



PROTEZIONE CIVILE  
Prestazioni del Consiglio di Stato  
Squadre della Protezione Civile



Superficie Romagna



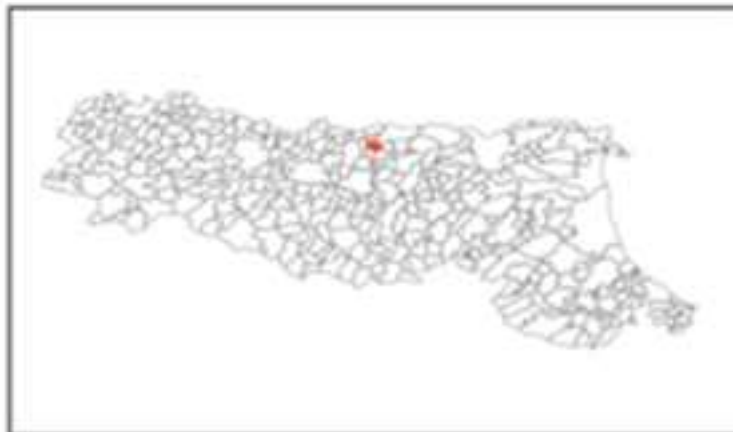
CONFERENZA DELLE REGIONI E  
DELLE PROVINCE AUTONOME

Attuazione dell'articolo 11 della legge 24 giugno 2009, n.77

# MICROZONAZIONE SISMICA

## Relazione Illustrativa

Regione Emilia-Romagna  
Comune di Cavezzo



<p>Regione</p> <p><b>Emilia-Romagna</b></p>	<p>Soggetto realizzatore</p>  <p>per contributo di</p> 	<p>Data</p> <p>mercoledì 19 settembre 2018 09:22:31</p>
---	---	---



# INDICE

## 1. Introduzione

## 2. Pericolosità di base ed eventi sismici di riferimento

## 3. Inquadramento litostratigrafico e geomorfologico

## 4. Dati geotecnici e geofisici

### 4.1. Campagne di indagine

4.1.1. *Indagini pregresse*

4.1.2. *Prima campagna di indagine progetto LIQUEFACT (dicembre 2016 – gennaio 2017)*

4.1.3. *Acquisizione dati ricostruzione post-sisma 2012 - MUDE (luglio 2017)*

4.1.4. *Seconda campagna di indagine progetto LIQUEFACT (ottobre 2017 – febbraio 2018)*

4.1.5. *Campagne di indagine del Comune e della Regione (dicembre 2017 – marzo 2018)*

4.1.6. *Campagna di indagine integrativa EUCENTRE (marzo 2018)*

### 4.2. Costruzione della banca dati delle indagini

## 5. Modello di sottosuolo

### 5.1. Definizione del profilo di Vs di riferimento

5.1.1. *Modello INGV/EUCENTRE*

5.1.2. *Modello OGS*

5.1.3. *Modello di  $V_{s30}$*

### 5.2. Mappa della frequenza fondamentale di risonanza

### 5.3. Profondità del bedrock sismico

### 5.4. Aggiustamento dei valori di Vs 30 per il modello P3D

### 5.5. Variabilità epistemica del modello

### 5.6. Litostratigrafia della parte più superficiale

5.6.1. *Metodologia e fasi di lavoro*

5.6.2. *Stratigrafie tipo*

## 6. Valutazione dell'amplificazione sismica

### 6.1. Pericolosità sismica di base

6.1.1. *Spettri di risposta elastici per suolo di categoria A*

6.1.2. *Accelerogrammi naturali spettro-compatibili*

6.1.3. *Magnitudo attesa al sito*

### 6.2. Modello geotecnico-sismico

### 6.3. Analisi di risposta sismica locale

## 7. Valutazione del potenziale di liquefazione

### 7.1. Dati di partenza

7.1.1. *Indagini utilizzate nel calcolo degli indici di rischio liquefazione*

7.1.2. *Livello di falda assunto nelle analisi*

7.1.3. *Dati in input per la stima della domanda sismica*

7.2. Procedura adottata per la stima del rischio di liquefazione

7.2.1. *Valutazione della suscettibilità a liquefazione alle diverse profondità*

7.2.2. *Stima dell'incidenza del fenomeno lungo una verticale*

7.2.3. *Metodo per la stima dei cedimenti indotti da liquefazione*

7.3. Calcolo dei risultati tenendo conto dell'incertezza epistemica

**8. Elaborati cartografici**

8.1. Carta delle indagini

8.2. Carta geologico-tecnica

8.3. Carta delle frequenze fondamentali di risonanza

8.4. Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS)

8.5. Carta delle  $V_{s30}$

8.6. Carte di microzonazione sismica

**9. Confronto con la distribuzione dei danni degli eventi passati**

**10. Bibliografia**

## 1. Introduzione

Il territorio di Cavezzo si trova nella parte centro-settentrionale della pianura modenese, tra Mirandola e Carpi (fig. 1.1).

A seguito della sequenza sismica che nel maggio-giugno 2012 ( $M_{w\max}=6,09$ ; Rovida et al., 2016) ha interessato la Pianura Padana centrale (fig. 1.2), ha subito danni pari all'intensità 8 della scala EMS (Tertulliani et al., 2012; Locati et al., 2016); inoltre, nel settore orientale del territorio comunale, immediatamente dopo la scossa principale del 29 maggio 2012 ( $M_w=5,9$ ; Rovida et al., 2016), sono stati osservati diffusi e vistosi effetti di liquefazione (fig. 1.3).

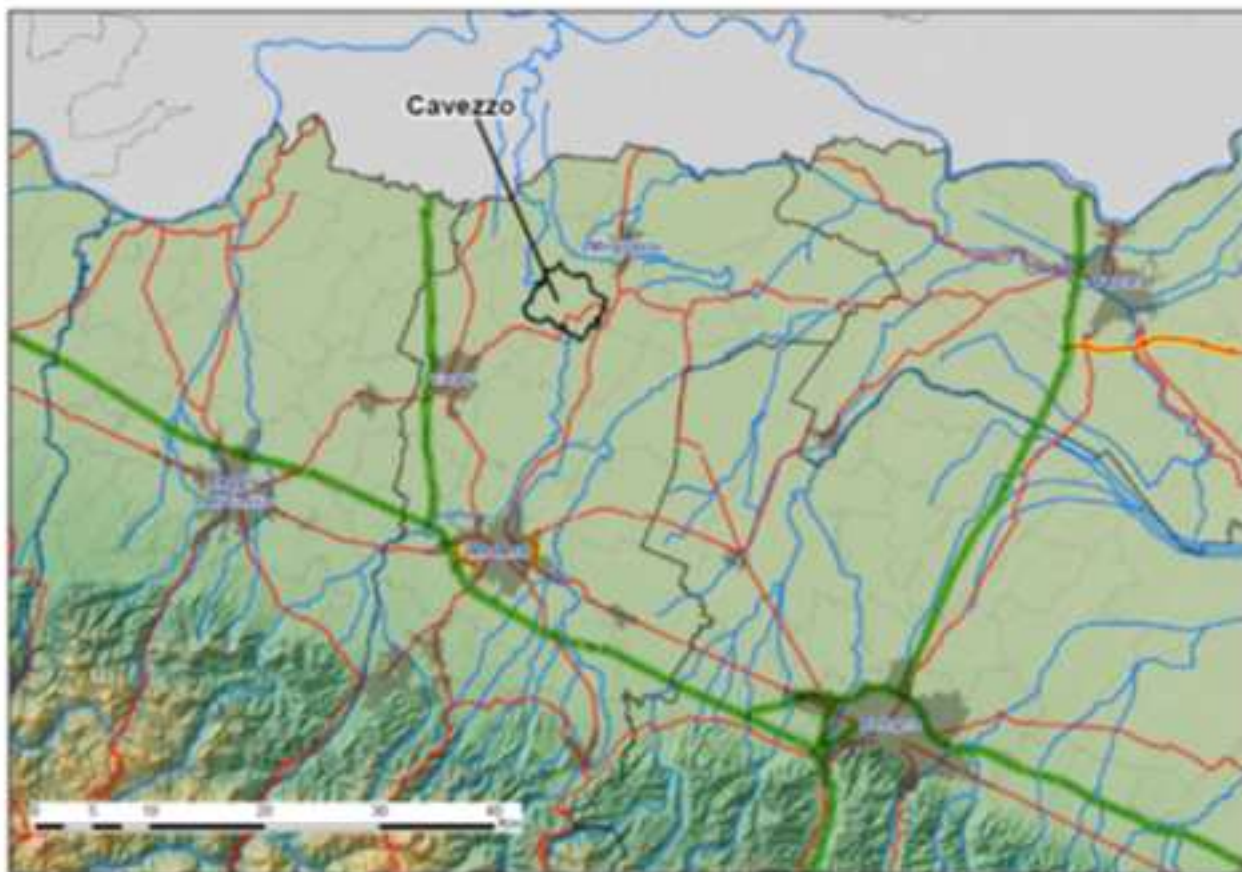


Figura 1.1: inquadramento geografico del territorio comunale di Cavezzo.

In considerazione dei fenomeni di instabilità sismoindotta osservati (liquefazione), la microzonazione sismica è stata realizzata secondo le procedure di approfondimento di terzo livello previste dagli indirizzi regionali (DAL 112/2007; DGR 2193/2015) e nazionali (ICMS, 2008). In particolare, gli approfondimenti sono stati finalizzati alla definizione dello scuotimento atteso e del rischio di liquefazione, per  $T_R=475$  anni (periodo di ritorno solitamente considerato come riferimento per studi di microzonazione sismica per la pianificazione urbanistica).

Questo studio è stato realizzato con risorse dell'art. 11 L. 77/2009, rese disponibili con OCDPC 293/2015 (articolo 2, comma 1, lettera a), e con risorse del progetto europeo LIQUEFACT "Assessment and mitigation of liquefaction potential across Europe: a holistic approach to protect structures/ infrastructures for improved resilience to earthquake-induced liquefaction disasters" (<http://www.liquefact.eu/>).

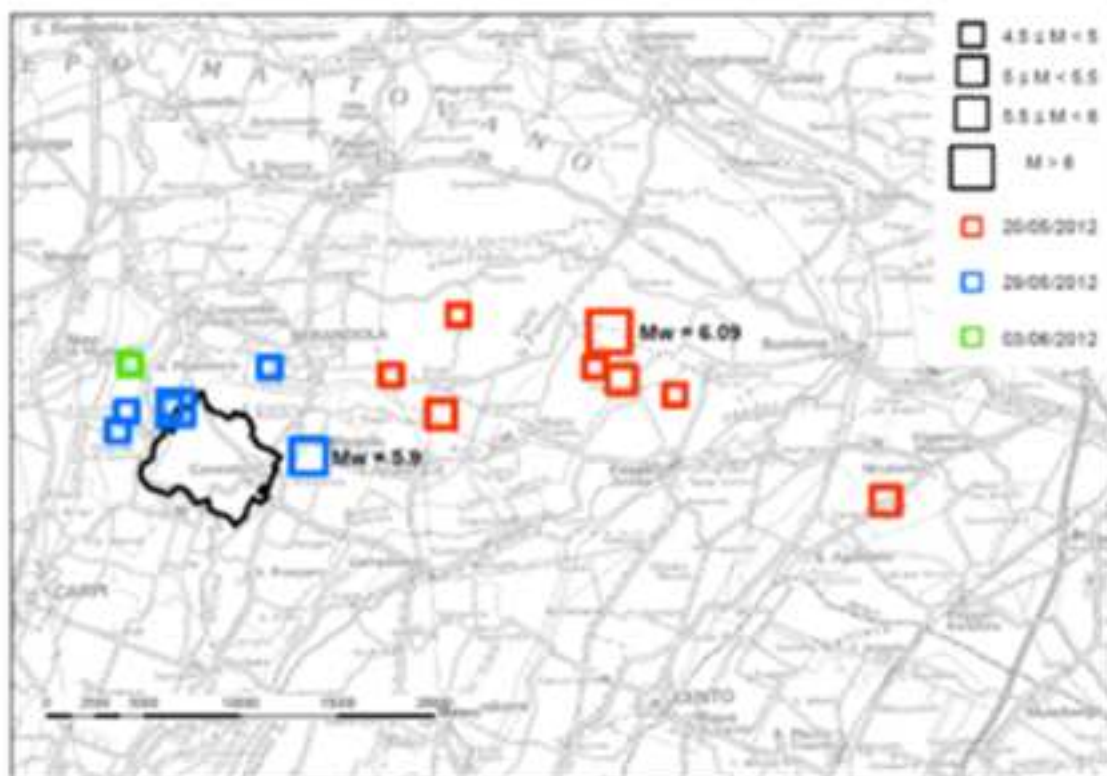


Figura 1.2: epicentri delle scosse principali ( $M_w > 4,5$ ) della sequenza sismica emiliana 2012.

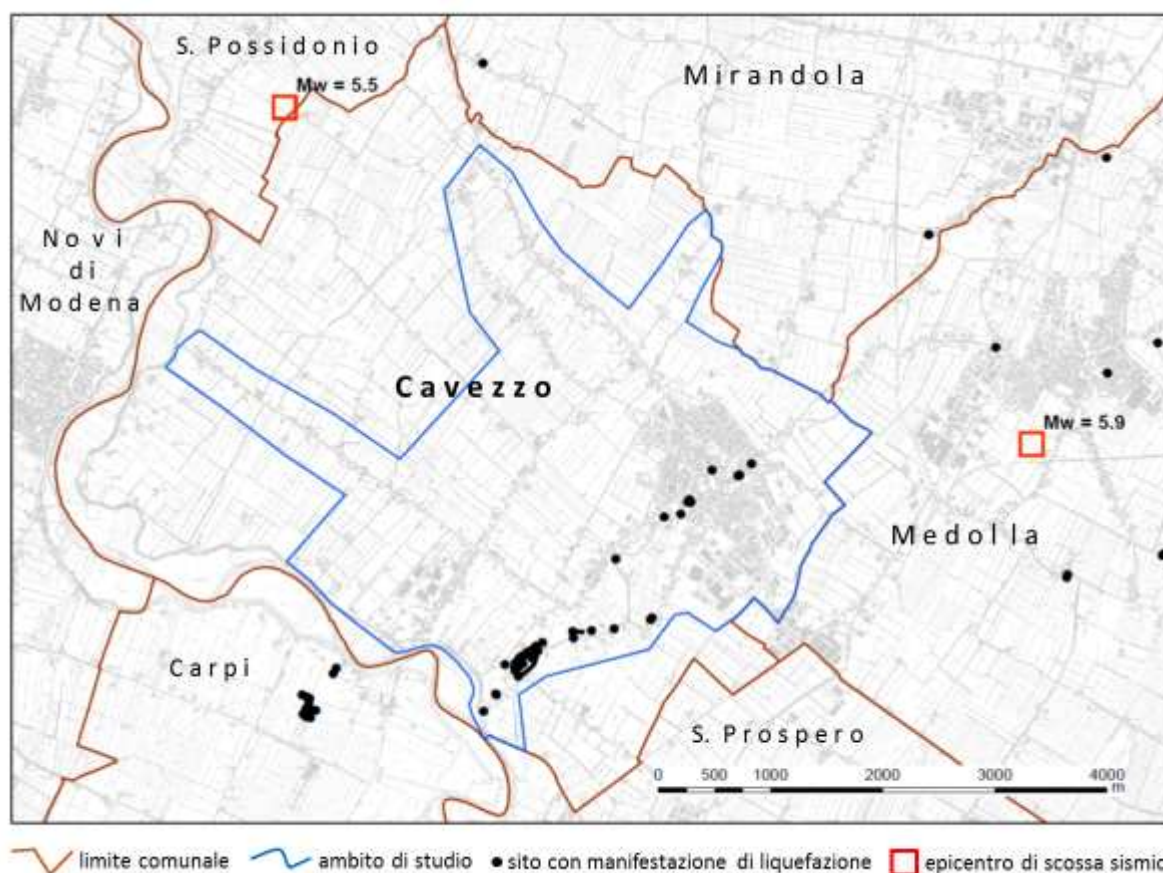


Figura 1.3: limite comunale, ambito di studio e localizzazione dei siti dove sono stati osservati fenomeni di liquefazione; sono riportati anche gli epicentri delle scosse più forti ( $M_w \geq 5,5$ ) del 29 maggio 2012.



Gli ambiti in cui effettuare lo studio e le indagini (fig. 1.3) sono stati definiti dall'Amministrazione Comunale, di concerto con l'Amministrazione Provinciale, sulla base degli strumenti urbanistici comunali e secondo le indicazioni degli indirizzi regionali per la microzonazione sismica (DGR 2193/2015); comprendono le porzioni di territorio urbanizzate e urbanizzabili, le principali reti infrastrutturali e le parti a queste contermini.

Gli elaborati e l'archiviazione dei dati sono stati realizzati secondo le indicazioni dell'Allegato 2 della deliberazione di Giunta della Regione Emilia-Romagna n. 573 del 28/4/2016 (DGR 573/2016), che riprende le disposizioni degli indirizzi regionali vigenti per la microzonazione sismica (DGR 2193/2015) e secondo il documento tecnico "Microzonazione Sismica. Standard di rappresentazione e archiviazione informatica. Versione 4.0b" della Commissione Tecnica nazionale per la microzonazione sismica (CT, 2015).

Una prima versione di microzonazione sismica di secondo livello (stima dell'amplificazione sismica) con locali approfondimenti di terzo livello (stima del potenziale di liquefazione IL) era stata realizzata nel 2012-2013 per la ricostruzione post-sisma 2012 (Martelli et al., 2013); gli elaborati di questo primo studio sono disponibili in <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/speciale-terremoto/sisma-2012-ordinanza-70-13-11-2012-cartografia>. Ai sensi dell'art. 19 della OCDPC 293/2015, il presente studio si configura quindi anche come adeguamento e aggiornamento di studi precedenti agli attuali standard DPC perciò i contributi di cui all'art. 11 L. 77/2009 sono stati concessi all'Amministrazione Comunale di Cavezzo senza necessità di cofinanziamento (DD 17050/2016).

Come anticipato, parte di questo studio è stata effettuata anche nell'ambito del progetto europeo LIQUEFACT "Assessment and mitigation of liquefaction potential across Europe: a holistic approach to protect structures/ infrastructures for improved resilience to earthquake-induced liquefaction disasters", programma Horizon 2020 – EU.3.7 (<http://www.liquefact.eu/>), che ha come obiettivi principali l'individuazione delle condizioni predisponenti e scatenanti il fenomeno della liquefazione in Europa, la verifica delle procedure per la valutazione del rischio e l'individuazione di tecniche efficaci per la mitigazione degli effetti di tale fenomeno sulle costruzioni.

La Regione Emilia-Romagna, con nota del Responsabile del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli PG.2016.580876 del 18/8/2016, si è dichiarata interessata agli sviluppi e ai risultati di tale progetto, nonché disponibile a collaborare mettendo a disposizione le proprie conoscenze, competenze e professionalità.

Per raggiungere gli obiettivi, sono previsti studi pilota e campi prova anche nel territorio italiano. Poiché il territorio di Cavezzo durante la sequenza sismica del maggio-giugno 2012 è stato interessato da forti scuotimenti ( $I_{EMS}=VIII$ ; Tertulliani et al., 2012; Locati et al., 2016; Rovida et al., 2016) e da diffusi fenomeni di liquefazione, il gruppo di lavoro italiano di LIQUEFACT, coordinato dal Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura dell'Università di Pavia (UniPV-DICAr) e dalla Fondazione EUCENTRE - Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, con la partecipazione del Dipartimento di Scienze della Terra e dell'Ambiente dell'Università di Pavia di concerto con la Regione, ha individuato il Comune di Cavezzo come zona d'interesse dove effettuare uno studio pilota di microzonazione sismica finalizzato alla definizione dell'amplificazione sismica attesa e del rischio di liquefazione. Il 7 luglio 2017 è stato quindi firmato uno specifico accordo tra Regione, UniPV-DICAr, EUCENTRE, Provincia di Modena e Comune di Cavezzo per uno studio pilota dello scuotimento del suolo e del rischio liquefazione finalizzato alla microzonazione sismica del territorio di Cavezzo (DGR 501/2017).

Lo studio è stato svolto da un gruppo di lavoro interdisciplinare e interistituzionale costituito da:

Carlo G. Lai, Antonino Famà, Elisa Zuccolo, Renato M. Cosentini, Daniele Conca, Juan C. Gómez Zapata, Sonia Lorini e Simone Ciaffaroni di UniPV-DICAR;

Claudia Meisina, Roberta Boni, Massimiliano Bordoni, Pina Persichillo, Giuseppe Cerra e Giacomo Perotti dell'Università degli Studi di Pavia, Dipartimento di Scienze della Terra e dell'Ambiente  
Francesca Bozzoni della Fondazione EUCENTRE;

Luca Martelli e Giulio Ercolessi della Regione Emilia-Romagna, Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli (SGSS-RER);

Hanno inoltre fornito contributi essenziali (v. indicazioni specifiche nei successivi capitoli):

Valerio Poggi della Fondazione GEM (Global Earthquake Model);

Doriano Castaldini, Daniela Fontana, Stefano Lugli e Alessandro Ghinoli dell'Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia, Dipartimento di Scienze Chimiche e Geologiche (UniMORE-DSCG);

Marco Massa, Claudia Mascandola, Sara Lovati, Simona Carannante, Paola Morasca, Ezio D'Alema, Gianlorenzo Franceschina e Antonio Gomez dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), sezione di Milano;

Lorenzo Petronio e Alfio Barbagallo dell'Istituto Nazionale di Oceanografia e di Geofisica Sperimentale (OGS) di Trieste, Sezione di Ricerca Tecnologica Infrastrutture – IRI, Gruppo LIAD;

Susy Baraldi e Agnese Malagoli del Comune di Cavezzo.



## 2. Pericolosità di base ed eventi sismici di riferimento

Cavezzo è un comune della pianura modenese settentrionale, localizzato sul fianco meridionale dell'antiforme più interna (anticlinale di Mirandola, v. Boccaletti et al., 2004; Martelli et al., 2017a) delle Pieghe Ferraresi (Pieri e Groppi, 1981) (figg. 2.1 e 2.2).

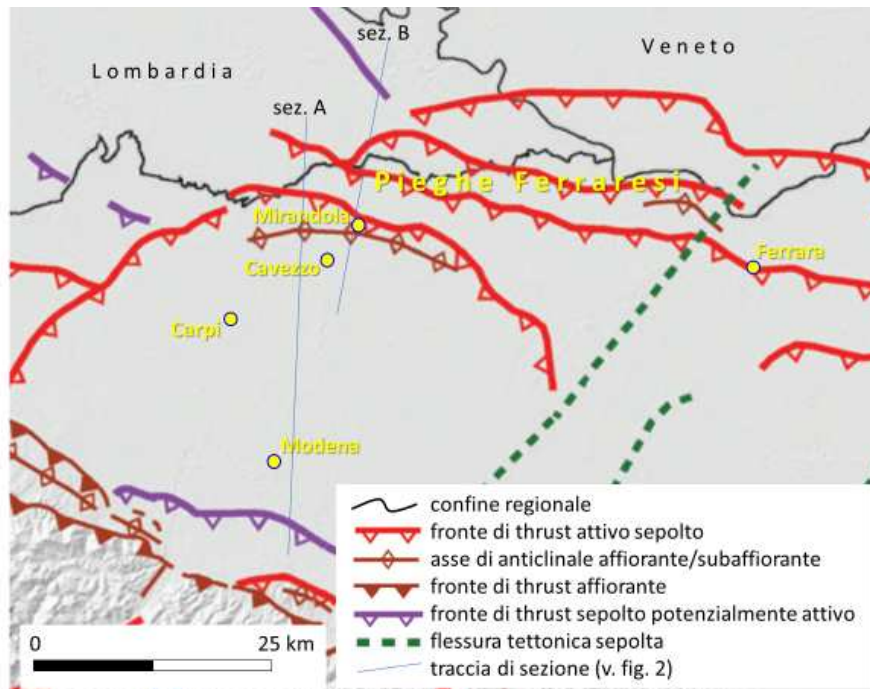


Figura 2.1: principali strutture tettoniche attive riconosciute nella pianura modenese e aree limitrofe (da Martelli et al., 2017a).

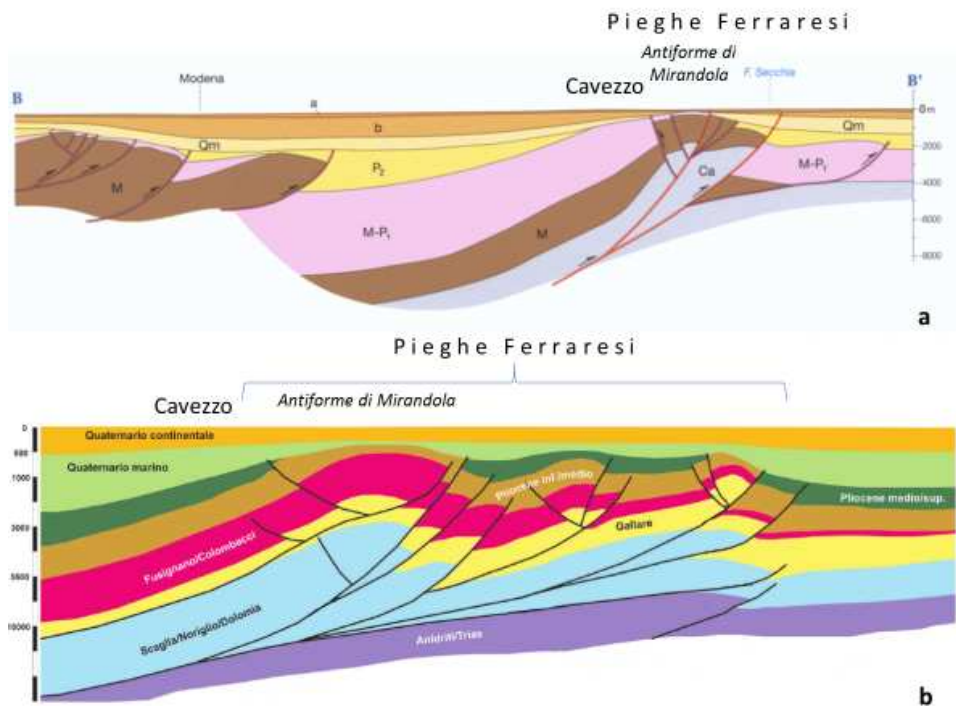


Figura 2.2: sezioni geologiche attraverso la pianura modenese; a) da Castelnuovo Rangone (MO) a Quistello (MN) (mod. da Boccaletti et al., 2004), b) da S. Prospero (MO) a Ostiglia (MN) (mod. da Martelli et al., 2017a). Traccia delle sezioni in fig. 2.1.

La pericolosità sismica di base di questo settore della Pianura Padana dell'area è data soprattutto dall'attività delle Pieghe Ferraresi (figg. 2.2 e 2.3).

Come si può vedere dalla figura 2.3, il centro abitato di Cavezzo è prossimo (circa 3 km) all'epicentro della scossa del 29/5/2012 ( $M_w=5.9$ ; Rovida et al., 2016), che risulta essere anche l'evento che negli ultimi 500 anni ha causato i maggiori effetti e danneggiamenti in questo Comune (Locati et al., 2016). Tuttavia, i cataloghi storici (figg. 2.3 e 2.4; Locati et al., 2016; Rovida et al., 2016) indicano che risentimenti importanti si sono avuti anche in occasione di altri forti terremoti generati in aree sismogeniche limitrofe (fig. 2.5; DISS Working Group, 2015).

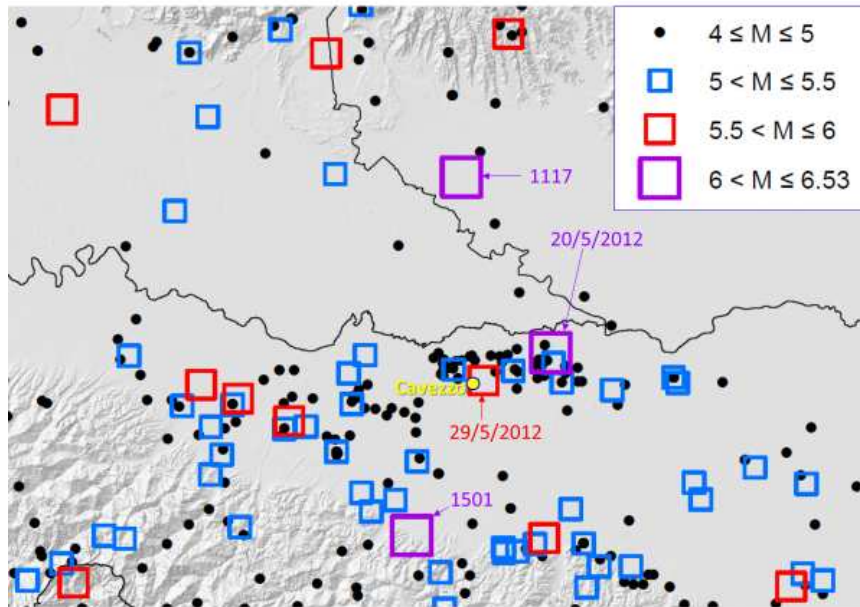


Figura 2.3: epicentri dei principali terremoti ( $M \geq 4$ ) che hanno interessato la Pianura Padana centrale dall'anno 1000 (da CPTI15, Rovida et al., 2016).

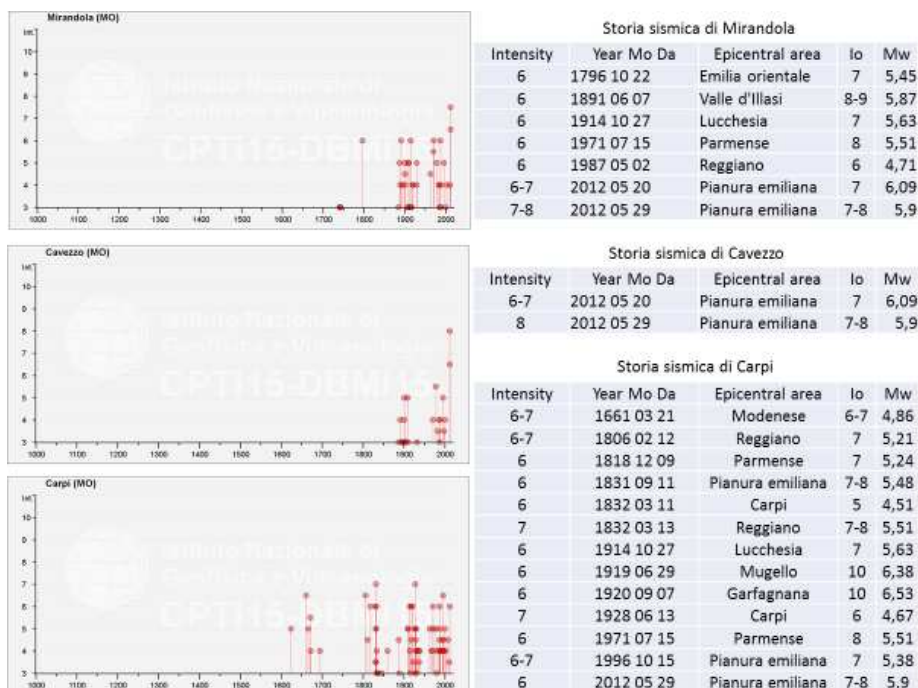


Figura 2.4: storia sismica di Cavezzo, Mirandola e Carpi; nelle tabelle sono riportati i terremoti che hanno prodotto i maggiori effetti e danneggiamenti ( $I \geq 6$ , da DBMI15, Locati et al., 2016).

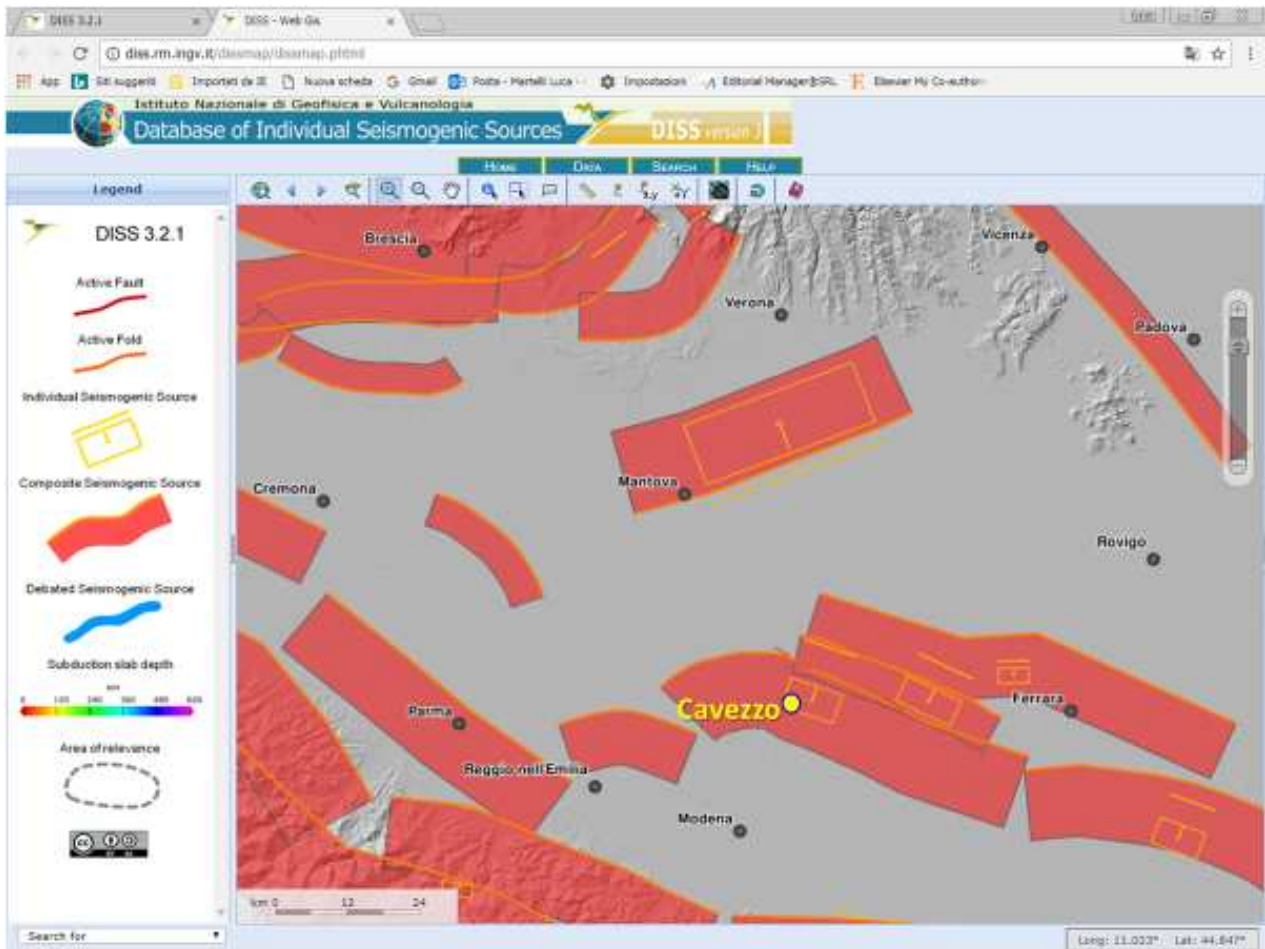


Figura 2.5: zone sismogeniche capaci di generare terremoti  $M \geq 5,5$  (da DISS3.2.1; DISS Working Group, 2015).

In particolare, il territorio di Cavezzo risulta compreso nell'area della sorgente sismogenica composta ITCS051 Carpi-Poggio Renatico e della sorgente sismogenica individuale ITIS107 Mirandola le quali, secondo il DISS Working Group (2015), sono capaci di generare terremoti  $M_w=6,0$  (fig. 2.6).



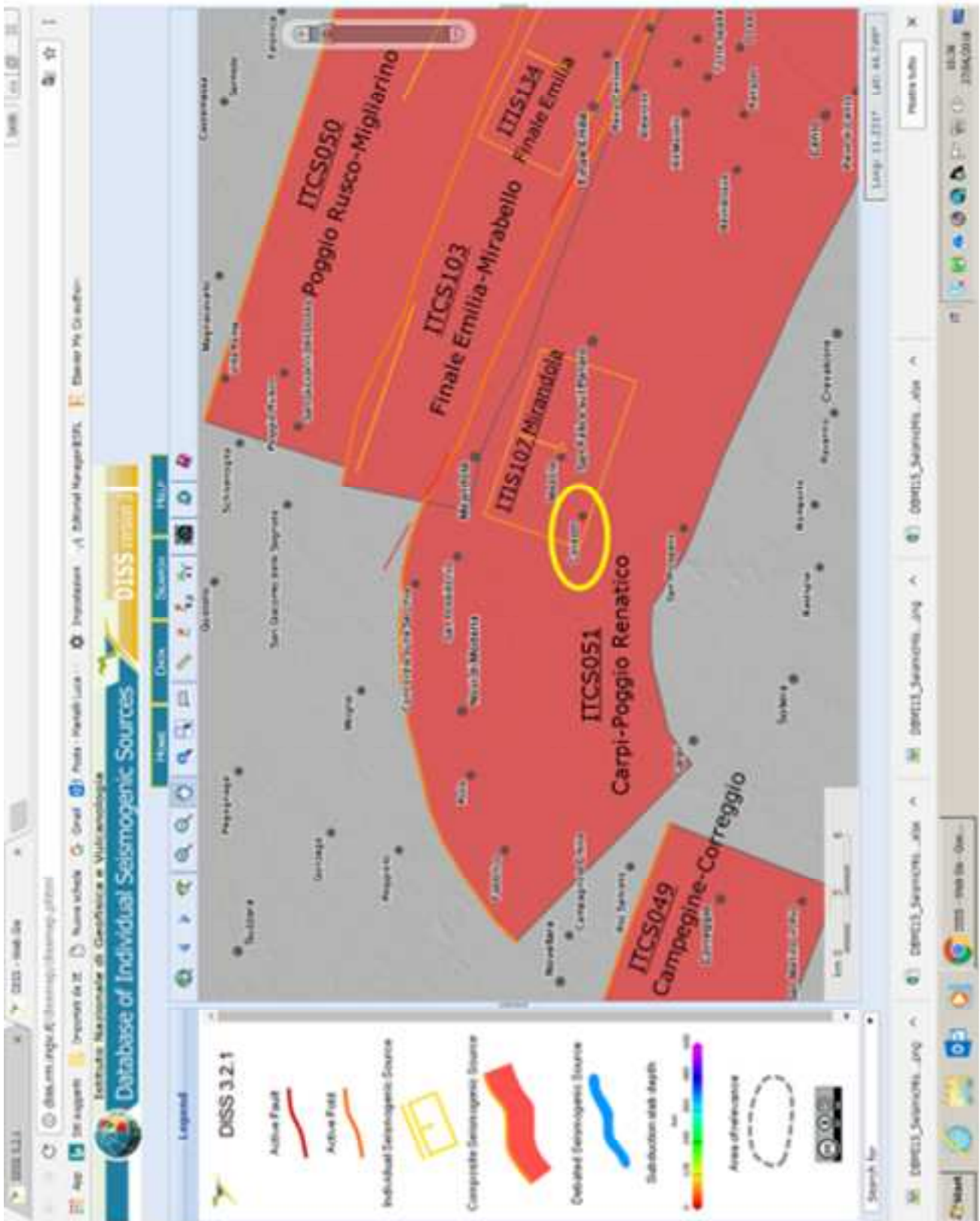


Figura 2.6 Dettaglio della figura precedente con indicazione dei codici e delle denominazioni delle principali strutture sismogeniche locali (da DISS3.2.1; DISS Working Group, 2015).

Secondo la zonazione sismogenica ZS9 (Meletti e Valensise, 2004), Cavezzo ricade nella parte nordoccidentale della zona 912 (fig. 2.7). In questa zona sono considerati possibili terremoti di magnitudo massima 6,14.

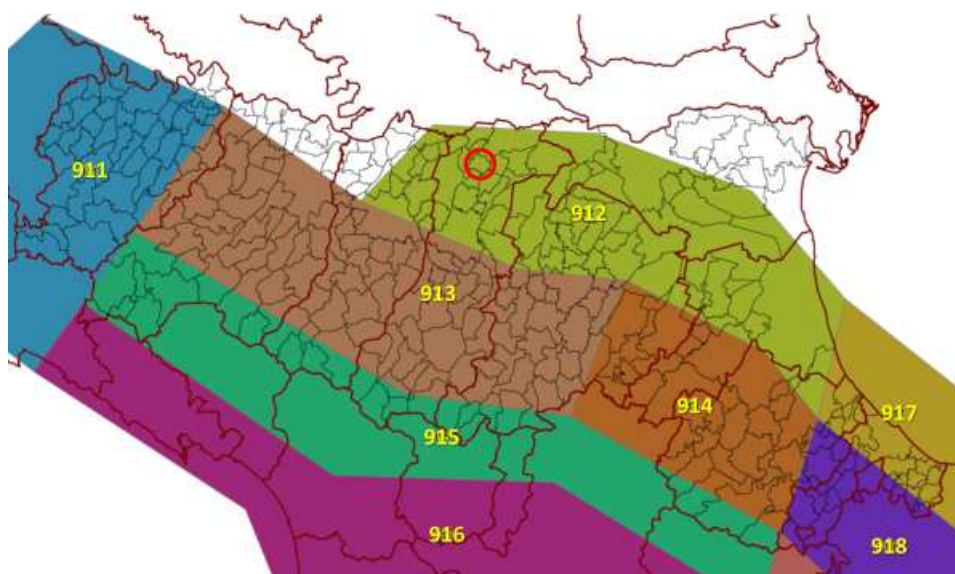


Figura 2.7: localizzazione del Comune di Cavezzo (cerchio rosso) nella zonazione sismogenica ZS9 (Meletti e Valensise, 2004; Meletti et al., 2008).

Il Comune di Cavezzo è stato classificato sismico in zona 3 (fig. 2.8) con la riclassificazione del territorio nazionale pubblicata con OPCM 3274/2003 e recepita dalla Regione con DGR 1435/2003; fino al 2003 il territorio di Cavezzo non era classificato sismico.

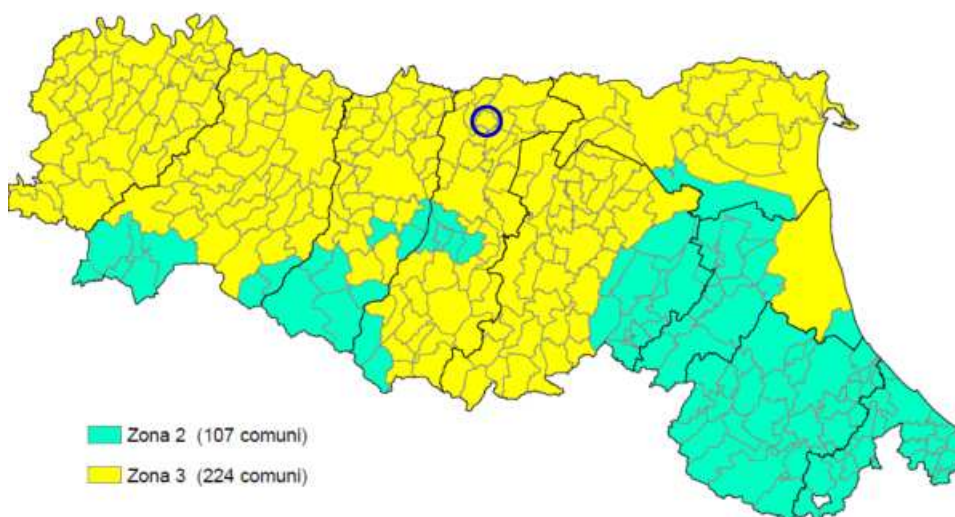


Figura 2.8: localizzazione del Comune di Cavezzo (cerchio blu) nella mappa di classificazione sismica dell'Emilia-Romagna (DGR 1164/2018).



Secondo la mappa di pericolosità di base MPS04, realizzata da INGV e pubblicata con OPCM 3519/2006 (<http://www.mi.ingv.it/pericolosita-sismica/>), riferimento per analisi della pericolosità sismica a fini progettuali, il territorio di Cavezzo è caratterizzato da un'accelerazione di riferimento, ovvero accelerazione di picco orizzontale su suolo rigido e pianeggiante (v. suolo A delle NTC 2018), per  $T_R=475$  anni, variabile tra 0,148g e 0,153g (fig. 2.9).

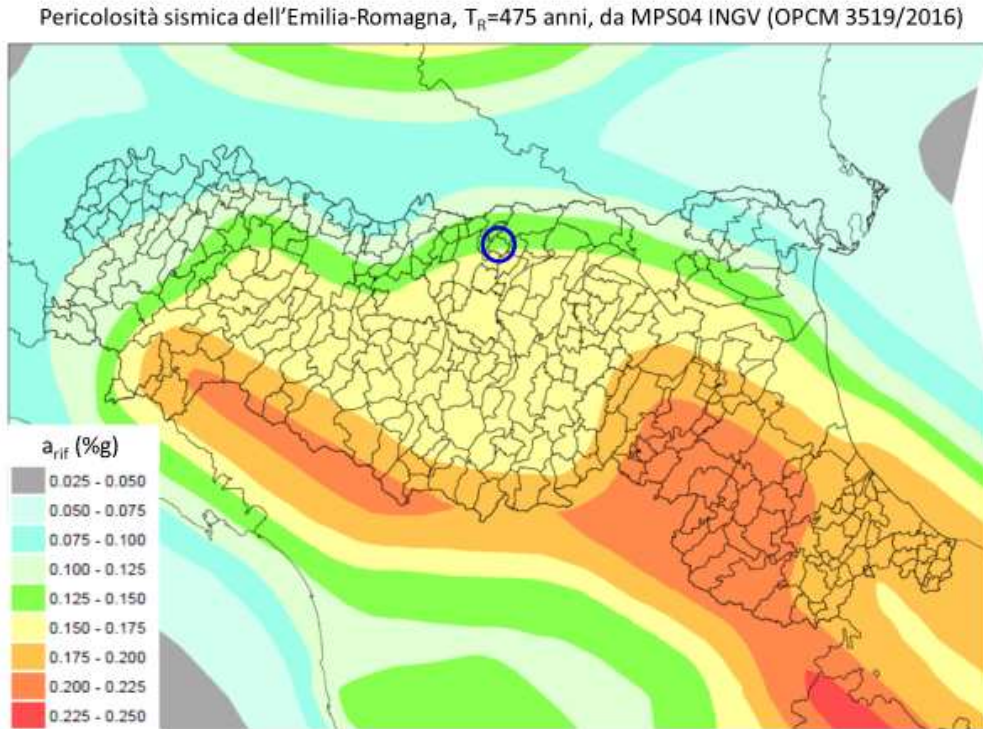


Figura 2.9: localizzazione del Comune di Cavezzo (cerchio blu) nella mappa di pericolosità sismica di base MPS04 (OPCM 3519/2006).

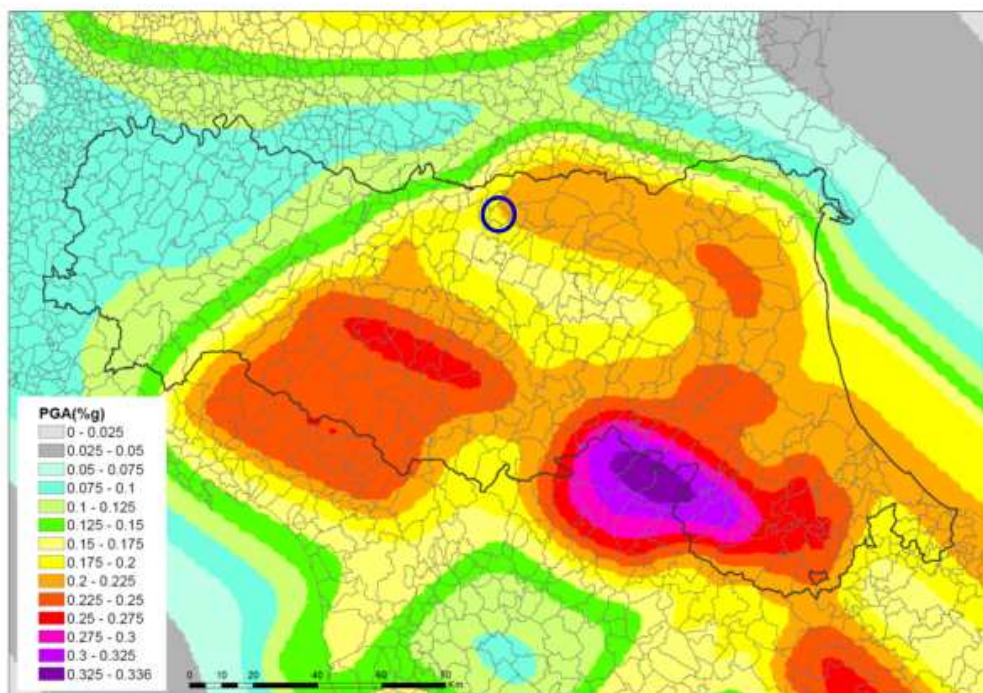


Figura 2.10: localizzazione del Comune di Cavezzo (cerchio blu) nella mappa di pericolosità sismica di base proposta da Martelli et al. (2017b).

Nel 2017 la Regione Emilia-Romagna, l'Istituto Nazionale di Oceanografia e Geofisica Sperimentale (OGS) di Trieste, il Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università di Firenze e l'Istituto di Geoscienze e Georisorse del CNR, sezione di Firenze, hanno presentato uno nuovo studio della pericolosità sismica dell'Appennino settentrionale e aree limitrofe (Martelli et al., 2017b) basato sui più recenti cataloghi sismici INGV, su una nuova zonazione sismogenica e una modellazione 3D delle sorgenti sismiche. Secondo tale studio l'accelerazione di picco attesa su suolo di riferimento, per  $T_R=475$  anni, nel territorio di Cavezzo è variabile da 0,189g a 0,206g (fig. 2.10).



### 3. Inquadramento litostratigrafico e geomorfologico

Come precedentemente indicato, il territorio di Cavezzo si colloca nella parte centro-settentrionale della pianura modenese, in destra idrografica del fiume Secchia, che segna il confine amministrativo meridionale e occidentale, circa a metà strada tra Carpi e Mirandola. Dal punto di vista geologico è rilevante il fatto che il territorio di Cavezzo si trova sul fianco meridionale dell'antiforme sepolta di Mirandola, la più interna del sistema delle Pieghe Ferraresi (fig. 2.2). La successione litostratigrafica è costituita da depositi alluvionali di spessore variabile, da circa 130 m a nord a circa 280 m a sud, su un substrato costituito da alternanze di marne e sabbie, riferibili alle Argille Azzurre del Pliocene-Pleistocene inferiore e alle Sabbie di Imola del Pleistocene medio (RER-ENI, 1998; fig. 3.1).

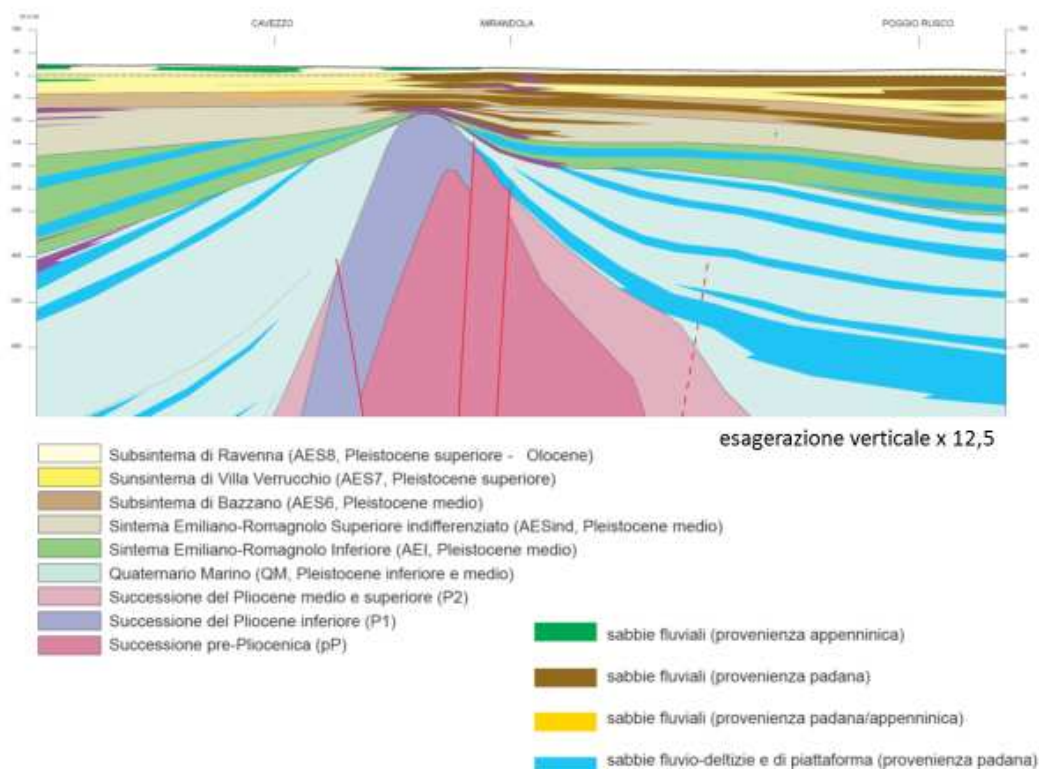


Figura 3.1: sezione geologica (esagerazione verticale x 12,5) attraverso la pianura modenese (Martelli e Romani 2013).

La successione alluvionale, descritta come Supersintema Emiliano-Romagnolo (Pleistocene medio-Olocene), è stata suddivisa in due cicli sedimentari principali: il Sintema Emiliano-Romagnolo inferiore (AEI), di età compresa tra 800.000 e 450.000 anni, e il Sintema Emiliano-Romagnolo superiore (AES), di età compresa tra 450.000 anni e il periodo attuale.

I sondaggi eseguiti nelle vicinanze di Cavezzo indicano che in questo settore di pianura tali depositi alluvionali sono costituiti da alternanze di sedimenti fini argilloso-limosi, talora con orizzonti torbosi, e orizzonti sabbiosi (sabbie da medie a fini, sabbie limose); sabbie con ciottoli sono state incontrate nella parte inferiore della successione alluvionale (AEI), in sondaggi profondi che hanno raggiunto il substrato a circa 96 m a Medolla e a circa 113 m nella parte meridionale del centro a bitato di Mirandola (fig. 3.2). Tali depositi sono prevalentemente dovuti alla sedimentazione del fiume Po, che nel Pleistocene scorreva più a sud del corso attuale; la parte superiore della successione, di età olocenica, è invece il risultato della sedimentazione dei fiumi appenninici Secchia e Panaro, affluenti di destra del Po (Castaldini, 1989).

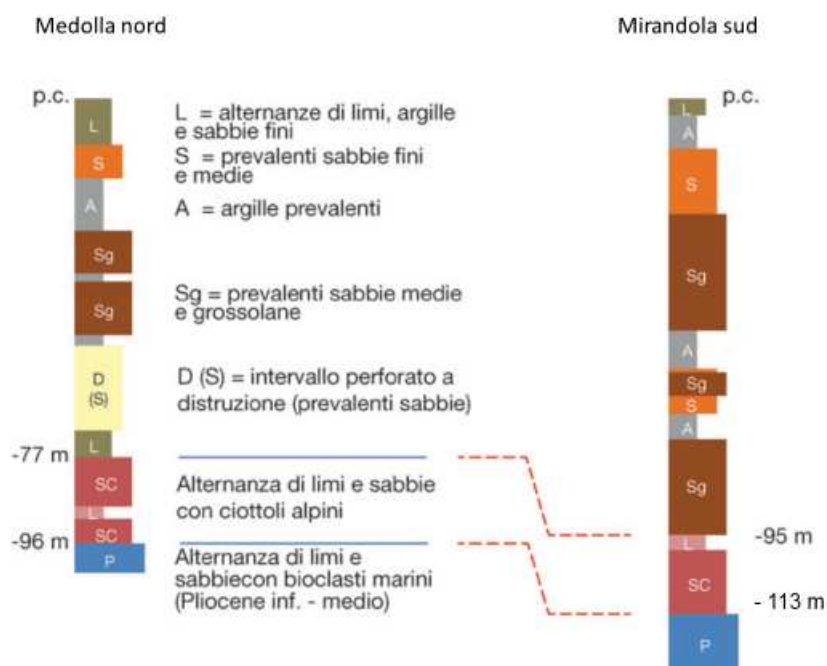
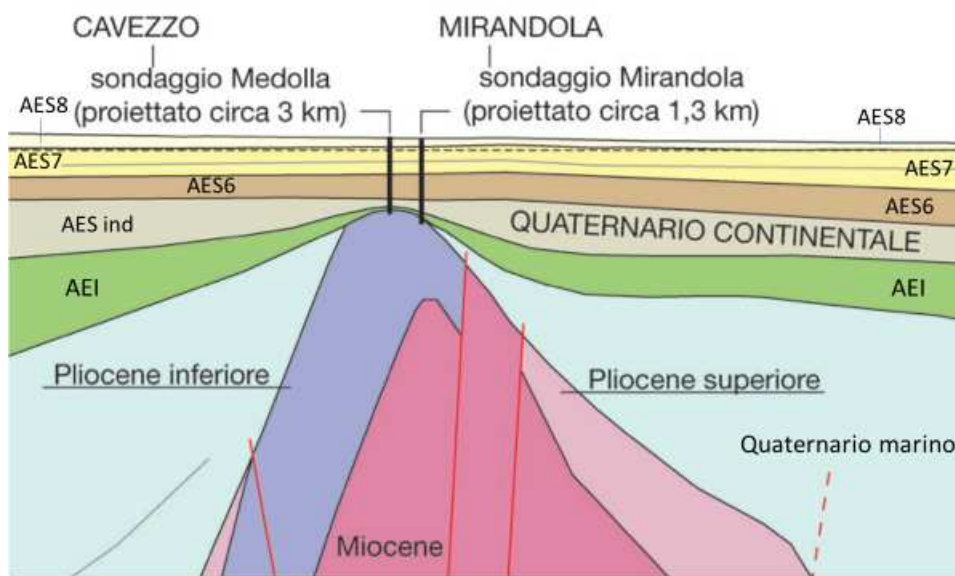
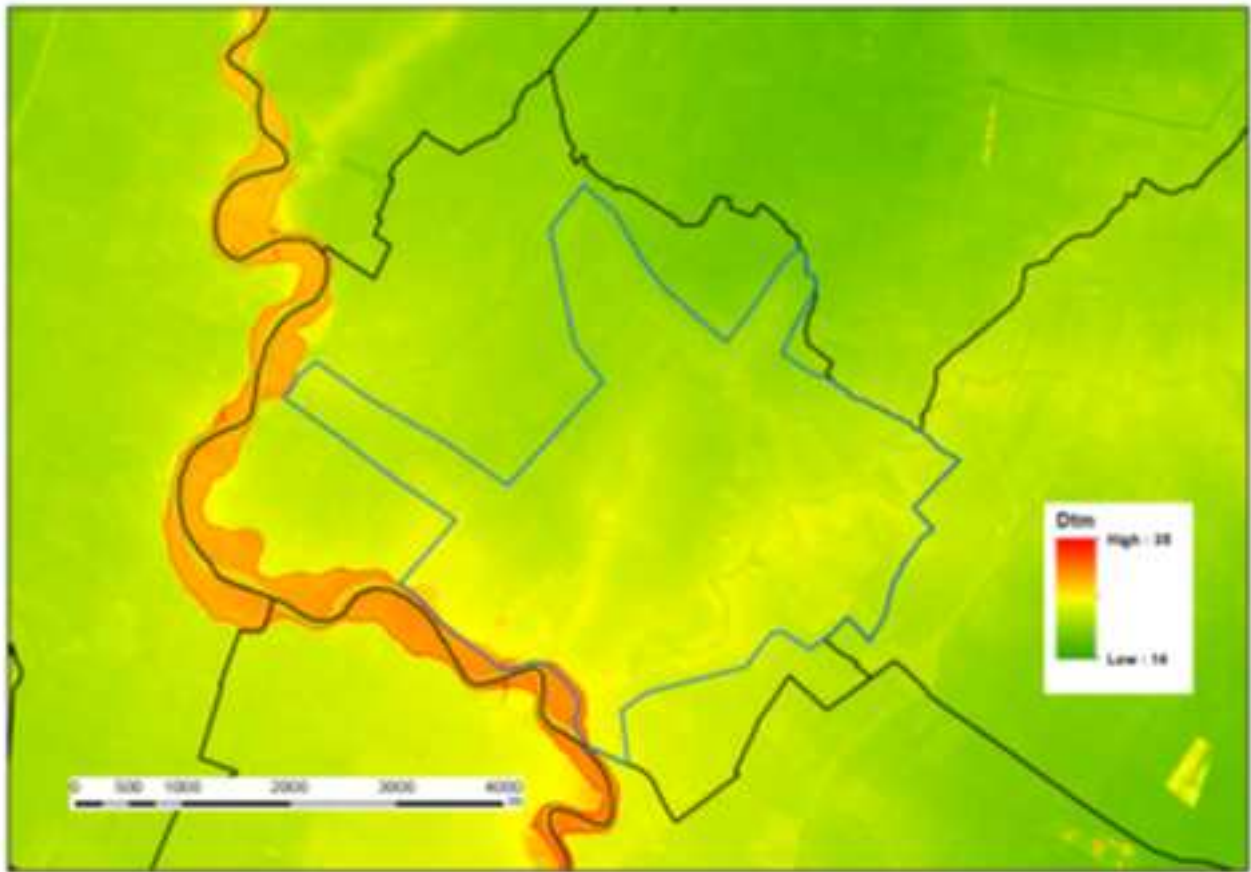


Figura 3.2: sezione geologica attraverso la parte alta dell'anticlinale di Mirandola (esagerazione verticale x12,5) con localizzazione e stratigrafia di sintesi dei sondaggi che hanno raggiunto il substrato geologico dei depositi alluvionali.

Dal punto di vista morfologico, il territorio di Cavezzo è pressoché pianeggiante con quote variabili tra circa 34 m s.l.m., a sud e a ovest, a circa 20 m s.l.m., a nord; le quote più elevate sono in corrispondenza dell'attuale arginatura del fiume Secchia, in parte di natura antropica, che si eleva, a sud e a ovest, fino a circa 7-8 metri rispetto alle zone circostanti, e dai dossi dei corsi fluviali abbandonati che costituiscono fasce di terreno più elevate, generalmente dell'ordine di un paio di metri, rispetto alla pianura circostante (fig. 3.3).



*Figura 3.3: mappa altimetrica derivata dal rilievo LIDAR del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare.*

#### 4. Dati geotecnici e geofisici

Per questo studio sono stati analizzati dati geotecnici e geofisici derivanti sia da indagini pregresse sia da nuove indagini, programmate ad-hoc per le finalità di questo studio.

Le nuove indagini geognostiche sono state eseguite dalla Geotecnica Veneta s.r.l e dalla Tecnoin s.r.l.; le nuove indagini geofisiche sono state realizzate dalla GEOSTUDI Astier s.r.l.; le prove di laboratorio sono state eseguite da Elletipi s.r.l. e dal laboratorio di Geologia Applicata e Geotecnica del Dipartimento di Scienza della Terra e dell'Ambiente dell'Università degli Studi di Pavia.

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV, sezione di Milano, Resp. Dott. Marco Massa) ha condotto le acquisizioni di rumore ambientale a stazione singola e array bidimensionale; l'Istituto Nazionale di Oceanografia e Geofisica Sperimentale (OGS) di Trieste (Resp. Dott. Lorenzo Petronio) ha svolto la campagna di sismica a riflessione (in onde P e S).

##### 4.1. Campagne di indagine

La microzonazione sismica di terzo livello richiede un significativo numero di prove geofisiche e geotecniche, sia in sito che in laboratorio, rivolte alla definizione del comportamento dei terreni sotto sollecitazione dinamica, e l'impiego di specifiche procedure di elaborazione per la stima degli indici di rischio.

La Figura 4.1 sintetizza lo stato di avanzamento delle indagini nel corso del presente studio. L'analisi dei dati pregressi e le nuove campagne di indagine possono essere sintetizzate in sei fasi principali di seguito brevemente illustrate.



Figura 4.1: Stato di avanzamento delle indagini nel corso del presente studio.

Base di partenza sono state le indagini pregresse eseguite nel territorio comunale e fornite dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna (SGSS-RER). Su questa base sono state pianificate ad hoc ed eseguite quattro campagne di indagini in sito, geognostiche e geofisiche, e prove di laboratorio. In particolare, due campagne di indagine sono state condotte nell'ambito del progetto di ricerca europeo LIQUEFACT, una campagna è stata commissionata dal



Servizio Urbanistica, Edilizia, e Ambiente del Comune di Cavezzo e dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna e, infine, un'ultima campagna di indagine integrativa è stata finanziata e svolta da EUCENTRE.

Di fondamentale importanza è stata l'acquisizione dei dati presenti nella banca dati MUDE (Modello Unico Digitale per l'Edilizia) relativa alle istanze di richiesta contributi per la ricostruzione sottomesse dai privati a seguito della sequenza sismica che ha colpito la zona nel maggio 2012 e dei dati presenti nelle relazioni a supporto delle richieste di contributi per interventi di mitigazione del rischio di liquefazione. Le numerose prove disponibili, distribuite più o meno in tutte le aree urbanizzate del territorio comunale, hanno permesso di ampliare l'estensione delle aree caratterizzate dal punto di vista geotecnico e geofisico (fig. 4.2).

La tabella 4.1 sintetizza tutte le indagini eseguite nell'area in esame i cui dati sono stati organizzati in una banca dati GIS; la figura 4.2 ne riporta un estratto relativo all'intero territorio comunale.

*Tabella 4.1: quadro delle indagini ottenute sia da campagne di indagine pregresse che da campagna di indagine svolte a hoc per il territorio comunale di Cavezzo (tra parentesi sono indicate le prove in formato digitale).*

Tipo di prova	Dati ricost. MUDE	RER Database	Campagna Indagine LIQUEFACT 2016 - 2017	Campagna Indagine LIQUEFACT 2017 - 2018	Campagna Indagine Comune Cavezzo 2017 - 2018	Campagna Indagine EUCENTRE 2018	Tot
<b>Prove penetrometriche</b>							
CPT	286	121 (89)	-	-	-	-	407 (375)
CPT <sub>u</sub>	22	18 (15)	-	-	7	-	47 (44)
SCPT	-	1	-	-	-	-	1
SCPT <sub>u</sub>	7	6	10	-	1	-	24
SPT	4	10	11	-	-	-	25
Prova dilatometrica (DMT)	4	1	-	-	-	-	5
Prove dinamiche DPSI	1	-	-	-	-	-	1
<b>Informazioni sulla stratigrafia</b>							
Sondaggi a carotaggio continuo	1	1	-	-	-	-	2
Sondaggi + prove di laboratorio	2	1	2	-	1	-	6
Sondaggi + prove di laboratorio + SPT	2	1	-	-	-	-	3
Sondaggi + SPT	2	2	-	-	-	-	4
Pozzi per acqua/trincee	1	8	-	-	-	-	9
Sondaggio a distruzione di nucleo	-	3	-	-	-	-	3
<b>Indagini geofisiche</b>							
H/V (Hakamura)	147	14 (6)	21	25	-	12	219 (211)
Array ESAC	-	1	-	-	-	-	1
MASW	135	2	7	-	-	-	144
HolSurfact	10	2	-	-	-	-	12
SPAC	4	-	-	-	-	-	4
Sismica a rifrazione	2	-	-	-	-	-	2
ReMi	14	-	7	-	-	-	21
MFA-Hz	4	-	-	-	-	-	4
ERT	-	-	7	-	-	-	7
Array microtremore	-	-	-	2	-	-	2
Linea sismica a riflessione ad alta risoluzione	-	-	-	1	-	-	1
<b>Prove di laboratorio</b>							
Analisi granulometrica	1	7	17	-	14	-	41
Limiti Atterberg	-	4	7	-	9	-	20
Prove di taglio diretto	1	1	-	-	-	-	2
Prova triassiale	-	1	-	-	-	-	1
Colonna risonante	-	-	-	-	5	-	5
Taglio semplice ciclico	-	-	-	-	3	-	3
Prova edometrica	-	-	-	-	1	-	1

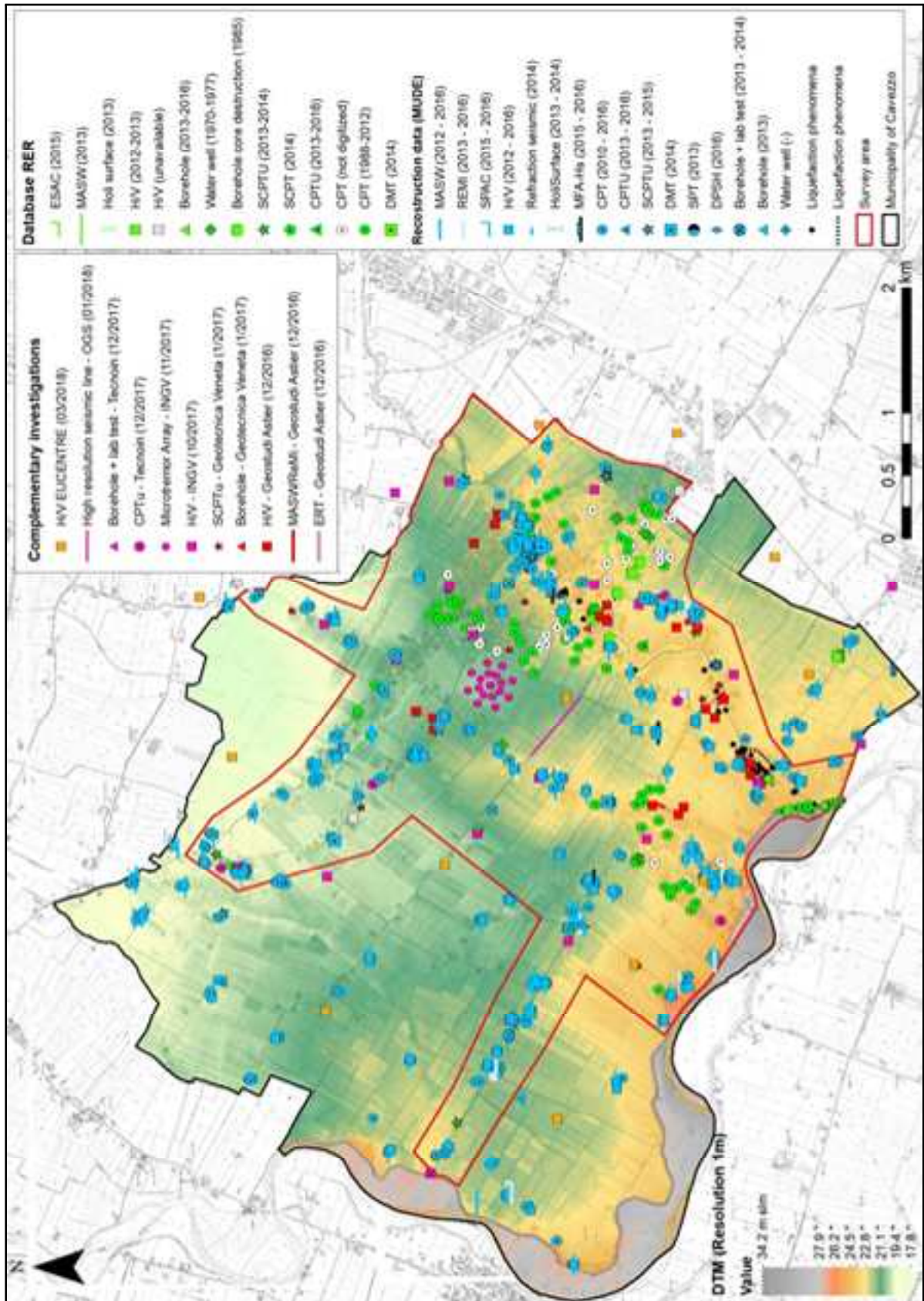


Figura 4.2: mappa delle indagini eseguite nell'area in esame, sia nel corso delle campagne di indagine svolte ad hoc (simboli in magenta, rosso e arancione) che provenienti da campagne di indagine pregresse (simboli in verde e azzurro).

Nei seguenti paragrafi vengono descritte singolarmente le sei fasi principali che sintetizzano lo stato di avanzamento delle indagini nel corso del presente studio. Per quel che riguarda le campagne di indagine svolte ad hoc, si rimanda ai corrispondenti report per ulteriori dettagli.

#### 4.1.1. Indagini pregresse

La

Tabella 4.2 riporta una sintesi delle indagini pregresse.

Per diverse prove penetrometriche statiche (CPT, CPTu, SCPT, SCPTu) non è disponibile il dato in formato digitale. Per tale ragione, è stata condotta una delicata fase di digitalizzazione dei profili relativi rispettivamente a: resistenza alla punta (qc); attrito laterale (fs); pressione interstiziale (U); velocità delle onde di taglio (Vs). Per alcune di queste prove, piuttosto datate (eseguite intorno al 1980), è stato deciso di non digitalizzare i relativi profili in quanto la qualità del dato fornito non ha permesso un'adeguata digitalizzazione tale da garantire un livello accettabile nella definizione del dato finale.

In Tabella 4.3 è indicato nel dettaglio il numero complessivo di prove penetrometriche fornite inizialmente, le prove già rese disponibili in formato digitale, quelle digitalizzate e infine le prove escluse a causa della qualità del dato non sufficiente.

Tabella 4.2: indagini pregresse disponibili per l'area in esame (banca dati SGSS-RER).

Tipo di prova	Regione Emilia Romagna Database	Altre relazioni fornite da RER	Tot
<b>Prove penetrometriche</b>			
CPT	107	14	121 (59)
CPTu	10	8	18 (10)
SCPT	1	-	1
SCPTu	6	-	6
SPT	10	-	10
Prova dilatometrica (DMT)	-	1	1
<b>Informazioni sulla stratigrafia</b>			
Sondaggi a carotaggio continuo	1	-	1
Sondaggi + prove di laboratorio	-	1	1
Sondaggi + prove di laboratorio + SPT	1	-	1
Sondaggi + SPT	1	1	2
Pozzi per acqua/trincee	7	1	8
Sondaggio a distruzione di nucleo	3	-	3
<b>Indagini geofisiche</b>			
H/V (Nakamura)	10 (2 disponibili)	4	14 (6)
Array ESAC	1	-	1
MASW	-	2	2
Holi surface	-	2	2
<b>Prove di laboratorio</b>			
Analisi granulometrica	5	2	7
Limiti Atterberg	4	-	4
Prove di taglio diretto	1	1	2
Prova triassiale	1	-	1



Tabella 4.3: indagini pregresse disponibili per l'area in esame (banca dati SGSS-RER): dettaglio sulla tipologia del dato relativo alle prove penetrometriche statiche.

Tipo di prova	Regione Emilia Romagna Database	Altre relazioni fornite da RER	Tot	Dati digitali forniti da RER	Dati digitalizzati UNIPV/EUCENTRE	Qualità dato non sufficiente	Indagini disponibili in formato digitale
<b>Prove penetrometriche</b>							
CPT	107	14	121	59	30	32	89
CPTu	10	8	18	10	8	3	15
SCPT	1	-	1	-	1	-	1
SCPTu	6	-	6	6	-	-	6

#### 4.1.2. Prima campagna di indagine progetto LIQUEFACT (dicembre 2016 – gennaio 2017)

Nell'ambito del progetto di ricerca europeo LIQUEFACT è stata eseguita una prima campagna di indagine tra dicembre 2016 e gennaio 2017, finalizzata alla caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni.

Per quel che concerne le indagini geognostiche, sono state effettuate 10 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono dotato di cono sismico e 2 sondaggi a carotaggio continuo. Nel corso della realizzazione dei 2 sondaggi sono stati prelevati dei campioni di terreno, su cui il Dipartimento di Scienza della Terra e dell'Ambiente (DSTA) dell'Università degli Studi di Pavia ha svolto prove di laboratorio, in particolare analisi granulometriche e determinazione dei Limiti di Atterberg.

Per quel che riguarda la caratterizzazione geofisica dei terreni sono state svolte 7 prove MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves) e 7 prove ReMi (Refraction Microtremor) finalizzate alla determinazione del profilo delle velocità delle onde di taglio Vs. Inoltre, sono state eseguite 21 misure a stazione singola di rumore ambientale (H/V) al fine di determinare il periodo fondamentale dei siti analizzati, informazione che insieme al valore medio di Vs fornisce in prima approssimazione una stima della profondità del bedrock sismico. La

Tabella 4.4 riporta le indagini acquisite suddivise per tipologia di prova.

Tabella 4.4: indagini eseguite nel corso della prima campagna di indagine svolta nell'ambito del progetto LIQUEFACT

	Tipo di prova	No.
<b>Indagini geotecniche</b> (Geotecnica Veneta 1/2017)	Sondaggi a carotaggio continuo <sup>(*)</sup>	2
	Standard Penetration Test - SPT	11
	Cone Penetration Test con cono sismico e misura della pressione interstiziale - SCPTu	10
<b>Prove di laboratorio</b> (DSTA UNIPV 1/2017)	Analisi granulometriche	17
	Limiti di Atterberg	7
<b>Indagini geofisiche</b> (Geostudi Astier 12/2016)	Multi-Channel Analysis Surface Waves – MASW	7
	Refraction Microtremor - ReMi	7
	Nakamura H/V	21
	Electrical Resistivity Tomography - ERT	7

(\*) Piezometri installati nei fori di sondaggio.

Inoltre, durante l'esecuzione dei sondaggi e delle prove CPT sono state effettuate anche le misure di soggiacenza della falda freatica tra dicembre 2016 e dicembre 2017 (Tabella 4.5). I valori di soggiacenza della falda freatica dei due sondaggi mostrano valori di soggiacenza confrontabili con differenze massime di 26 cm.

Tabella 4.5: Misure di soggiacenza della falda freatica tra dicembre 2016 e dicembre 2017.

Codice prova	Tipo di prova	Quota punto di misura (m s.l.m.)	Data misura	Soggiacenza (m)	Quota della falda freatica (m s.l.m)
SP919_LIQ1	Sondaggio	23.07	20/12/2016	2.34	20.73
SP919_LIQ1	Sondaggio	23.07	20/12/2017	2.60	20.47
SP920_LIQ1	Sondaggio	22.26	20/12/2016	2.27	19.99
SP920_LIQ1	Sondaggio	22.26	20/12/2017	2.27	19.99
U991_COM	CPTu	22.74	20/12/2017	2.66	20.08
U998_COM	CPTu	23.10	20/12/2017	2.57	20.53
U995_COM	CPTu	23.35	20/12/2017	3.09	20.26

#### 4.1.3. Acquisizione dati ricostruzione post-sisma 2012 - MUDE (luglio 2017)

Sforzi significativi sono stati profusi nell'acquisizione dei dati relativi alle pratiche di richiesta dei contributi ricostruzione sottomesse dai privati a seguito della sequenza sismica che ha colpito la pianura emiliana nel 2012 e contenute nella banca dati MUDE (Modello Unico Digitale per l'Edilizia). Complessivamente, sono state acquisite e visionate 280 relazioni geologico-geotecniche, da cui sono state estratte 648 indagini.

La tabella 4.6 riporta le indagini acquisite suddivise per tipologia di prova.

Analogamente a quanto fatto per le prove penetrometriche statiche (CPT, CPTu, SCPT, SCPTu) rese disponibili dal SGSS-RER, come descritto nel paragrafo 4.2, anche per le prove acquisite dalla banca dati MUDE è stata condotta una delicata fase di digitalizzazione dei profili relativi rispettivamente a: resistenza alla punta ( $q_c$ ); attrito laterale ( $f_s$ ); pressione interstiziale ( $U$ ); velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ). Complessivamente, sono stati digitalizzati i profili relativi a 315 prove penetrometriche statiche.

Per quel che concerne le indagini geofisiche, di notevole importanza per lo sviluppo del modello geofisico (si rimanda al cap. 5 per ulteriori dettagli) sono state 135 le prove MASW acquisite. Dato che le prove sono state eseguite da compagnie diverse e in studi separati, è stata riscontrata una certa variabilità dei risultati, indotta plausibilmente dall'utilizzo di tecniche e informazioni di base differenti. Al fine di minimizzare la variabilità del dato è stato quindi deciso di analizzare ex-novo i risultati grezzi utilizzando una procedura omogenea, partendo direttamente dalle curve di dispersione delle onde di Rayleigh osservate. Poiché, non tutte le curve di dispersione erano disponibili in formato digitale, è stata necessaria un'accurata fase di digitalizzazione del dato cartaceo.

Tabella 4.6: indagini acquisite dalla banca dati MUDE.

Tipo di prova	No.
<b>Prove penetrometriche</b>	
CPT	286
CPTu	22
SCPTu	7
SPT	4
Prova dilatometrica (DMT)	4
Prove dinamiche DPSH	1
<b>Informazioni sulla stratigrafia</b>	
Sondaggi a carotaggio continuo	1
Sondaggi + prove di laboratorio	2
Sondaggi + prove di laboratorio + SPT	2
Sondaggi + SPT	2
Pozzi per acqua/trincee	1
<b>Indagini geofisiche</b>	
H/V (Nakamura)	147
MASW	135
HolliSurface	10
SPAC	4
Sismica a rifrazione	2
ReMi	14
MFA-Hs	4
<b>Prove di laboratorio</b>	
Analisi granulometrica	3
Taglio diretto	1

#### 4.1.4. Seconda campagna di indagine progetto LIQUEFACT (ottobre 2017 – febbraio 2018)

Nell'ambito del progetto di ricerca europeo LIQUEFACT è stata eseguita una seconda campagna di indagine tra ottobre 2017 e febbraio 2018, comprendente analisi geofisiche di tipo passivo e attivo finalizzata alla caratterizzazione geofisica dei terreni e in particolare alla determinazione della profondità del basamento sismico.

Le analisi geofisiche di tipo passivo sono state svolte dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV, sezione di Milano); si tratta di acquisizioni di rumore ambientale (a stazione singola e array bidimensionale) finalizzate alla valutazione della frequenza fondamentale ( $f_0$ ) e del profilo  $V_s$  dei siti indagati.

Le analisi geofisiche di tipo attivo sono state condotte dall'Istituto Nazionale di Oceanografia e Geofisica Sperimentale (OGS) di Trieste; in particolare si è trattato dell'esecuzione di una linea sismica a riflessione ad alta risoluzione in onde P e S. Lo stendimento presenta un'estensione lineare complessiva pari a 480 m, con il principale scopo di caratterizzare in modo più accurato gli strati più profondi e determinare la profondità del bedrock sismico.

La tabella 4.7 ri porta le indagini acquisite suddivise per tipologia di prova.

Tabella 4.7: indagini eseguite nella seconda campagna di indagine LIQUEFACT.

Tipo di prova		No.
<b>Indagini geofisiche di tipo passivo</b> (INGV Ottobre/Novembre 2017)	Misure di microtremore a stazione singola	25
	Array microtremore	2
<b>Indagini geofisiche di tipo attivo</b> (OGS Gennaio/Febrero 2018)	Linea sismica a riflessione ad alta risoluzione	1

#### 4.1.5. Campagne di indagine del Comune e della Regione (dicembre 2017 – marzo 2018)

Nell'ambito dello studio in oggetto è stata eseguita una terza campagna di indagine tra dicembre 2017 e marzo 2018, commissionata dal Comune di Cavezzo – Servizio Urbanistica, Edilizia, e Ambiente, finalizzata alla caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni.

Sono state svolte prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono dotato di cono sismico e un sondaggio a carotaggio continuo.

Inoltre, nel corso della realizzazione del sondaggio sono stati prelevati, mediante campionatore "Gel Push" e campionatore Osterberg, 5 campioni indisturbati di terreno prelevati a profondità variabile tra 4 e 12m, su cui sono state eseguite prove di laboratorio (commissionate dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna) finalizzate alla caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni tra cui prove di colonna risonante, taglio semplice ciclico, analisi granulometriche e determinazione dei Limiti di Atterberg. Per tali campioni sono fornite curve di degradazione del modulo di taglio e dello smorzamento dei materiali. Inoltre, per ulteriori 5 campioni di terreno prelevati a profondità variabile tra 10 e 29 m il Dipartimento di Scienza della Terra e dell'Ambiente DSTA dell'Università degli Studi di Pavia ha svolto analisi granulometriche. La tabella 4.8 riassume le prove eseguite nella suddetta campagna.

Tabella 4.8: indagini eseguite nella campagna di indagine svolta tra dicembre 2017 e marzo 2018 commissionata dal Comune di Cavezzo e dalla Regione Emilia-Romagna.

Tipo di prova		No.
<b>Indagini geotecniche</b> (Tecnoin Geosolution - Dicembre 2017)	Sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati <sup>(*)</sup>	1
	Cone Penetration Test con misura della pressione interstiziale – CPTu	7
	Cone Penetration Test con cono sismico e misura della pressione interstiziale - SCPTu	1
<b>Prove di laboratorio</b>	Analisi granulometrica (Elletipi s.r.l. – Marzo 2018)	9
	Colonna risonante (Elletipi s.r.l. – Marzo 2018)	5
	Taglio semplice ciclico <sup>(*)</sup> (Elletipi s.r.l. – Marzo 2018)	3
	Prova Edometrica (Elletipi s.r.l. – Marzo 2018)	1
	Analisi granulometrica (DSTA UNIPV – Maggio 2018)	5
<sup>(*)</sup> = 11 campioni prelevati mediante campionatore di tipo Shelby, Osterberg e Gel Push		
<sup>(*)</sup> = posizione scelta sulla base dell'analisi preliminare di suscettibilità alla liquefazione svolta per la prova CPTu eseguita al sito della ex-scuola nella campagna Gennaio 2017 da Geotecnica Veneta		

#### 4.1.6. Campagna di indagine integrativa EUCENTRE (marzo 2018)

Infine, nel marzo del 2018 è stata svolta una quarta campagna di indagine integrativa finanziata e condotta da Eucentre, in cui sono state svolte misure di rumore ambientale a stazione singola (tabella 4.9).

Tabella 4.9: Indagini eseguite nel corso della campagna di indagine svolta nel marzo 2018

Tipo di prova		No.
Indagini geofisiche (EUCENTRE)	Misure di microtremore a stazione singola (EUCENTRE Marzo 2018)	12

#### 4.2. Costruzione della banca dati delle indagini

Al fine di agevolare la consultazione delle numerose indagini disponibili per il territorio comunale di Cavezzo, è stata predisposta una banca dati GIS. Inoltre, data la diversa tipologia di prove e le numerose fonti, si è scelto di adottare il sistema di numerazione semplificato, formato da una prima sigla, un numero progressivo e una seconda sigla, come di seguito illustrato:

- Prima sigla relativa al tipo di prova, in tabella 4.10a sono riportate le sigle adottate;
- Numero progressivo;
- Seconda sigla relativa alla fonte del dato, in tabella 4.10b sono riportate le relative sigle.

A titolo di esempio, la sigla SU464\_M indica una prova penetrometrica statica con piezocono sismico (SCPTu) ricavata dalla banca dati MUDE relativa ai dati ricostruzione post-sisma.

Significativi sforzi sono stati profusi nella fase di digitalizzazione delle prove penetrometriche statiche (CPT, CPTu, SCPTu, SCPT), rese disponibili dal SGSS-RER e acquisite dalla banca dati MUDE. Successivamente, è stata condotta un'accurata fase di verifica su tutti i dati digitalizzati, complessivamente 315 prove acquisite dalla banca dati MUDE e 111 fornite dal SGSS della Regione Emilia-Romagna, di fondamentale importanza per le successive analisi di suscettibilità alla liquefazione necessarie alla produzione delle carte di rischio liquefazione.

Per quel che concerne la predisposizione della banca dati, per ciascuna delle 444 prove penetrometriche (CPT, CPTu, SCPTu, SCPT) sono stati predisposti:

1. file excel necessario al codice di calcolo finalizzato alle analisi di suscettibilità alla liquefazione;
2. file excel per la banca dati GIS necessario al SGSS-RER per l'archiviazione dei dati secondo gli standard MS versione 4.0b (CT, 2015).

Inoltre, per ciascuna indagine è stato predisposto un file pdf contenente la relazione geologico-geotecnica di riferimento o il rapporto della prova. Infine, sono stati predisposti due shapefiles distinti relativi alle indagini puntuali e alle indagini lineari (per i casi in cui risulta disponibile la posizione dello stendimento).

Infine, tutti i dati sono stati archiviati secondo gli standard MS versione 4.0b (CT, 2015).

La localizzazione delle indagini archiviate e utilizzate per il presente studio è riportata nell'allegata Tavola 1.

Tabella 4.10: sistema di codifica adottato per la costruzione della banca dati relativa alle indagini

Sigla	Tipo di prova
<b>Prove penetrometriche</b>	
C	CPT
U	CPTu
SU	SCPTu
D	DMT
DPSH	DPSH
<b>Informazioni sulla stratigrafia</b>	
S	Sondaggio a carotaggio continuo
SL	Sondaggio + prove di laboratorio
SLP	Sondaggio + prove di lab. + SPT
SP	Sondaggio + SPT
P	Pozzo per acqua
Sondaggio a distruzione di nucleo	SDN
<b>Indagini geofisiche</b>	
ERT	Electrical resistivity tomography
ES	ESAC
HS	Holi surface
HV	H/V (Nakamura)
LSRS	Linea sismica a riflessione
LSRZ	Linea sismica a rifrazione
MF	MFA-Hs
MTAY	Microtremori array
MW	MASW
RM	ReMi
SPAC	SPAC
<b>Prove di laboratorio</b>	
AG	Analisi granulometrica
TD	Taglio diretto

a)

Sigla	Fonte
M	Dati ricostruzione post-sisma (MUDE)
R	Database Regione Emilia Romagna
LIQ1	Campagna di indagine LIQUEFACT 2016-2017
LIQ2	Campagna di indagine LIQUEFACT 2017-2018
COM	Campagna di indagine Comune di Cavezzo 2018
EU	Campagna di indagine EUCENTRE 2018

b)



## 5. Modello di sottosuolo

Al fine di valutare la risposta sismica è necessario definire un modello delle velocità delle onde sismiche che sia sufficientemente accurato da rivelare variazioni significative dei fattori di amplificazione nell'area. Per questo studio è stato scelto di implementare e utilizzare un modello geofisico pseudo-3D (P3D), che consiste nell'unione di profili verticali di velocità delle onde S (puntualmente monodimensionali) su una griglia equispaziata di siti d'indagine (Poggi et al., 2012). I modelli P3D possono essere utilizzati efficacemente in situazioni dove si ipotizzi una debole eterogeneità laterale a piccola scala e quindi in assenza di fenomeni sismici 2D/3D rilevanti (focalizzazione del campo d'onda, risonanza geometrica di bacino, effetti topografici, etc.) per le frequenze di interesse ingegneristico. Dalle informazioni dedotte da analisi bibliografica e da precedenti studi, si può affermare che l'area d'interesse urbanistico di Cavezzo, per cui è stato effettuato questo studio, presenta condizioni favorevoli all'applicazione di tale tecnica di modellazione, nonostante la presenza della culminazione dell'anticlinale di Mirandola pochi chilometri a nord.

Il modello è stato costruito integrando dati da analisi di sismica attiva e passiva, sia già disponibili per la zona che da indagini svolte ad-hoc per questo studio. Per la calibrazione del modello finale di velocità, fondamentale è stato il contributo dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV, sezione di Milano) e dell'Istituto Nazionale di Oceanografia e Geofisica Sperimentale (OGS) di Trieste, che hanno rispettivamente condotto le acquisizioni di rumore ambientale (a stazione singola e a array bidimensionale) e la campagna di sismica a riflessione (in onde P e S).

Le sezioni geologiche delle figure 3.1 e 3.2 mostrano che il sottosuolo di Cavezzo è costituito da depositi alluvionali su un substrato marino immergente verso sud e che la successione alluvionale è costituita da varie unità stratigrafiche, risultato di diversi cicli deposizionali, con grado di deformazione (piegamento) via via maggiore con la profondità.

Le superfici che delimitano queste unità litostratigrafiche sono quindi superfici di discontinuità stratigrafica. Ai fini della risposta sismica locale è fondamentale caratterizzare dal punto vista geofisico ognuna di queste unità stratigrafiche, possibilmente fino ad individuare la superficie al di sotto della quale i sedimenti hanno comportamento rigido (bedrock sismico).

In figura 5.1 sono mostrati i siti di acquisizioni di rumore ambientale a stazione singola e a array bidimensionale (dati INGV) e l'ubicazione della linea sismica a riflessione (in onde P e S) ad alta definizione (dati OGS).

In figura 5.2 sono rappresentati i principali risultati della campagna di acquisizione di rumore ambientale a stazione singola alla scala del territorio comunale (dati INGV). La mappa mostra le frequenze riferibili al principale livello risonante riconosciuto; le frequenze variano da circa 0,9-1 Hz nella parte settentrionale a circa 0,6 Hz nella parte meridionale. La figura mostra anche variabilità di ampiezza dei picchi H/V, generalmente più elevati nell'estremità nord del Comune.

Questi dati indicano che la principale superficie di discontinuità sismostratigrafica è ad una profondità minore nella parte settentrionale del territorio indagato e che tende ad approfondirsi verso sud, in perfetto accordo con l'assetto tettonico dell'area.

Le misure di rumore ambientale mostrano anche picchi di amplificazione H/V secondari a frequenze più basse (tra 0,18 e 0,4 Hz), attribuibili a discontinuità più profonde, e a frequenze di circa 4 Hz, attribuibili a discontinuità molto più superficiali.



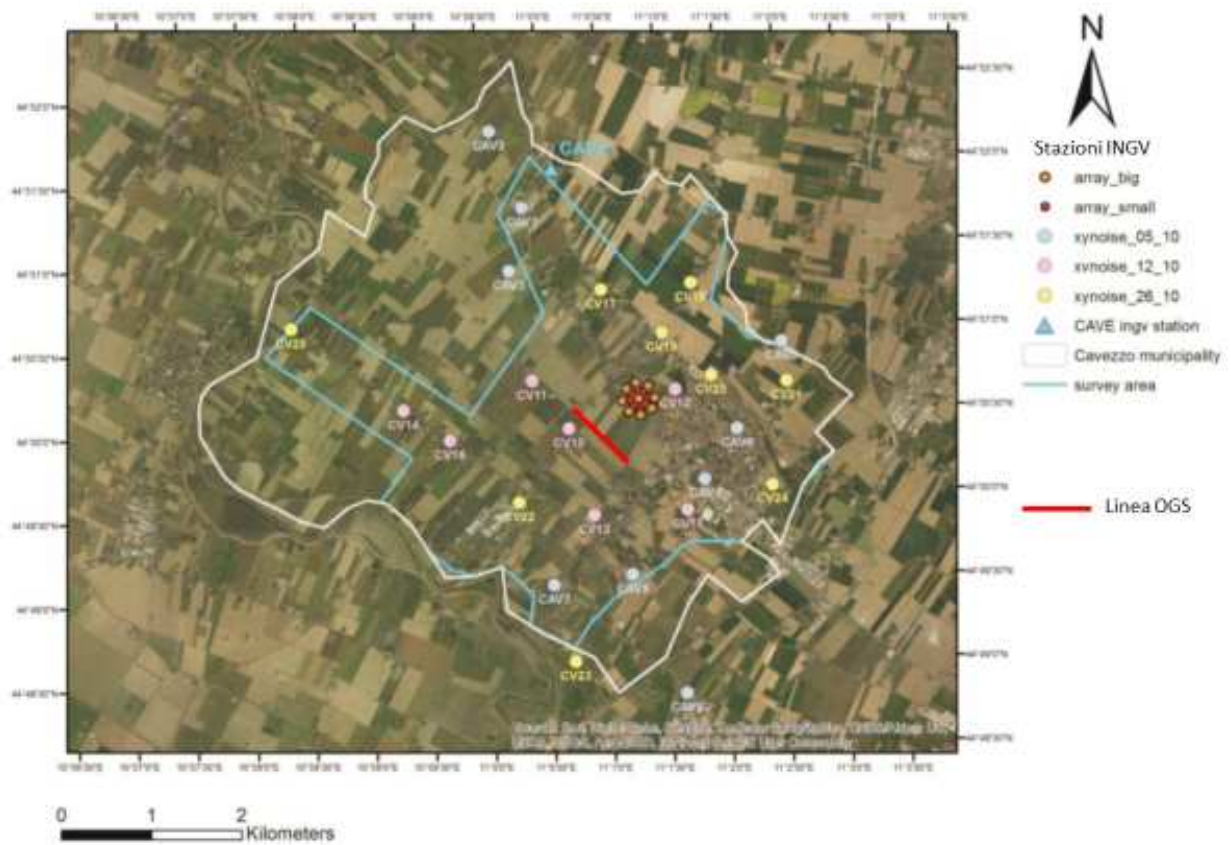


Figura 5.1: localizzazione delle stazioni di acquisizioni di rumore ambientale INGV e della linea sismica OGS.

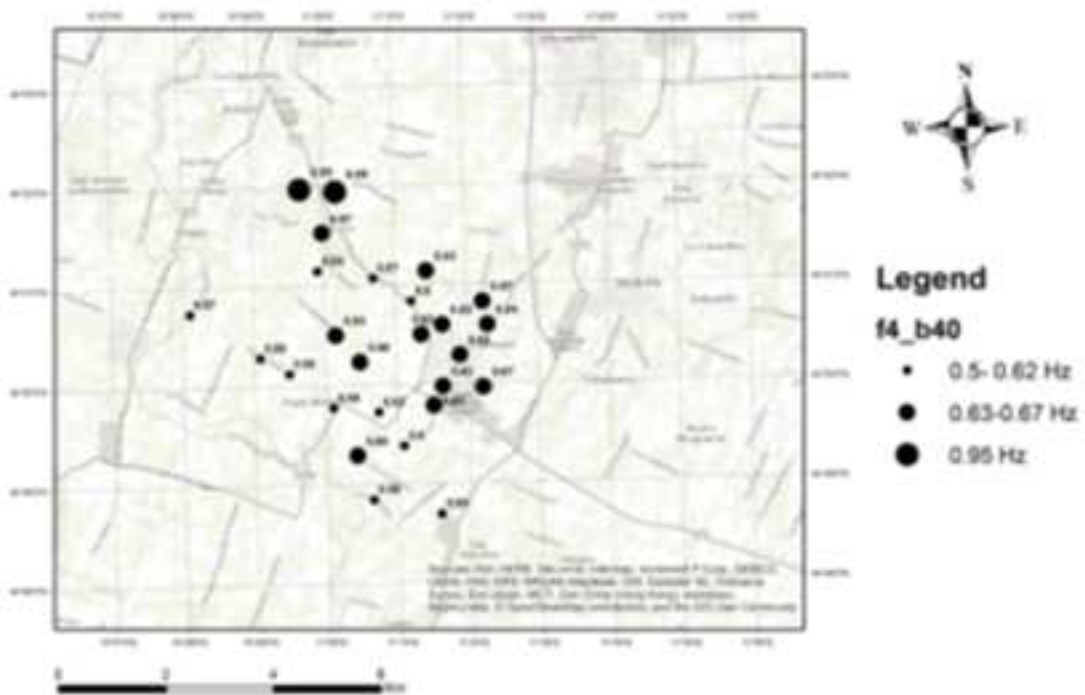


Figure 5.2: mappa delle frequenze riferibili al principale livello risonante; la dimensione del simbolo è proporzionale all'ampiezza del picco  $H/V$ .

L'interpretazione del profilo di Vs dai dati dell'array bidimensionale, secondo l'inversione effettuata da INGV come analisi preliminare per la verifica dei dati di acquisizione (fig. 5.3), indica che lungo la verticale di misura, più o meno nella parte centrale del territorio comunale, sono presenti tre orizzonti di discontinuità di Vs: il primo a profondità di 40-50 m, il secondo a profondità intorno a 150 m e il terzo a profondità dell'ordine di 600-730 m.

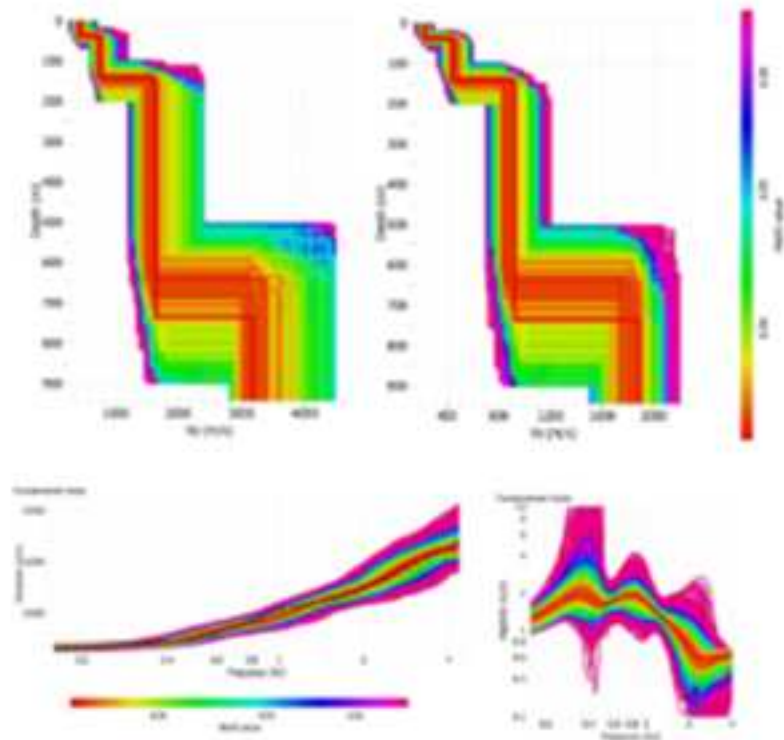


Figure 5.3: inversione della curva di dispersione da array, vincolata con i dati H/V.

In figura 5.4 è mostrata la localizzazione della linea sismica OGS lungo la sezione di figura 3.1.

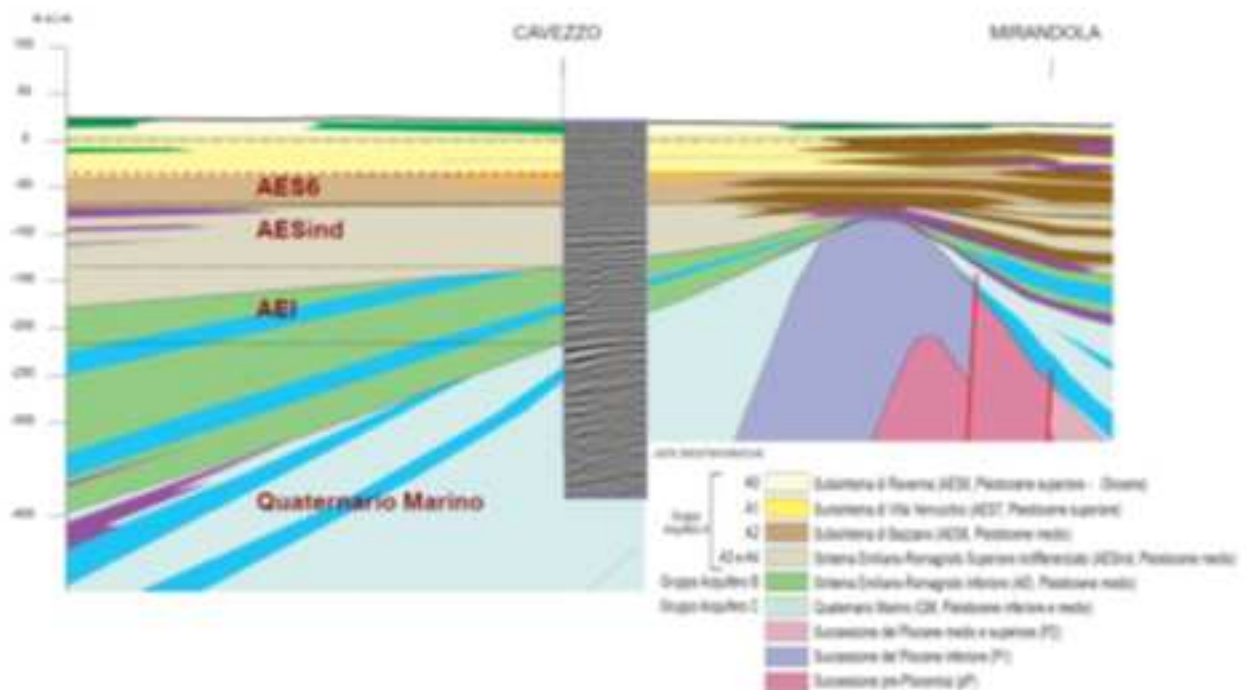


Figure 5.4: localizzazione della linea sismica OGS lungo la sezione di figura 3.1.

In figura 5.5 è mostrata l'interpretazione della linea sismica OGS in termini di profili di Vp e Vs.

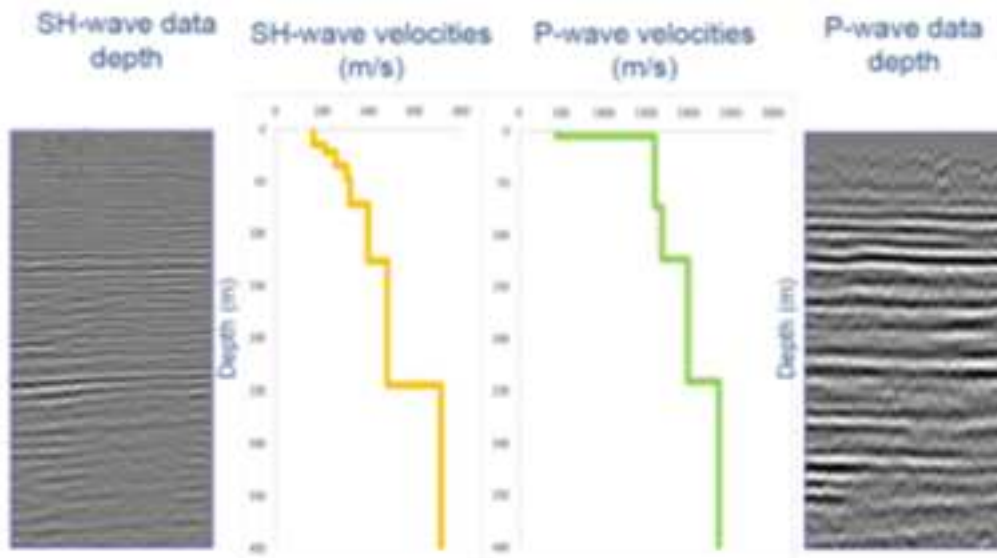


Figura 5.5: interpretazione della linea sismica OGS in termini di profili di Vp e Vs.

L'interpretazione dei profili di Vp e Vs da linea sismica a riflessione (fig. 5.5) forniscono indicazioni parzialmente diverse rispetto all'array bi dimensionale (fig. 5.3). I dati della sismica a riflessione permettono di riconoscere le discontinuità alle profondità di 40-50 m (questa riconoscibile solo dai dati di Vs) e 130-150 m ma indicano anche la presenza di discontinuità a profondità di circa 75 m e 250 m.

Il confronto con la stratigrafia consente di associare le discontinuità di velocità riconosciute con le discontinuità stratigrafiche basali del Subintema di Villa Verrucchio (AES7), a profondità di 40-50 m, del Subintema di Bazzano (AES6), a profondità di circa 75 m, del Sintema Emiliano-Romagnolo superiore (AES), a profondità di 130-150 m, e del Sintema Emiliano-Romagnolo inferiore (AEI), a profondità di 240-250 m. La discontinuità a profondità dell'ordine dei 600-700 m potrebbe essere associata con la base del Quaternario marino (qui inteso come base del Calabrian; 1,78 Ma).

### 5.1. Definizione del profilo di Vs di riferimento

Per l'analisi della risposta sismica locale e la definizione dell'amplificazione sismica si è ritenuto opportuno utilizzare entrambi i profili verticali di velocità ottenuti; ciò ha portato alla costruzione di 2 modelli P3D indipendenti: il modello INGV/EUCENTRE e il modello OGS.

#### *5.1.1. Modello INGV/EUCENTRE*

Questo profilo di velocità deriva dalla campagna di sismica passiva INGV. Dalle registrazioni a stazione singola sono stati ricavati i valori di frequenza fondamentale di risonanza ( $f_0$ ) del sito (fig. 5.2) tramite la tecnica dei rapporti spettrali H/V (e.g. Nogoshi & Igarashi 1971; Nakamura 1989; Haghshenas et al. 2008). Dall'array sismico, di contro, è stato possibile ottenere il profilo di riferimento Vs 1D per la zona (fig. 5.3) tramite analisi e inversione delle funzioni di dispersione delle onde di superficie (e.g. Asten & Henstridge 1984; Okada 2003). Per ulteriori dettagli su analisi, interpretazione e risultati di tale indagine si rimanda al rapporto INGV (Massa et al., 2018).

Dopo una prima analisi condotta da INGV, per la quale è stata utilizzata la sola componente verticale delle registrazioni, i risultati ottenuti sono stati perfezionati elaborando i dati tramite la tecnica di

analisi frequenza-numero d'onda tricomponente (3CFK) sviluppata da Poggi & Fäh (2010). Questa tecnica consente di ricavare informazioni complementari riguardo la dispersione delle onde di Love (fig. 5.6), non convenzionalmente analizzata in tali tipi di indagine per via della difficoltà nel separare il contributo delle onde di Rayleigh dalla componente orizzontale del moto del suolo. Va sottolineato che la funzione di dispersione delle onde di Love fornisce un vincolo molto efficiente per l'inversione del profilo di  $V_s$ , non essendo influenzata dalle proprietà elastiche volumetriche del mezzo; ciò permette una stima più affidabile del modello geofisico.

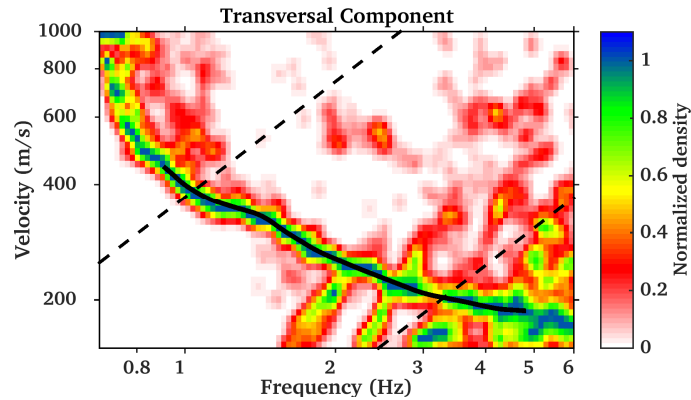


Figura 5.6: curva di dispersione delle onde di Love ottenuta da analisi  $f-k$  a 3 componenti delle registrazioni di Cavezzo da array sismico passivo. I limiti di risoluzione del metodo sono indicati con linea tratteggiata.

Il modello finale di velocità è stato quindi ottenuto dall'inversione combinata (fig. 5.7) delle curve di dispersione delle onde di Love (modo fondamentale) e di Rayleigh (modo fondamentale e primo modo superiore), unitamente alla funzione di ellitticità (o polarizzazione) delle Rayleigh, anch'essa ricavata dall'analisi 3CFK. La frequenza fondamentale del sito, inoltre, ha fornito il vincolo necessario a definire la profondità del basamento di riferimento.

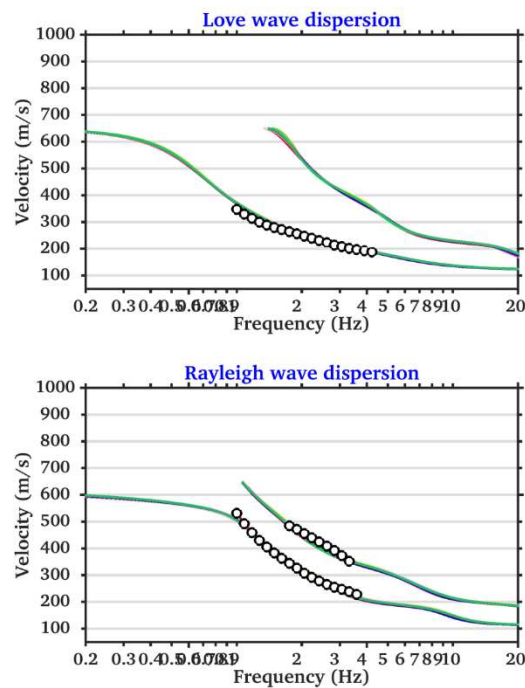


Figura 5.7: inversione delle curve di dispersione delle onde di Love e di Rayleigh ottenute per il sito di indagine; il modello invertito (linee colorate) rappresenta bene i dati osservati (circoli in nero) per entrambe le componenti, incluso il primo modo superiore.

### 5.1.2. Modello OGS

Come illustrato, il modello OGS è stato ottenuto dall'analisi delle velocità intervallari di dati di sismica a riflessione per onde S e P (per maggiori dettagli del modello si rimanda al relativo rapporto tecnico). È interessante notare come, nei primi 100 m, il profilo di velocità definito da OGS abbia una buona corrispondenza con i valori di velocità ottenuti dall'analisi del rumore ambientale, nonostante presenti modeste differenze di localizzazione in profondità delle interfacce sismostratigrafiche (fig. 5.8). Questa incongruenza è dovuta a sostanziali limitazioni della sismica passiva, che offre da un lato una buona risoluzione sulla stima delle velocità medie ma non permette di ottenere informazioni precise sulle profondità e il numero degli orizzonti sismici. Di contro, la sismica a riflessione non sempre permette un'accurata calibrazione del modello di velocità, sebbene la relativa semplicità del caso di studio abbia permesso di ricavare un risultato attendibile fino a profondità considerevoli. Una certa discrepanza è stata tuttavia osservata nella stima delle velocità dell'orizzonte assunto come basamento di riferimento per il calcolo della risposta sismica (oltre i 140 m di profondità). Tale differenza è al momento oggetto di ulteriori studi e viene trattata al momento come incertezza epistemica del modello.

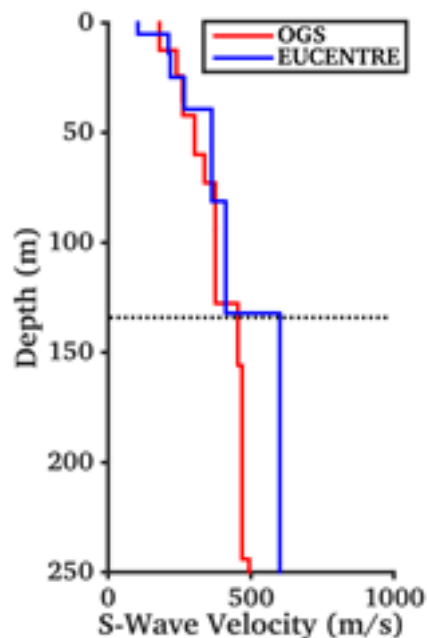


Figura 5.8: confronto tra i modelli di  $V_s$  ottenuti da OGS e INGV/EUCENTRE. La linea tratteggiata indica l'orizzonte assunto come riferimento bedrock, la cui profondità è variabile sull'area di studio.

### 5.1.3. Modello di $V_{s30}$

Per la definizione del modello geofisico di superficie sono state analizzate le 144 prove MASW disponibili per la zona d'indagine (fig. 5.9). Tali prove sono state eseguite da diverse società in occasione di differenti studi; ciò ha determinato una certa variabilità dei profili dei risultati, indotta principalmente dall'utilizzo di tecniche e informazioni di base differenti.

Al fine di minimizzare tale variabilità del dato è stato quindi deciso di analizzare ex-novo i risultati grezzi secondo una procedura omogenea, partendo direttamente dalle curve di dispersione delle onde di Rayleigh osservate (fig. 5.10); in totale, sono state opportunamente digitalizzate ed utilizzate 83 curve. Va però sottolineato che non tutte le curve erano disponibili in forma digitale, il che ha imposto di ricavare i dati mancanti dalla digitalizzazione diretta della documentazione. Per quanto tale procedura sia apparentemente grossolana, essa ha permesso di verificare



accuratamente la qualità del dato sperimentale, facendo e escludere dalla successiva analisi i dati di dubbia affidabilità.

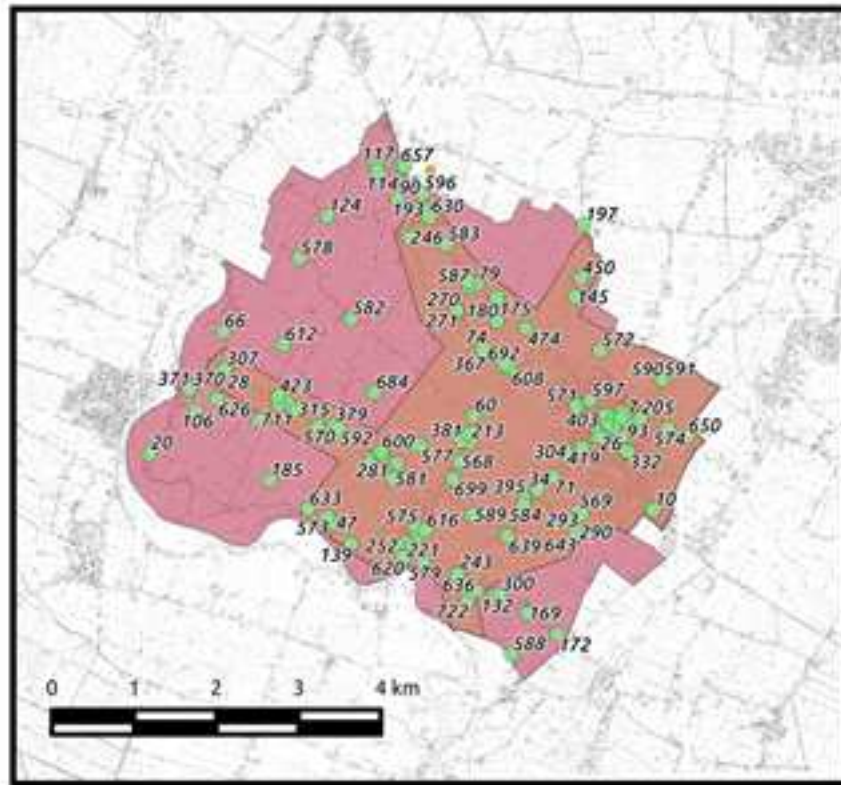


Figura 5.9: ubicazione delle prove MASW disponibili per il Comune di Cavezzo e utilizzate in questo studio per la costruzione del modello sismico superficiale.

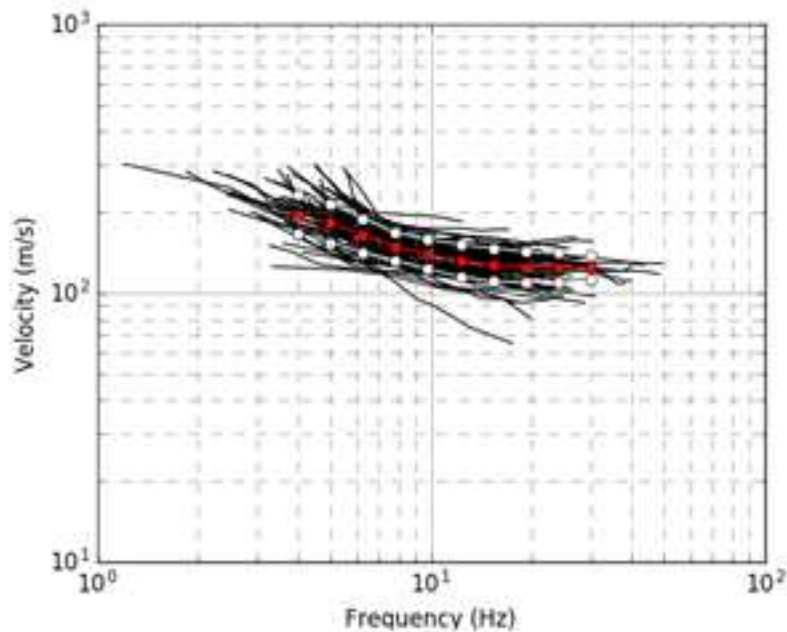


Figura 5.10: curve di dispersione sperimentali ottenute dalle misure MASW disponibili per l'area d'indagine (in nero). In rosso è presentata la media dei dati osservati, mentre in grigio la corrispondente incertezza (assumendo una statistica log-normale).

Poiché l'informazione richiesta in questa fase è la mappatura delle sole velocità sismiche medie di superficie ( $V_{S30}$ ), è stato ritenuto superfluo ricavare l'intero profilo di velocità tramite inversione diretta delle curve di dispersione osservate. È stato quindi preferito l'utilizzo di una tecnica di conversione empirica che permettesse di ricavare, con sufficiente tolleranza, il valore di  $V_{S30}$  direttamente dalla curva di dispersione. Secondo tale metodo (v. Brown et al. 2000; Martin e Diehl 2004; Albarello e Gargani 2010; Comina et al. 2011) la velocità di fase delle onde di Rayleigh calcolata a una particolare lunghezza d'onda  $\lambda$  può essere utilizzata come proxy empirico per il calcolo della  $V_{S30}$ . Diversi autori suggeriscono valori di  $\lambda$  tra i 35 m e i 45 m. Nel presente studio, è stata utilizzata una lunghezza d'onda di 40m, che ha fornito una distribuzione delle  $V_{S30}$  compatibile con i valori attesi per l'area di studio, con un valore medio di circa 190 m/s (fig. 5.11).

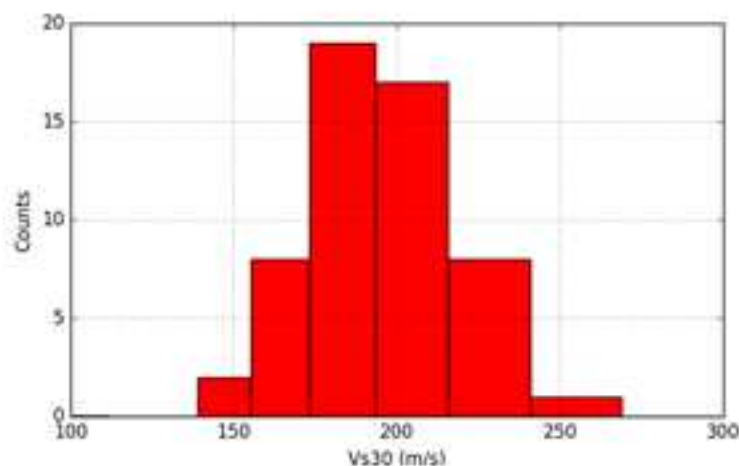


Figura 5.11: distribuzione dei valori di  $V_{S30}$  ottenuti dalla conversione empirica delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh da prove MASW; la maggioranza dei siti presenta valori di velocità tra 180 e 210 m/s.

I siti con dati MASW per i quali è stato possibile ricavare un valore di  $V_{S30}$  sono distribuiti in modo disomogeneo sull'area di studio; risultano infatti principalmente allineati lungo alcune direttrici stradali preferenziali. Al fine di creare un modello sismico tridimensionale è però necessaria una mappatura continua, che può essere ottenuta tramite interpolazione dell'informazione disponibile, assumendo quindi che la variabilità locale sia ben rappresentata dalla distribuzione dei siti di misura disponibili.

Al fine di minimizzare l'influenza dell'incertezza dei valori di  $V_{S30}$  calcolati, si è quindi optato per l'utilizzo di un'interpolazione geostatistica di tipo Kriging Ordinario che, tramite l'analisi e la modellazione della variabilità spaziale del dato, permette di evidenziare l'andamento generale, eliminando al tempo stesso le piccole fluttuazioni locali (assunte non correlate). La procedura di Kriging ha evidenziato un debole ma evidente trend Nord-Sud delle velocità medie superficiali, con una differenza massima osservata di circa 30 m/s (fig. 5.12a), a cui si aggiunge una varianza di circa  $\pm 20$  m/s (fig. 5.12b).



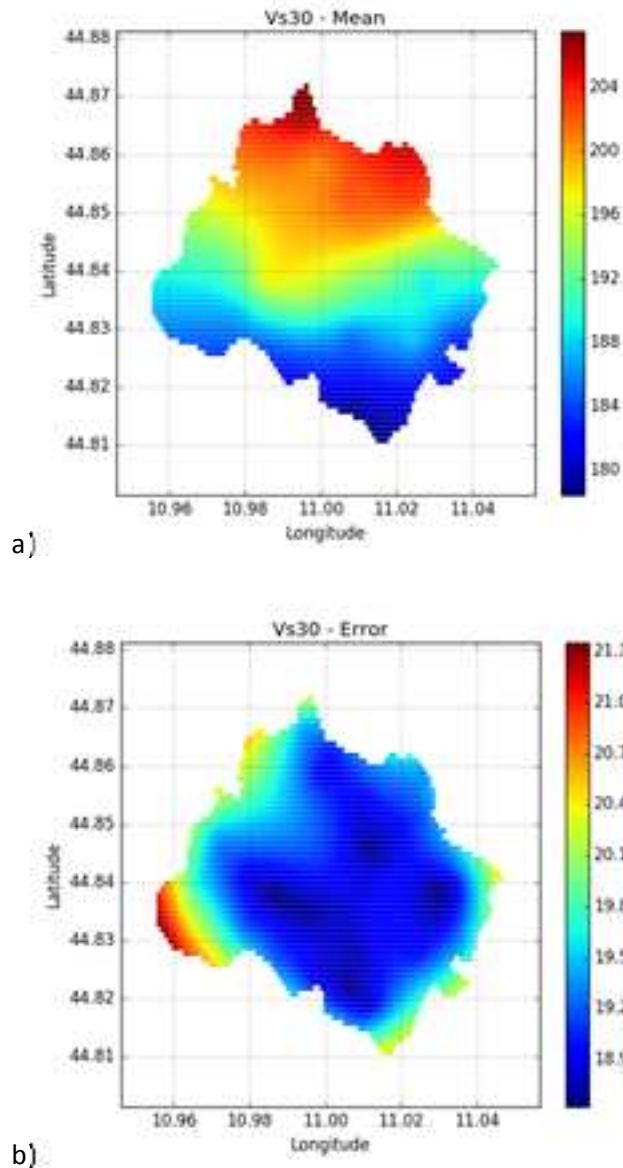


Figura 5.12: a) modello di  $Vs_{30}$  ottenuto dall'interpolazione dei dati da prove MASW; b) incertezza (varianza) associata al processo di interpolazione spaziale tramite Kriging.

## 5.2. Mappa della frequenza fondamentale di risonanza

Come già indicato sopra, le informazioni utili riguardanti la frequenza di risonanza del sito sono state ottenute dall'analisi H/V delle diverse registrazioni a stazione singola di rumore ambientale condotte da INGV nella zona d'indagine (fig. 5.1). Sono stati inoltre utilizzati i punti dell'array passivo 2D e i dati della stazione sismometrica permanente di Cavezzo. I valori numerici di  $f_0$  per ogni sito d'indagine sono mostrati in figura 5.13.

Analogamente all'elaborazione della mappa delle  $Vs_{30}$ , i valori puntuali di  $f_0$  sono stati interpolati spazialmente tramite Kriging (fig. 5.14). La mappa ottenuta ha evidenziato anche in questo caso un debole trend nord-sud, dovuto all'approfondimento verso sud della principale superficie risonante. Fa eccezione a questo trend una piccola zona centrale, molto prossima al sito di misura tramite array, che presenta valori di  $f_0$  tendenzialmente più alti delle zone limitrofe.

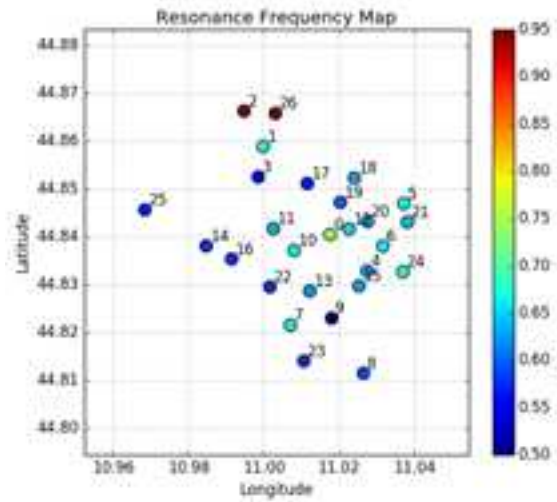
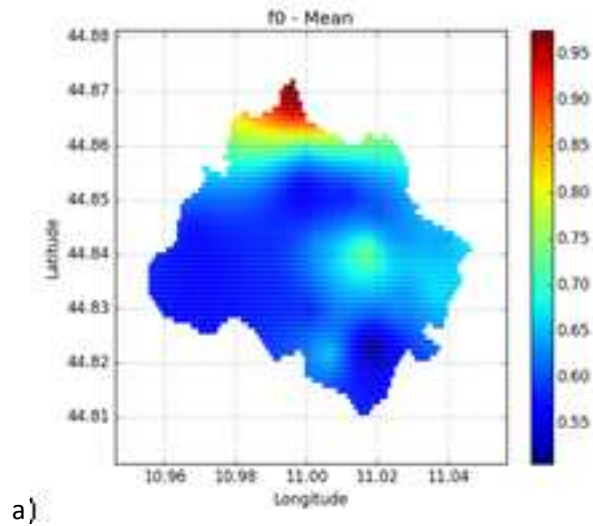
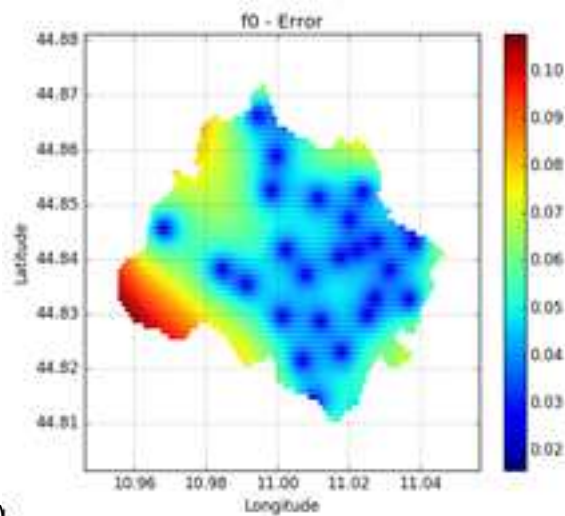


Figura 5.13: distribuzione della frequenza fondamentale di risonanza.



a)



b)

Figura 5.14: a) variazione spaziale della  $f_0$ ; b) incertezza (varianza) associata al processo di interpolazione spaziale.

### 5.3. Profondità del bedrock sismico

La profondità dell'interfaccia corrispondente al tetto del bedrock sismico del profilo 1D di riferimento è stata vincolata al valore della frequenza di risonanza osservata al sito dell'array 2D. Ogni altro punto della griglia di riferimento ha però un valore di  $f_0$  generalmente differente, ottenuto tramite la procedura d'interpolazione dei dati H/V illustrata in precedenza.

Al fine di ottenere una piena corrispondenza con i valori di  $f_0$  osservati ai vari punti del modello (fig. 5.14) è stato quindi necessario modificare la profondità dell'orizzonte risonante per ogni punto della griglia. Tale aggiustamento è stato ottenuto scalando la profondità delle interfacce del modello per un opportuno fattore correttivo, il cui valore è facilmente ottenibile tramite una procedura di ottimizzazione che minimizza lo scarto quadratico tra i valori di  $f_0$  osservati e modellati. Come risultato, si è osservato un approfondimento del bedrock sismico (rispetto al profilo di riferimento) per tutti i siti con  $f_0$  minore del valore osservato presso l'array 2D. Analogamente, ogni sito con  $f_0$  maggiore del valore osservato presso l'array 2D ha prodotto un bedrock sismico più superficiale (fig. 5.15).

Tale procedura è stata applicata sia al profilo INGV/EUCENTRE che al profilo medio OGS, ottenendo risultati tendenzialmente compatibili.

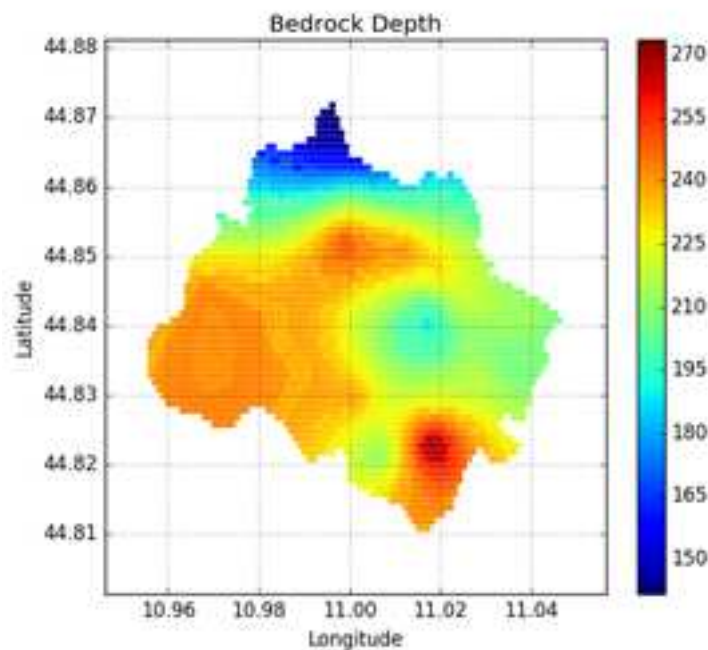


Figura 5.15: profondità del tetto del bedrock sismico ottenuta attraverso l'inversione della frequenza fondamentale di risonanza in ogni punto della griglia di riferimento.

Questa variabilità di profondità del bedrock sismico, che mostra quote più superficiali nella parte settentrionale e approfondimenti verso sud, è in generale accordo con l'assetto tettonico dell'area e con gli studi di Mascadola et al. (2017; in stampa). Tali Autori hanno infatti osservato che in Pianura Padana il bedrock sismico, pur essendo quasi sempre individuato all'interno della potente successione alluvionale pleistocenica, è a profondità variabile e non è associabile ad un'unica discontinuità stratigrafica; infatti, poiché le proprietà meccaniche dei terreni del sottosuolo risentono della granulometria dei sedimenti, dell'eventuale cementazione, del grado di consolidazione e deformazione, quindi anche della storia geologica e dell'età, la profondità del bedrock sismico varia con la posizione nel bacino ed è associabile alla base della successione

alluvionale solo in corrispondenza degli alti strutturali e dei margini del bacino, dove il substrato geologico (depositi marini pre-Pleistocene medio) risulta sollevato tettonicamente.

#### 5.4. Aggiustamento dei valori di Vs30 per il modello P3D

Analogamente a quanto fatto per la profondità del tetto del bedrock sismico, anche le velocità degli strati superficiali del modello P3D sono state corrette al fine di ottenere piena corrispondenza con il modello di variabilità spaziale delle Vs30 precedentemente ottenuto dall'analisi delle prove MASW (fig. 5.12a).

Anche in questo caso si è fatto ricorso ad una procedura di ottimizzazione che permettesse la modifica diretta dei valori Vs30 dei singoli profili 1D rispetto al valore target. Il fattore di correzione in velocità utilizzato in questo caso non è però costante per tutti gli strati del modello ma funzione decrescente della profondità e asintotico al valore unitario. Questo è stato necessario affinché la correzione avesse principalmente effetto sugli strati più superficiali, mantenendo pressoché inalterata la velocità degli strati via via più profondi.

#### 5.5. Variabilità epistemica del modello

I modelli P3D basati sui profili di velocità INGV e OGS sono da considerarsi ugualmente validi al fine del calcolo della risposta sismica locale, in quanto espressione dell'incertezza epistemica dovuta alle diverse assunzioni di base e alle inevitabili limitazioni delle metodologie di analisi utilizzate. Al fine di rappresentare al meglio tale incertezza nel risultato finale, i due modelli sono stati utilizzati in parallelo per il calcolo dei fattori di amplificazione, secondo una configurazione a rami indipendenti di un albero logico, ma di uguale peso. Il risultato di tale calcolo è stato quindi combinato a-posteriori come valore medio della risposta sismica attesa.

Al momento, ulteriori incertezze non sono state considerate, ma analisi future potranno includere le varianze calcolate sia per il modello superficiale delle velocità medie (fig. 5.12b) che per la carta delle frequenze fondamentali di risonanza (fig. 5.14b), ampliando di conseguenza i rami finali dell'albero logico di calcolo.

#### 5.6. Litostratigrafia della parte più superficiale

Per la stima dell'indice potenziale di liquefazione è necessario definire accuratamente la litostratigrafia dei primi 15-20 m di sottosuolo. A tal fine è stata realizzata un'analisi delle informazioni stratigrafiche, litologiche e geomorfologiche e sono stati definiti areali con caratteristiche simili e descrivibili attraverso il medesimo modello geologico. Particolare attenzione è stata rivolta al riconoscimento della presenza e dello spessore cumulato dei livelli sabbiosi nei primi 10 m di sottosuolo.

Comparando le stratigrafie dei sondaggi, dei pozzi e le ricostruzioni stratigrafiche ottenute dall'interpretazione delle prove penetrometriche sono state riconosciute 9 stratigrafie tipo, corrispondenti ad altrettanti modelli geologici superficiali tramite i quali è possibile suddividere il territorio di Cavezzo in aree omogenee per litologia e ambiente genetico-deposizionale. Tali modelli geologici sono stati utilizzati per la redazione della Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica per l'area di studio.

I modelli geologici adottati sono stati dedotti dall'analisi delle indagini geognostiche e mediante l'interpretazione di sezioni geologiche implementate nell'area in esame. Tuttavia, le aree omogenee mostrano una certa variabilità negli spessori dei diversi orizzonti nelle colonne stratigrafiche descrittive trattate a seguire, ed in seguito ad una verifica puntuale potrebbero indicare degli spessori oltre ai limiti indicati.

### 5.6.1. Metodologia e fasi di lavoro

In considerazione degli obiettivi dello studio, la ricostruzione del modello geologico del sottosuolo è stata basata in particolare sul riconoscimento dei livelli di sabbia mediante l'utilizzo di prove penetrometriche statiche (meccaniche ed elettriche) e sondaggi.

In particolare, l'approccio metodologico si è articolato in 3 fasi di lavoro:

1. identificazione delle principali classi litologiche dei sondaggi con l'ausilio di prove geotecniche di classificazione eseguite in laboratorio e individuazione ed estrazione di campioni con presenza di materia organica per datazioni al radiocarbonio;
2. analisi dell'efficacia delle prove penetrometriche nella ricostruzione stratigrafica dei terreni in esame;
3. ricostruzione di sezioni litostratigrafiche significative orientate sia trasversalmente che longitudinalmente agli elementi geomorfologici significativi dell'area in esame.

#### FASE 1

La prima fase ha riguardato l'analisi dei sondaggi e la semplificazione delle stratigrafie mediante l'esame del contesto geomorfologico e l'ausilio di prove di classificazione. Si è utilizzata a tale scopo la carta geomorfologica realizzata nell'ambito del progetto LIQUEFACT (fig. 5.16).

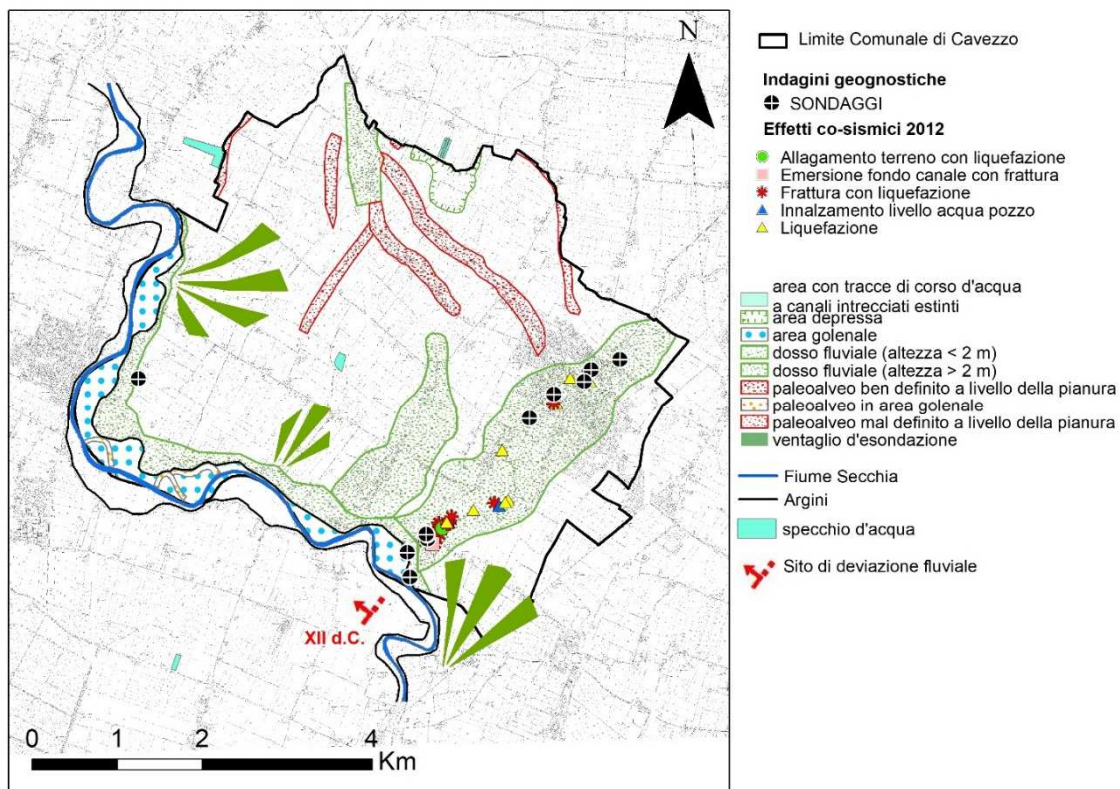


Figura 5.16: mappa geomorfologica del Comune di Cavezzo realizzata da UniMORE – Dipartimento di Scienze Chimiche e Geologiche nell'ambito del progetto LIQUEFACT.

Successivamente sono stati individuati i litotipi (classi litologiche, CL) più significativi sulla base dei quali ogni sondaggio è stato semplificato. La classe litologica principale è indicata con la lettera maiuscola, mentre nel caso dei litotipi secondari sono stati utilizzati dei suffissi.

Per la classificazione dei terreni sono state effettuate presso differenti laboratori (Laboratorio di Geotecnica e Geologia Applicata del Dipartimento di Scienze della Terra e dell'Ambiente di Pavia,



laboratorio geotecnico del Dipartimento di Scienze Chimiche e Geologiche dell'Università di Modena e Reggio Emilia, laboratorio Elletipi s.r.l. di Ferrara) analisi granulometriche (Normativa A.S.T.M. D422) e la determinazione di limiti di Atterberg (ASTM D4318-84, ASTM D4943-89) da campioni estratti dai sondaggi a disposizione. In questo modo è stato possibile, dove necessario, verificare l'attendibilità delle descrizioni dei sondaggi e apportare le opportune modifiche. Inoltre, nei sondaggi 16-138-S1 e 16-138-S2 è stato possibile individuare ed estrarre campioni di sostanza organica che saranno successivamente datati col metodo del radiocarbonio in modo da ottenere correlazioni assolute e individuare strati marker che caratterizzano l'area in esame.

## FASE 2

La seconda fase del lavoro ha riguardato l'analisi dell'efficacia delle prove penetrometriche nella ricostruzione stratigrafica dei terreni in esame.

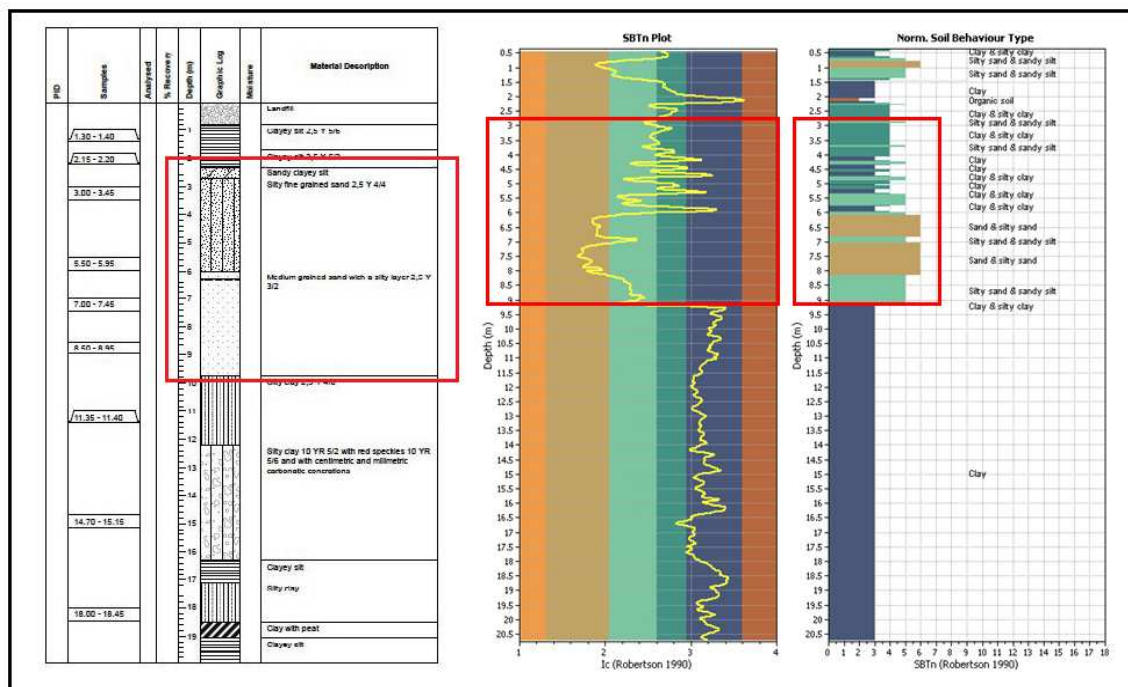
L'interpretazione stratigrafica delle prove CPT e CPTu/SCPTu è avvenuta mediante:

- CPT, utilizzo della classificazione di Schmertmann (1978) con il software GeoStru-Static Probing;
- CPTu/SCPTu, utilizzo della classificazione di Robertson (2009) con il software Geologismiky Geotechnical, Cliq v2.1.6.11.

Nelle CPTu per identificare i terreni è stato tenuto in considerazione l'indice del tipo di terreno  $I_c$  (Robertson, 1990) verificando la classe di appartenenza SBTn.

Una volta effettuata l'interpretazione stratigrafica si è passati alla ricostruzione stratigrafica utilizzando le stesse classi litologiche dei sondaggi.

Al fine di valutare se la classificazione ottenuta da prove CPTu e CPT riesce ad individuare gli orizzonti di sabbia è stato effettuato un confronto tra la stratigrafia dedotta da prove CPT/CPTu e quella del sondaggio (fig. 5.17). È stata messa quindi applicata una correzione sia delle prove CPT che delle prove CPTu.



Figura

5.17: confronto tra sondaggio 16-138-S1 e CPTu1\_UNIPV localizzata in prossimità del sondaggio.

## FASE 3

L'ultima fase del lavoro ha riguardato la ricostruzione di sezioni litostratigrafiche mediante l'utilizzo del software Groundwater Modeling System (GMS 9.1). Dalla realizzazione di queste sezioni è stato

possibile individuare marker stratigrafici (orizzonti ricchi in materia organica) e ricostruire l'andamento litostratigrafico del sottosuolo dell'area in esame.

### 5.6.2. Stratigrafie tipo

Sono state definite 9 stratigrafie tipo (fig. 5.18) che hanno permesso di definire una prima mappa di zone litologicamente omogenee del Comune di Cavezzo e appartenenti allo stesso ambiente deposizionale (fig. 5.19).

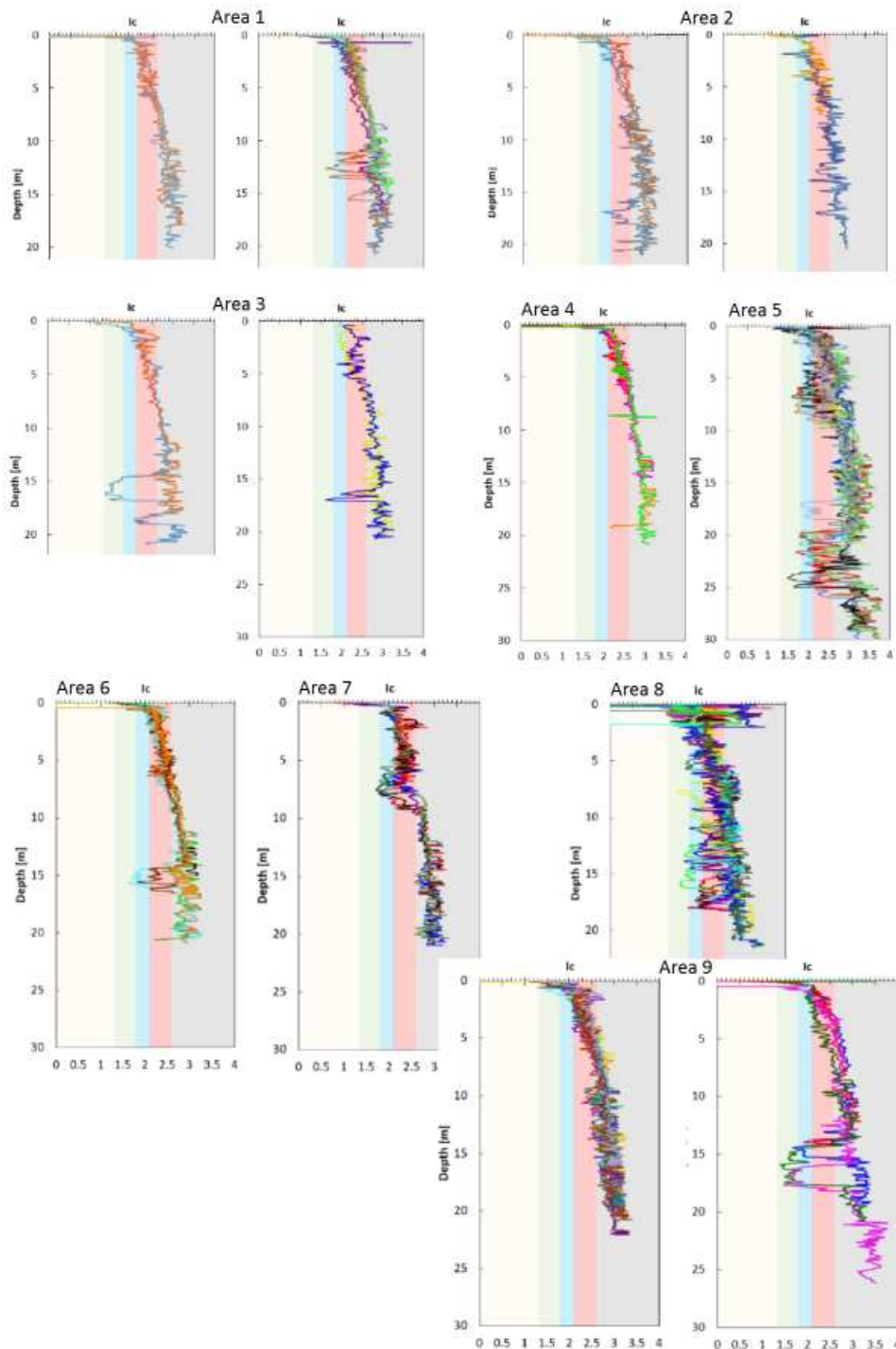


Figura 5.18: stratigrafie tipo rappresentate sulla base del parametro Ic di Robertson (1990; 2009).

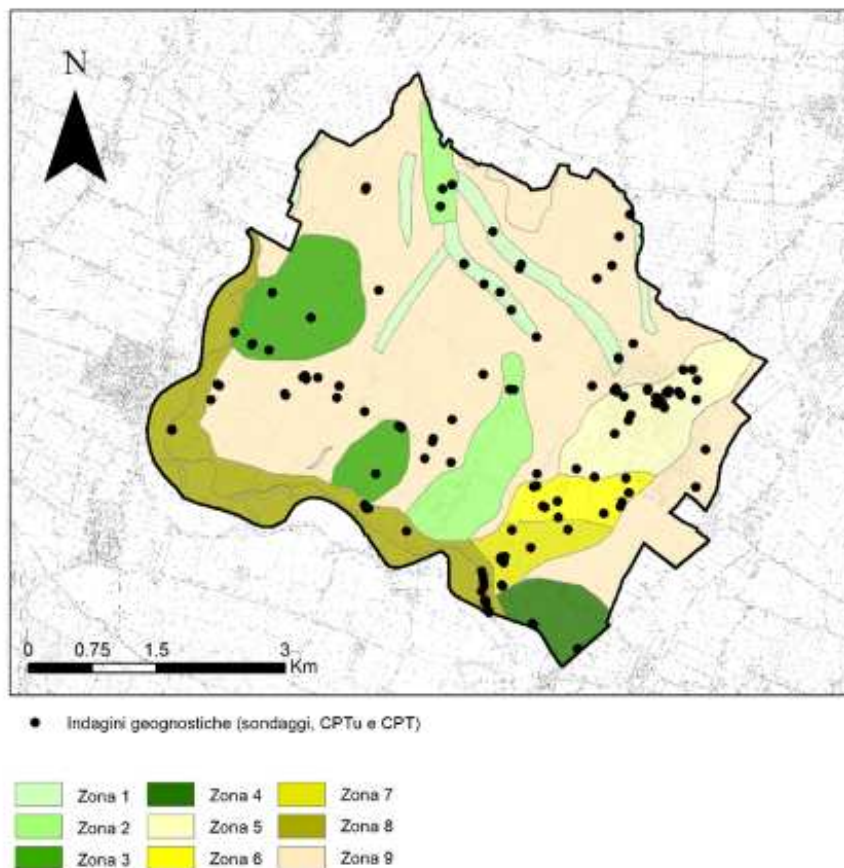


Figura 5.19: distribuzione areale delle 9 stratigrafie tipo riconosciute (aree omogenee).

In tabella 5.1 sono riportati i numeri di prove geognostiche utilizzate per la redazione delle stratigrafie tipo di figura 5.18. Le informazioni di sintesi dei modelli geologici associati alle aree omogenee sono riportate nella tabella 5.2.

Tabella 5.1: numero di prove utilizzate per la definizione delle 9 stratigrafie tipo ed estensione delle aree omogenee corrispondenti.

area	n° di prove	km <sup>2</sup>
1	10	1,35
2	5	1,76
3	9	2,25
4	3	0,78
5	27	1,80
6	11	0,75
7	10	0,71
8	17	2,89
9	35	14,56

Ad eccezione dell'area 9, caratterizzata dalla prevalenza di sedimenti fini (argille e limi sabbiosi) interpretati come depositi di piana inondabile o di intercanale, tutte le stratigrafie tipo delle aree 1÷8 presentano orizzonti sabbiosi e limoso sabbiosi nei primi 10 m e perciò si presentano come potenzialmente liquefacibili.

Tabella 5.2: sintesi dei modelli geologici associati a ciascuna delle 9 aree tipo.

area	strato	spessore	descrizione litologica-tessiturale	ambiente deposizionale
1	strato 1	0-2m	riporto	paleoalveo
	strato 2	6-7m	limo sabbioso	paleoalveo
	strato 3	5-7m	argilla	paleoalveo
	strato 4	0-1m	sabbia	paleoalveo
	strato 5	0-5m	argilla	paleoalveo
2	strato 1	0-2m	riporto	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 2	5-10m	limo sabbioso e sabbia limosa	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 3	5-10m	argilla con intercalazioni di limo sabbioso	dosso fluviale (altezza<2m)
3	strato 1	0-2m	riporto	ventagli di esondazione
	strato 2	5-7m	limo sabbioso	ventagli di esondazione
	strato 3	7-8m	argilla	ventagli di esondazione
	strato 4	1-2 m	sabbia	ventagli di esondazione
	strato 5	5m	argilla	ventagli di esondazione
4	strato 1	0-2	riporto	ventagli di esondazione
	strato 2	5-7m	limo sabbioso	ventagli di esondazione
	strato 3	15m	argilla	ventagli di esondazione
5	strato 1	0-2	riporto	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 2	6-7m	limo sabbioso	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 3	0-1 m	argilla	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 4	2-3m	sabbia limosa	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 5	0-1m	argilla	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 6	0-2m	sabbia	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 7	9-10m	argilla	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 8	3-5m	sabbia limosa e limo sabbioso intercalate ad argilla	dosso fluviale (altezza<2m)
6	strato 1	0-2m	riporto	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 2	5-7m	limo sabbioso e sabbia limosa	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 3	10-15m	argilla	dosso fluviale (altezza<2m)
7	strato 1	0-2m	riporto	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 2	0-1m	argilla	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 3	5-7m	limo sabbioso	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 4	3-5m	sabbia limosa	dosso fluviale (altezza<2m)
	strato 5	15-20m	argilla	dosso fluviale (altezza<2m)
8	strato 1	9m	riporto arginale	area golenale
	strato 2	1-3m	limo sabbioso	area golenale
	strato 3	3-4	argilla	area golenale
	strato 4	4-5m	limo sabbioso	area golenale
	strato 5	5-7m	argilla	area golenale
9	strato 1	0-2m	riporto	piana alluvionale
	strato 2	0-10m	limo sabbioso e argilla	piana alluvionale
	strato 3	15-20m	argilla	piana alluvionale

## 6. Valutazione dell'amplificazione sismica

In questo capitolo sono illustrate le fasi principali per la determinazione dei fattori di amplificazione in termini di  $F_{PGA}$ ,  $FH_{0,1-0,5s}$ ,  $FH_{0,5-1s}$ ,  $FH_{0,5-1,5s}$  e  $FA_{0,1-0,5s}$ .

Il modello geotecnico-sismico adottato nelle analisi di risposta sismica locale è stato sviluppato a partire dal modello geofisico pseudo-3D integrato con le informazioni litostratigrafiche disponibili.

### 6.1. Pericolosità sismica di base

Per pericolosità sismica di base si intende quella componente di pericolosità sismica dipendente unicamente dalle caratteristiche di sismicità e sismotettoniche regionali pertinenti al sito di interesse (tipo, dimensioni e profondità delle sorgenti sismiche, energia e frequenza di accadimento dei terremoti). La pericolosità sismica di base fornisce, in termini probabilistici, per una certa regione e per un determinato periodo di tempo, i valori, corrispondenti a prefissate probabilità di eccedenza, dei parametri che descrivono lo scuotimento prodotto dal terremoto. Essa si riferisce a condizioni ideali di suolo roccioso affiorante e privo di irregolarità morfologiche (superficie topografica orizzontale) e fornisce le caratteristiche del terremoto di riferimento atteso al sito di interesse (Lai et al., 2009b).

La pericolosità sismica di base è stata definita al sito oggetto di studio in accordo alle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC08) e nella corrispondente Circolare (Circ. NTC08). Essa è stata rappresentata in termini di spettri di risposta elastici in accelerazione per sito rigido (Suolo A - NTC08) e superficie topografica orizzontale, come di seguito illustrato, e di accelerogrammi naturali spettro-compatibili per il periodo di ritorno pari a 475 anni. Inoltre, è stata definita la magnitudo attesa al sito.

#### 6.1.1. Spettri di risposta elastici per suolo di categoria A

Come menzionato sopra, l'azione sismica di base è stata definita in termini di spettri di risposta elastici in accelerazione, calcolati in accordo alle prescrizioni contenute nelle NTC08. In Italia, la pericolosità sismica su suolo rigido è definita sulla base dei risultati dello studio probabilistico condotto dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, INGV (<http://esse1.mi.ingv.it/>). La pericolosità è stata calcolata in corrispondenza di ogni nodo di un reticolo di riferimento costituito da 10751 punti situati ad una distanza media inferiore a 10 km.

Per ogni nodo del reticolo e per diversi periodi di ritorno lo studio dell'INGV fornisce lo spettro a pericolosità uniforme per la componente orizzontale del moto sismico. Le NTC08, recependo i risultati dello studio di pericolosità dell'INGV, definiscono, per ogni nodo della griglia, uno spettro di risposta elastico caratterizzato da un'espressione analitica che dipende dai seguenti parametri:

- accelerazione orizzontale di picco su suolo rigido  $a_g$ ;
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale  $F_0$ ;
- periodo di inizio tratto a velocità costante dello spettro isoprobabile in accelerazione  $T_C^*$ .

Nella tabella 6.1 sono riportati i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  utilizzati per definire gli spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale) su sito rigido (Suolo A - NTC08) e superficie topografica orizzontale al sito oggetto di studio, calcolati, per i due periodi di ritorno in esame, nell'ipotesi di smorzamento viscoso strutturale convenzionale pari al 5%; in figura 6.1 è rappresentato graficamente il corrispondente spettro di risposta.



Tabella 6.1: dati per la definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale) secondo le NTC08 per il comune di Cavezzo.

periodo di ritorno $T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T_c^*$ (s)
475	0,151	2,588	0,270

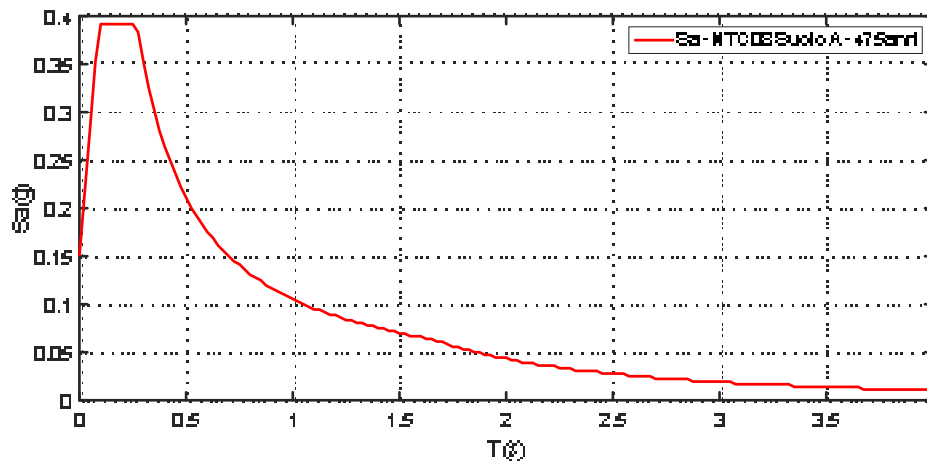


Figura 6.1: spettro di risposta in accelerazione (componente orizzontale) per sito rigido (Suolo A – NTC08) relativo al periodo di ritorno di 475 anni.

### 6.1.2. Accelerogrammi naturali spettro-compatibili

Per questo studio è stato selezionato un set di 7 accelerogrammi indipendenti registrati su roccia, spettro-compatibili allo spettro di risposta elastico definito dalle NTC08 per il sito di Cavezzo e per il periodo di ritorno di 475 anni. La selezione è stata effettuata utilizzando una versione aggiornata del programma ASCONA (Corigliano et al., 2012), che fornisce un set di registrazioni strong motion che soddisfano diversi criteri (ad es. magnitudo, distanza, forma spettrale), con il requisito aggiuntivo di compatibilità con uno spettro target (in questo caso, lo spettro di risposta elastico in accelerazione prescritto dalle NTC08), in un intervallo di periodi specificato (in questo caso da 0,15 a 2 s).

Per quanto riguarda la scalatura dei segnali, è stato utilizzato l'approccio PEER (2010a, 2010b):

$$SF = \frac{\sum_i w(T_i) \ln(S_{a,tar}(T_i)/S_{a,rec}(T_i))}{\sum_i w(T_i)}$$

dove  $SF$  è il fattore di scala,  $w$  è una funzione peso definita per 261 periodi spettrali  $T_i$  equamente spaziate in una scala logaritmica da 0,01 a 4 s,  $S_{a,rec}(T_i)$  è l'ordinata spettrale corrispondente a  $T_i$  dello spettro elastico in accelerazione del segnale registrato,  $S_{a,tar}(T_i)$  è l'ordinata spettrale corrispondente a  $T_i$  dello spettro target. In questo studio è stato utilizzato  $w_i=1$  per  $T=[0, 1,5]$  s e  $w_i=0,1$  per  $T=[1,5, 4,0]$  s. Va precisato che la scelta della funzione peso dipende dai periodi strutturali di interesse per lo studio specifico.

Tra i diversi set di accelerogrammi che soddisfano i criteri imposti e i criteri di spettro-compatibilità, il set restituito in output da ASCONA è quello caratterizzato dal minor scarto medio tra lo spettro di risposta medio dei 7 accelerogrammi e lo spettro target.

L'input sismico selezionato per la microzonazione sismica del Comune di Cavezzo è mostrato in figura 6.2 e le caratteristiche di ciascun accelerogramma sono definite in tabella 6.2, mentre la figura 6.3 riporta alcuni dettagli relativi alla selezione.

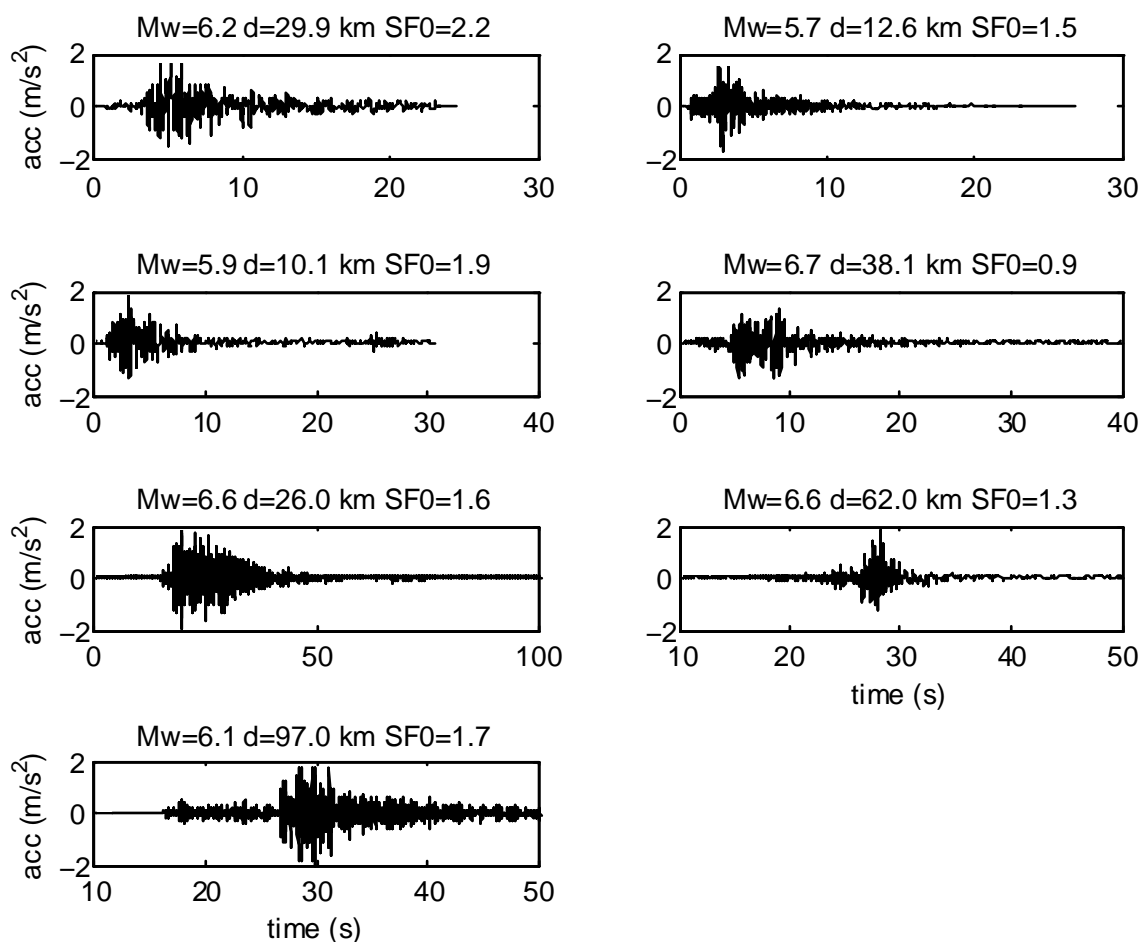


Figura 6.2: gruppo di 7 accelerogrammi (componente orizzontale) selezionato da ASCONA in media spettro-compatibili allo spettro di riferimento; per ogni accelerogramma sono riportati: la magnitudo ( $M_w$ ) dell'evento, la distanza epicentrale ( $d$ ) alla quale è avvenuta la registrazione e il fattore di scala ( $SF_0$ ) tra lo spettro di risposta di riferimento e lo spettro di risposta registrato.

Tabella 6.2: input sismico definito in questo studio.

CODICE	Banca Dati	$M_w$	Ep.d (km)	Scaled PGA(g)	SF(PEER)
EU.F32.HN.E.D.19/90524.1/23.L.C.ACC.ASC	ESM	5.20	29.90	0.169	2.21
RSK146_COYO_TIK_G31350.AT2	NSA	5.74	12.57	0.174	1.49
IT.ATN.-VN.D.19840507.17/343.C.AFC.ASC	F5M	5.90	10.13	0.165	1.97
RSK1031_VORTHR_VA5300.AT2	NCA	5.60	38.07	0.141	0.93
CKY11070013061530.EW2	KIKnet	5.80	26.00	0.200	1.57
SAC1050503201050.EW2	KIKnet	5.80	62.00	0.183	1.01
MYG11041102180.24.LW2	KIKnet	5.10	97.00	0.206	1.69

Il fattore di scala medio è 1,59, mentre la PGA scalata media è 0,181 g.

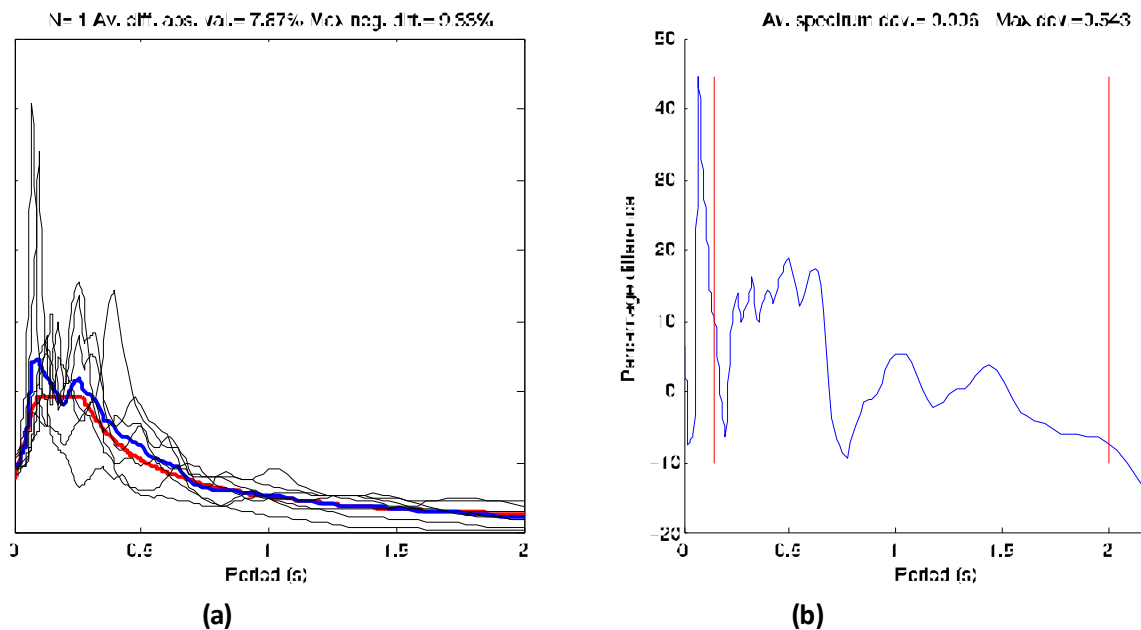


Figura 6.3: a) spettri di risposta dei singoli accelerogrammi (linee nere) selezionati per lo spettro di riferimento (linea rossa) e confronto con lo spettro medio (linea blu), in alto sono riportati: il numero corrispondente alla selezione “migliore”, lo scarto percentuale medio e lo scarto negativo massimo dello spettro medio rispetto allo spettro di riferimento nell’intervallo di periodi 0,15-2,0s; b) valori della differenza percentuale tra i due spettri ai diversi periodi spettrali, in alto sono riportati: il valore di  $\delta$  calcolato considerando lo spettro medio e il valore di  $\delta$  massimo riferito al singolo accelerogramma.

### 6.1.3. Magnitudo attesa al sito

Il periodo di occorrenza di un terremoto di una data magnitudo può essere determinato come inverso del tasso annuale di sismicità associato a quella magnitudo.

La magnitudo attesa al sito di Cavezzo è stata pertanto determinata a partire dai tassi di sismicità prodotti dal gruppo di ricerca del prof. Carlo Lai nell’ambito del progetto MPS16 (<https://ingvcps.wordpress.com/category/mps16/>), mirato alla realizzazione di un nuovo modello di pericolosità sismica del territorio nazionale.

Nello specifico, sono state prodotte 8 mappe di tassi annuali di sismicità utilizzando il metodo a sismicità diffusa di Woo (1996). Le 8 mappe sono state prodotte per esplorare le incertezze associate ad alcuni parametri del modello e possono essere combinate in una struttura ad albero logico utilizzando i pesi assegnati dagli stessi autori.

Dal momento che i tassi di sismicità calcolati per MPS16 sono tassi individuali riferiti a celle di  $0,1^\circ \times 0,1^\circ$ , è stato necessario dapprima calcolare i tassi cumulati e successivamente, sommare, per ciascun intervallo di magnitudo, i tassi cumulati associati a tutti i nodi della griglia di riferimento ricadenti entro un raggio di 50 km dalle coordinate comunali di Cavezzo. In questo modo la magnitudo cercata si configura come la magnitudo attesa entro un raggio di 50 km da Cavezzo. La scelta del raggio di 50 km è legata alle dimensioni di un terremoto di magnitudo 7 (corrispondente ad una rottura di faglia di circa 50 km).

Per il periodo di ritorno di interesse ( $T_R=475$  anni), calcolato come inverso dei tassi di sismicità sopra descritti, è stata quindi individuata la magnitudo corrispondente.

Il valore finale di magnitudo pari a  $M=6,05$  ( $T_R=475$  anni) è stato calcolato come media pesata delle 8 magnitudo calcolate a partire dalle 8 mappe di tassi di sismicità disponibili.

## 6.2. Modello geotecnico-sismico

Il modello geotecnico-sismico è stato costruito a partire dal modello geofisico pseudo-3D. Nel dettaglio, quest'ultimo è costituito da 10 modelli INGV/EUCENTRE e da 1 modello OGS, ciascuno dei quali caratterizzato da 3052 profili verticali di velocità 1D, e equispaziati su una griglia di passo pari a  $0,001^\circ \times 0,001^\circ$  (approssimativamente 100 m x 100 m); complessivamente, pertanto, si hanno un totale di 33572 modelli (3052x11) distribuiti sull'intero territorio comunale. La figura 6.4 mostra la distribuzione dei 3052 punti che formano la griglia di riferimento utilizzata per lo sviluppo del modello.

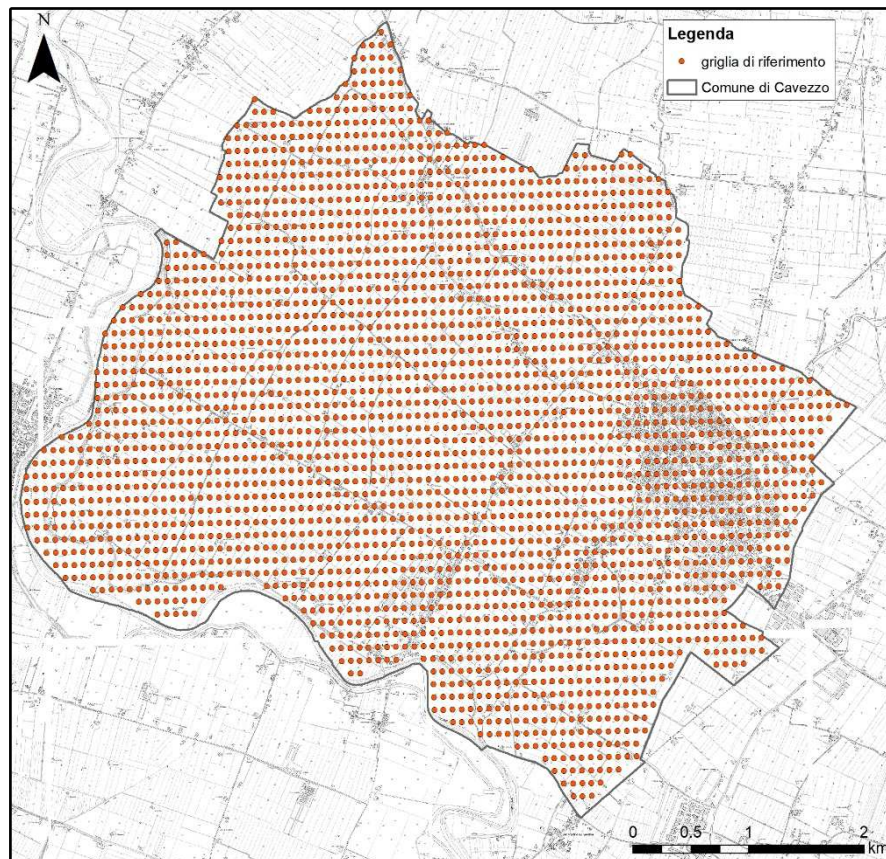


Figura 6.4: griglia di riferimento utilizzata per la definizione del modello geofisico pseudo-3D

In seguito, al fine di simulare la complessità tridimensionale del sito d'indagine, i singoli profili verticali di ogni punto della griglia sono stati modificati, alterandone velocità sismiche e/o profondità degli strati in funzioni di proxy di variabilità laterale disponibili per la zona. In questo caso sono stati utilizzati due specifici proxy, ottenuti da misure ad-hoc:

- I valori di  $V_{s30}$  ricavati da prove MASW;
- la frequenza fondamentale di risonanza del sito ( $f_0$ ), ottenuta da misure di rumore ambientale a stazione singola (rapporti spettrali H/V).

L'utilizzo di tali proxy è complementare: il primo impone un vincolo alla variabilità delle velocità sismiche negli strati superficiali del modello, il che controlla i fattori di amplificazione sismica a media e alta frequenza; il secondo vincola invece la profondità degli strati profondi, in particolare del bedrock sismico (primo strato con  $V_s \geq 800$  m/s), ricalcandone la geometria.

È importante precisare che per il modello geofisico sono state definite le seguenti proprietà: spessori degli strati a velocità costante, velocità delle onde di volume  $V_p$ , velocità delle onde di taglio  $V_s$ ,

densità; pertanto, non è presente alcuna informazione sulla natura litologica sugli strati. La tabella 6.3 riporta, a titolo di esempio, la sintesi di uno degli 11 modelli definiti per un punto della griglia di riferimento.

Tabella 6.3: sintesi del modello geofisico definito con riferimento al modello INGV/EUCENTRE 1 per il punto 1764 della griglia di riferimento

n°	H(m)	V <sub>P</sub> (m/s)	V <sub>S</sub> (m/s)	ρ
1	6,5	368,2	138,9	2100
2	11,3	551,0	226,2	2100
3	23,5	570,9	232,5	2100
4	23,5	874,4	354,1	2100
5	35,7	879,0	362,4	2100
6	123,3	1132,4	458,9	2100
7	bedrock	2010	800	2100

Al fine di definire il modello geotecnico-sismico finalizzato alle analisi di risposta sismica locale, le proprietà attribuite al modello geofisico, sono state integrate con le informazioni di carattere stratigrafico derivanti del modello geologico-geotecnico. In particolare, sono state utilizzate le 9 stratigrafie tipo che distinguono il territorio del comune in corrispondenti modelli geologici-geotecnici (v. 5.6.2.). Tuttavia, le aree omogenee mostrano una certa variabilità; per tale motivo sono stati adottati degli intervalli di variazione in termini di spessori.

Per ciascuna area omogenea sono stati dapprima individuati i punti della griglia di riferimento ricadenti all'interno di tale area e successivamente per ogni strato degli 11 modelli geofisici, è stata condotta un'analisi di tipo statistico sul valore degli spessori (fig. 6.5), associando infine un valore percentuale da attribuire a ciascuno degli strati del modello geofisico.

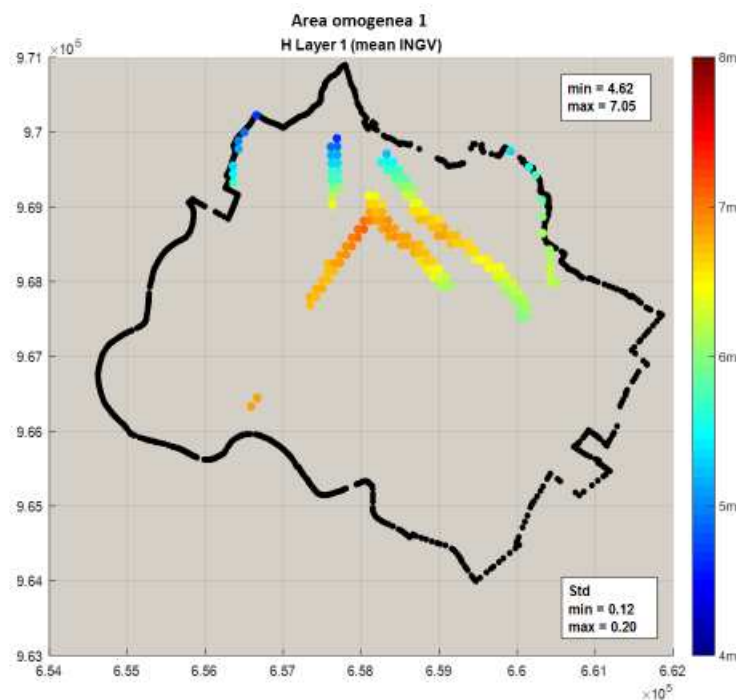


Figura 6.5: analisi statistica sul valore degli spessori di ogni strato per ciascuno degli 11 modelli geofisici riferiti all'area omogenea 1.



La tabella 6.4 mostra, a titolo di esempio, i dettagli del modello INGV/EUCENTRE 1 relativo al punto 1764, riassunto in tabella 6.2.

Tabella 6.4: integrazione delle proprietà del modello geofisico con le informazioni di carattere stratigrafico definite nel modello geologico-geotecnico.

modello geofisico p3D					modello geologico-geotecnico				
n°	H(m)	V <sub>p</sub> (m/s)	V <sub>s</sub> (m/s)	ρ (kg/m <sup>3</sup> )	H	H(%)	strato	pi	φ(°)
1	6,5	368,2	138,9	2100	2	0,31	riporto	-	35
					4,5	0,69	limo sabbioso	10	-
2	11,3	551,0	226,2	2100	3,8	0,34	limo sabbioso	10	-
					7,5	0,66	argilla	55	-
3	23,5	570,9	232,5	2100	1,5	0,06	sabbia	-	33
					22	0,94	argilla	30	-
4	23,5	874,4	354,1	2100	23,5	1	argilla	30	-
5	35,7	879,0	362,4	2100	35,7	1	argilla	30	-
6	123,3	1132,4	458,9	2100	123,3	1	argilla	30	-
7	bedrock	2010	800	2100	-				

Le proprietà meccaniche dei materiali (i.e., indice di plasticità per i terreni a grana fine e angolo di resistenza al taglio per i terreni a grana grossa) necessari alla definizione delle curve di degradazione del modulo di taglio e dello smorzamento proposte da Darendeli (2001) e ampiamente adottate in letteratura tecnica, sono state definite a partire dai risultati delle prove di laboratorio eseguite nel corso delle campagne di indagine svolte ad hoc e mediante correlazioni empiriche applicabili ai risultati delle prove penetrometriche CPT/CPTu (i.e. Bolton 1986).

Nel marzo 2018 è stata svolta una campagna di indagine che comprende prove di laboratorio finalizzate alla caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni, tra cui prove di colonna risonante e di taglio semplice ciclico eseguite su 5 campioni prelevati a profondità variabile tra 4 m e 12 m. Per tali campioni sono fornite curve di degradazione del modulo di taglio e dello smorzamento dei materiali; tuttavia, i 5 campioni si riferiscono ad una sola verticale. Al fine di estendere tale informazione presente a livello puntuale, anche alle zone prive di informazioni derivanti dalle prove di laboratorio, per l'assegnazione delle curve di degradazione del modulo di taglio e dello smorzamento, è stata, adottata una procedura di calibrazione ad hoc. La procedura prevede l'utilizzo delle curve proposte da Darendeli (2001), ampiamente adottate in letteratura tecnica, calibrate a partire dai dati delle curve ottenute dalle prove di laboratorio disponibili. La figura 6.6 mostra, a titolo di esempio, la calibrazione relativa al campione GP2 (limo con sabbia fine debolmente argilloso) del sondaggio S3. In questo modo, anche per gli strati privi di informazioni derivanti dalle prove di laboratorio, è stato possibile assegnare curve ad hoc, calibrate per l'area in esame, che tengono conto sia della natura del materiale (grana fine o grana grossa) che della pressione di confinamento a cui lo strato è sottoposto.

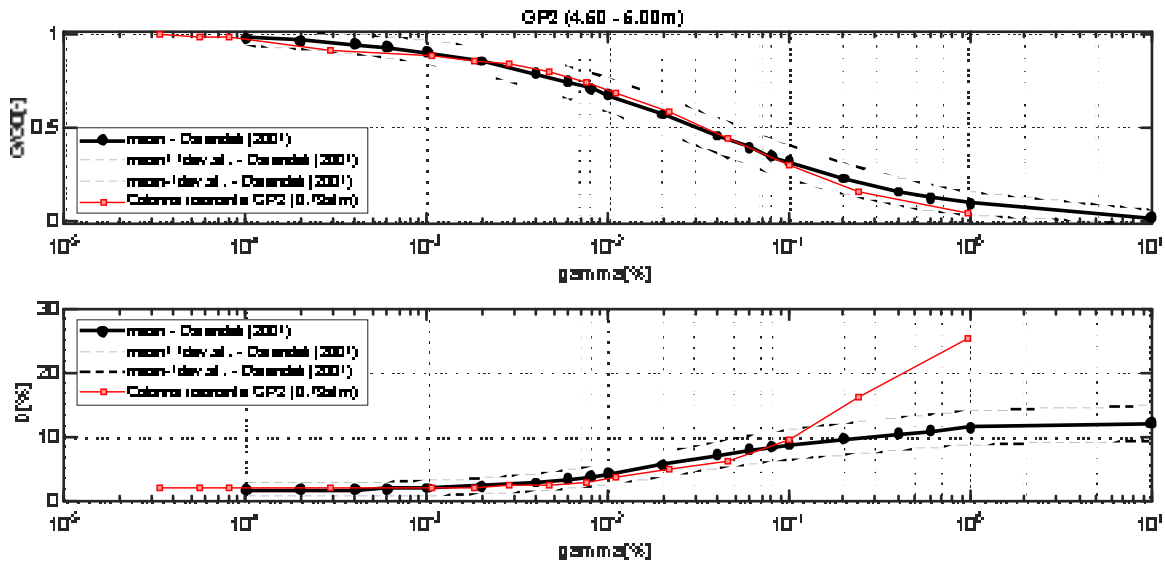


Figura 6.6: calibrazione delle curve di degradazione del modulo di taglio e dello smorzamento proposte da Darendeli (2001) calibrate mediante l'utilizzo delle curve ottenute da prove di laboratorio eseguite su campioni prelevati nel marzo 2018 (campione GP2 del sondaggio S3).

### 6.3. Analisi di risposta sismica locale

Le analisi di risposta sismica locale sono state effettuate utilizzando il codice di calcolo lineare-equivalente monodimensionale SHAKE91 (Schnabel et al., 1972; Idriss & Sun, 1992) adottando un approccio di tipo deterministico. Per ciascuno dei 3052 profili monodimensionali, lo spessore massimo di ogni strato è stato definito in funzione del valore della velocità delle onde di taglio  $V_s$  e del valore della lunghezza d'onda, adottando la seguente formula:

$$h_{max,i} = \lambda_{frac} \lambda_{min} = \lambda_{frac} \frac{V_{s,i}}{f_{max}} \quad (\text{Kottke e Rathje 2009})$$

La frequenza massima considerata nel corso delle analisi è pari a 25 Hz, mentre il valore della lunghezza d'onda  $\lambda_{freq}$  considerato è pari a 1/10.

Le analisi sono state condotte per tutti i punti della griglia di riferimento per cui è stato definito il modello geotecnico-sismico P3D seguendo l'approccio descritto sopra (2984 punti dei 3052 complessivi). Complessivamente sono state condotte 229768 analisi: 2984 nodi della griglia x 11 modelli x 7 accelerogrammi.

Per ciascuna analisi sono stati successivamente calcolati i seguenti fattori di amplificazione ( $F^i$ ):

- $F_{PGA}$ : fattore di amplificazione in termini di PGA espresso come  $PGA/PGA_0$ ;
- $F_{H_{T1-T2}}$ : fattore di amplificazione in termini di rapporto di intensità di Housner (SI) espresso come  $SI/SI_0$  e calcolato per 4 diversi intervalli di periodi dell'oscillatore:
  - $0,1 \leq T \leq 0,5s$ ;
  - $0,5 \leq T \leq 1,0s$ ;
  - $0,5 \leq T \leq 1,5s$ ;
- $F_{A_{01-05}}$ : fattore di amplificazione in termini di rapporto dell'integrale dello spettro di risposta in accelerazione (smorzamento  $\xi=5\%$ ), espresso come  $SA/SA_0$  e calcolato per l'intervallo di periodi dell'oscillatore  $0,1 \leq T \leq 0,5s$

dove  $PGA_0$ ,  $SI_0$  e  $SA_0$  sono rispettivamente l'accelerazione massima orizzontale, l'intensità di Housner e l'integrale dello spettro di risposta in accelerazione al suolo riferimento.

Per ciascun nodo della griglia e per ciascun fattore di amplificazione  $F^i$ , è stato infine determinato un unico valore ottenuto come media pesata degli 11x7 valori calcolati:

$$F^i = \sum_{j=1}^7 w_{acc_j} \sum_{k=1}^{11} w_{mod_k} F_{jk}^i$$

dove  $w_{acc_j}$  rappresenta il peso di ciascun accelerogramma, assunto uguale per tutti gli accelerogrammi ( $w_{acc_j}=1/7$ ),  $w_{mod_k}$  rappresenta il peso associato a ciascun modello P3D ( $w_{mod_k}=0,05$  per ciascuno dei 10 modelli INGV/EUCENTRE e  $w_{mod_k}=0,5$  per il modello OGS), mentre  $F_{jk}^i$  rappresenta il fattore di amplificazione  $F^i$  associato all'accelerogramma j-esimo e al modello P3D k-esimo.

A titolo di esempio, in figura 6.7 è mostrata la mappa dei fattori di amplificazione in termini di PGA per tutto il territorio comunale.

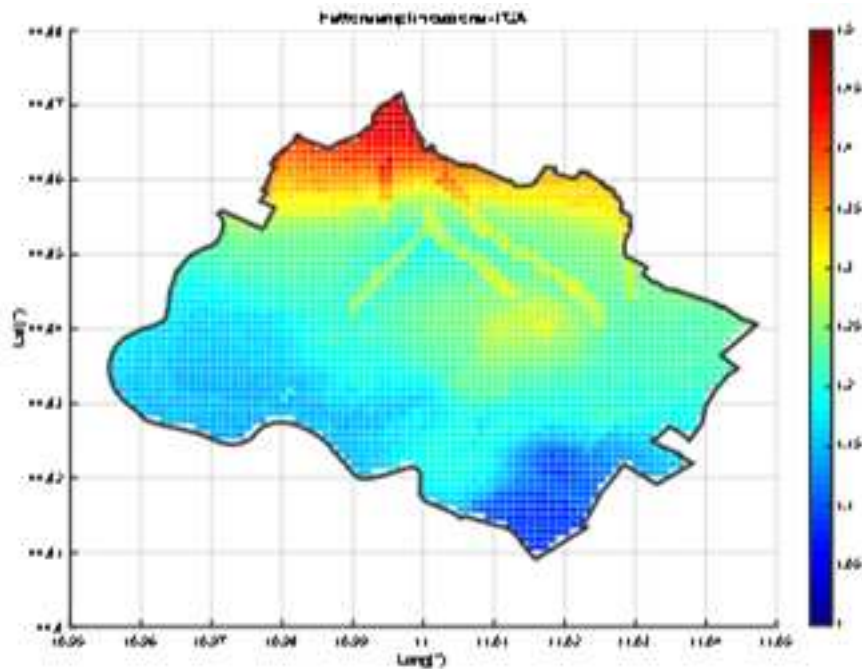


Figura 6.7: carta del fattore di amplificazione in termini di PGA espresso come  $PGA/PGA_0$

Seguendo l'approccio appena descritto, sono stati calcolati, per ciascuno dei 2984 punti, anche gli spettri di risposta in accelerazione con smorzamento  $\xi=5\%$ . La figura 6.8 mostra il confronto tra lo spettro di risposta elastico in accelerazione (componente orizzontale) su suolo rigido (suolo A) e gli spettri ottenuti tramite media pesata per ciascuno dei punti analizzati nel territorio comunale.

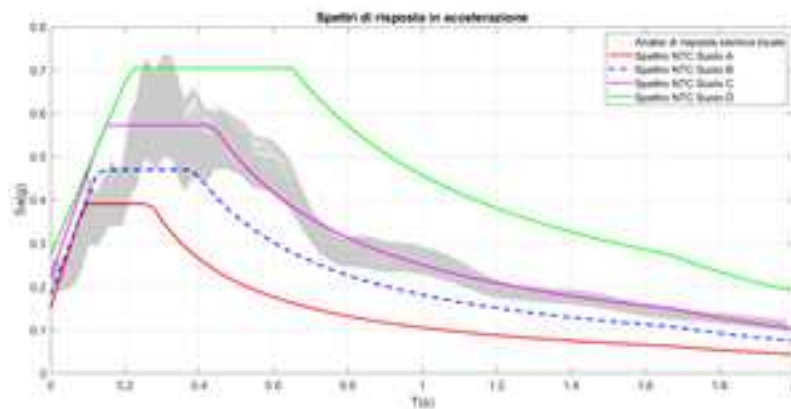


Figura 6.8: confronto tra gli spettri di risposta in accelerazione (smorzamento  $\xi=5\%$ ) ottenuti per i punti analizzati all'interno del territorio di Cavezzo e gli spettri di risposta elastici calcolati secondo le NTC08.

In figura 6.8 sono rappresentati anche gli spettri di risposta relativi alle categorie di appartenenza Suolo C e Suolo D, secondo l'approccio semplificato delle NTC 2008 e NTC 2018. Dal confronto tra gli spettri medi ricavati dalle analisi di risposta sismica locale per i 2984 punti e lo spettro previsto dalla normativa per Suolo C e D, si nota l'eccessiva cautela della procedura semplificata proposta dalle NTC08/18 nella stima degli effetti dell'amplificazione lito-stratigrafica attesa al sito in esame, soprattutto nel caso dello spettro previsto per Suolo D. Utilizzando la procedura semplificata, si ottiene un valore dell'accelerazione orizzontale massima in superficie  $a_{max}$  pari a 0,221g per suolo C, tale valore risulta piuttosto allineato a quello ottenuto dallo studio ad hoc di valutazione della risposta sismica locale per i 2984 punti che variano da 0,191g a 0,260g, mentre, per suolo D la procedura semplificata fornisce un valore di  $a_{max}$  pari a 0,272g che risulta leggermente cautelativo.

Si riportano inoltre, in figura 6.9, i risultati dello studio di microzonazione sismica effettuato per la ricostruzione post-sisma 2012 (v. <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/speciale-terremoto/sisma-2012-ordinanza-70-13-11-2012-cartografia>), per cui sono disponibili i valori del fattore di amplificazione in termini di PGA, secondo la DAL 112/2007, per le due aree distinte in cui era stato suddiviso il territorio comunale, rispettivamente, 1,5 a cui corrisponde un valore di PGA pari a 0,225g per la zona meridionale del territorio comunale e 1,7 a cui corrisponde un valore di PGA pari a 0,255g per la zona centro settentrionale.

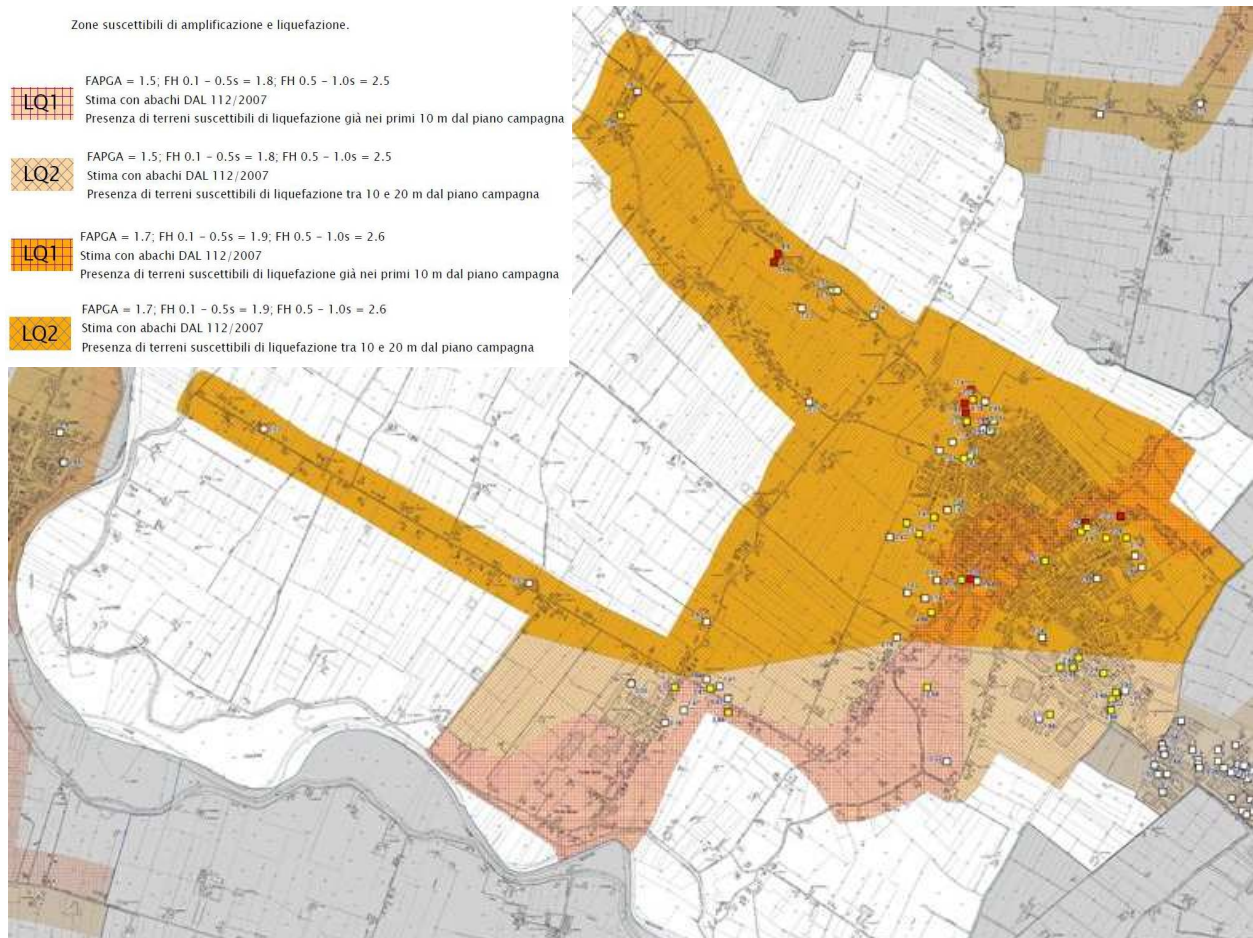


Figura 6.8: mappa dei fattori di amplificazione ottenuti nello studio di microzonazione sismica del Comune di Cavezzo per la ricostruzione post-sisma 2012 (<http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/speciale-terremoto/sisma-2012-ordinanza-70-13-11-2012-cartografia>), condotto secondo gli indirizzi regionali DAL 112/2007.

È importante evidenziare che le analisi di risposta sismica locale sono state condotte assumendo per il suolo un legame costitutivo di tipo viscoelastico lineare-equivalente che non è idoneo a riprodurre la risposta sismica dei terreni in presenza di forti non-linearità e comportamenti instabili. In tali situazioni, l'analisi della risposta sismica locale dovrebbe essere eseguita utilizzando modelli costitutivi avanzati che tengano in debito conto dell'accoppiamento idro-meccanico tra la fase fluida e quella solida del mezzo poroso e siano quindi in grado di simulare correttamente l'incremento delle pressioni interstiziali originato dal carico ciclico e la progressiva riduzione degli sforzi efficaci accompagnata dalla degradazione della rigidità e della resistenza meccanica. L'uso di tali legami costitutivi consente di ottenere una descrizione accurata del comportamento dinamico di terreni instabili come i suoli suscettibili alla liquefazione o propensi a manifestare il fenomeno della mobilità ciclica, sia per quel che concerne la stima delle sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma, sia nel calcolo delle deformazioni permanenti. Occorre tuttavia evidenziare che a fronte di queste potenzialità, i modelli costitutivi avanzati richiedono in genere un numero relativamente elevato di parametri in ingresso e quindi il loro uso è giustificabile oltreché utile solo a fronte di una raffinata caratterizzazione geotecnica dei terreni.



## 7. Valutazione del potenziale di liquefazione

Il fenomeno della liquefazione implica una perdita totale o parziale della resistenza al taglio e della rigidità del suolo, a causa dell'incremento di pressione interstiziale durante lo scuotimento sismico in un terreno a grana grossa, poco addensato e saturo. L'incremento delle pressioni interstiziali indotte dagli sforzi di taglio ciclici, anche in terreni a conducibilità idraulica relativamente elevata, può, infatti, indurre una forte riduzione o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno. Per ulteriori dettagli, si rimanda ai numerosi lavori disponibili nella letteratura tecnica quali, ad esempio, Kramer (1996), Jefferies & Been (2015).

Secondo gli indirizzi regionali per gli studi di microzonazione sismica (DAL 112/2007; DGR 2193/2015) e gli "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica" (ICMS, 2008), la stima del potenziale di liquefazione può essere effettuata in condizioni "free-field" utilizzando i cosiddetti metodi semplificati, basati sull'utilizzo di correlazioni empiriche messe a punto sulla base dei risultati di prove in sito. Tale approccio prevede una stima quantitativa della domanda sismica (fattore scatenante) e la valutazione della capacità o resistenza alla liquefazione del terreno (fattore predisponente), ai fini della determinazione del fattore di sicurezza.

I metodi basati sulle correlazioni empiriche, che legano la suscettibilità alla liquefazione ai risultati delle indagini geognostiche in sito, sono molto utilizzati nella pratica per la stima del potenziale di liquefazione (NASEM Report, 2016). Sono disponibili nella letteratura tecnica metodi sviluppati per diversi tipi di prove in sito, e.g. penetrometrica dinamica standardizzata (SPT), penetrometrica statica (CPT), prove geofisiche per la stima di  $V_s$ , prove dilatometriche (DMT). Gli indirizzi regionali (DGR 2193/2015) indicano che "tra i metodi semplificati di stima del potenziale di liquefazione è da preferire quello basato sui risultati di prove CPT elettriche".

Nel presente studio, è stata applicata una procedura di calcolo implementata dagli scriventi (EUCENTRE PE-d5, 2013 e successivi aggiornamenti) che prevede l'impiego di approcci metodologici indipendenti per ciascun tipo di prova in sito, offrendo, pertanto, la possibilità di mettere in conto gli effetti prodotti sui risultati delle analisi dall'incertezza epistemica, ossia legata ai modelli di calcolo adottati. Tale procedura, descritta nel paragrafo 7.2, è stata applicata per la valutazione del potenziale di liquefazione e relativi cedimenti indotti nel terreno a partire dai risultati delle prove penetrometriche CPTu e CPT eseguite nel territorio comunale di Cavezzo insieme agli altri input, i.e. livello di falda assunta nelle analisi e parametri per la stima della domanda sismica nelle valutazioni del rischio di liquefazione (v. paragrafo 7.1). I risultati degli indici del rischio liquefazione sono stati calcolati tenendo conto dell'incertezza epistemica (i.e. associata al modello) come illustrato nel paragrafo 7.3.

### 7.1. Dati di partenza

Si riportano di seguito i dati di partenza utilizzati per condurre le analisi del potenziale rischio di liquefazione; in particolare, i seguenti paragrafi riportano le indagini selezionate per la valutazione degli indici di rischio liquefazione, il livello di falda assunto nelle analisi e i valori adottati per la stima della domanda sismica.

#### *7.1.1. Indagini utilizzate nel calcolo degli indici di rischio liquefazione*

La valutazione del rischio di liquefazione è stata condotta utilizzando i risultati delle numerose prove penetrometriche statiche (i.e. CPT, CPTu, SCPTu, SCPT) disponibili per l'area in esame, riportate in figura 7.1; si tratta in totale di 444 prove, in particolare:

- 375 prove penetrometriche statiche eseguita con punta meccanica (CPT);
- 44 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu);

- 1 prova penetrometrica statica eseguita con punta meccanica e con piezocono (SCPT);
- 24 prove penetrometriche statiche con piezocono sismico (SCPTu).

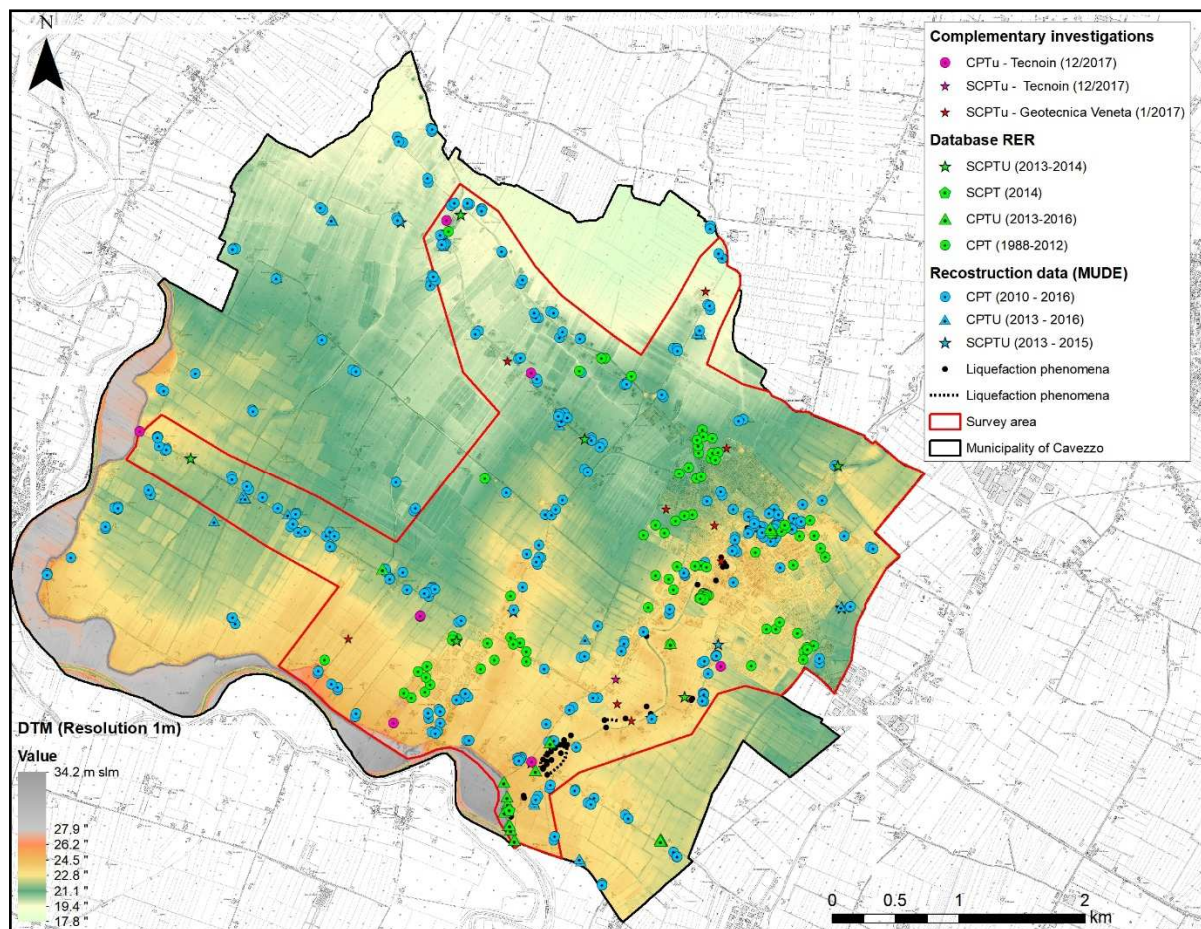


Figura 7.3: mappa che mostra l'ubicazione delle 444 prove penetrometriche statiche (CPT, CPTu, SCPTu, SCPT) utilizzate per la stima del potenziale di liquefazione del territorio comunale di Cavezzo.

### 7.1.2. Livello di falda assunto nelle analisi

Per quanto concerne il livello di falda, nel marzo 2018 è stata condotta, dal Dipartimento di Scienze della Terra e dell'Ambiente dell'Università degli Studi di Pavia, una campagna di rilievi piezometrici ad hoc, finalizzata ad individuare la soggiacenza della falda. Inoltre, utilizzando le informazioni pregresse derivate dalle numerose prove penetrometriche CPT e CPTu, disponibili per l'area in esame, e mediante i dati acquisiti da tre pozzi superficiali MO 20-21-22 (3 m) monitorati in continuo (circa ogni 8 giorni) dall'ARPAE Emilia Romagna (<http://cloud.consortiocer.it/FaldaNET/retefalda/index>) è stata ricavata l'entità delle fluttuazioni dei livelli di falda. In particolare, le misure disponibili per i pozzi MO 20-21-22 hanno permesso di analizzare l'andamento della soggiacenza della falda freatica nel periodo di monitoraggio da novembre 2006 a maggio 2018. In questo periodo è possibile individuare un periodo umido che corrisponde al picco massimo (primavera/inverno) e un periodo secco che corrisponde al picco minimo (estate/autunno), con una differenza di soggiacenza di circa 2,5 m nel territorio comunale di Cavezzo.

Per la stima degli indici di rischio liquefazione è stato assunto il livello di falda desunto nel corso della campagna di indagine svolta ad hoc, in quanto il periodo in cui questa è stata eseguita fornisce la più cautelativa per l'area in esame. In figura 7.2 sono mostrati i valori misurati nel corso della

campagna di indagine e la mappa dei valori interpolati tramite un algoritmo ampiamente utilizzato nella geostatistica (i.e. Kriging).

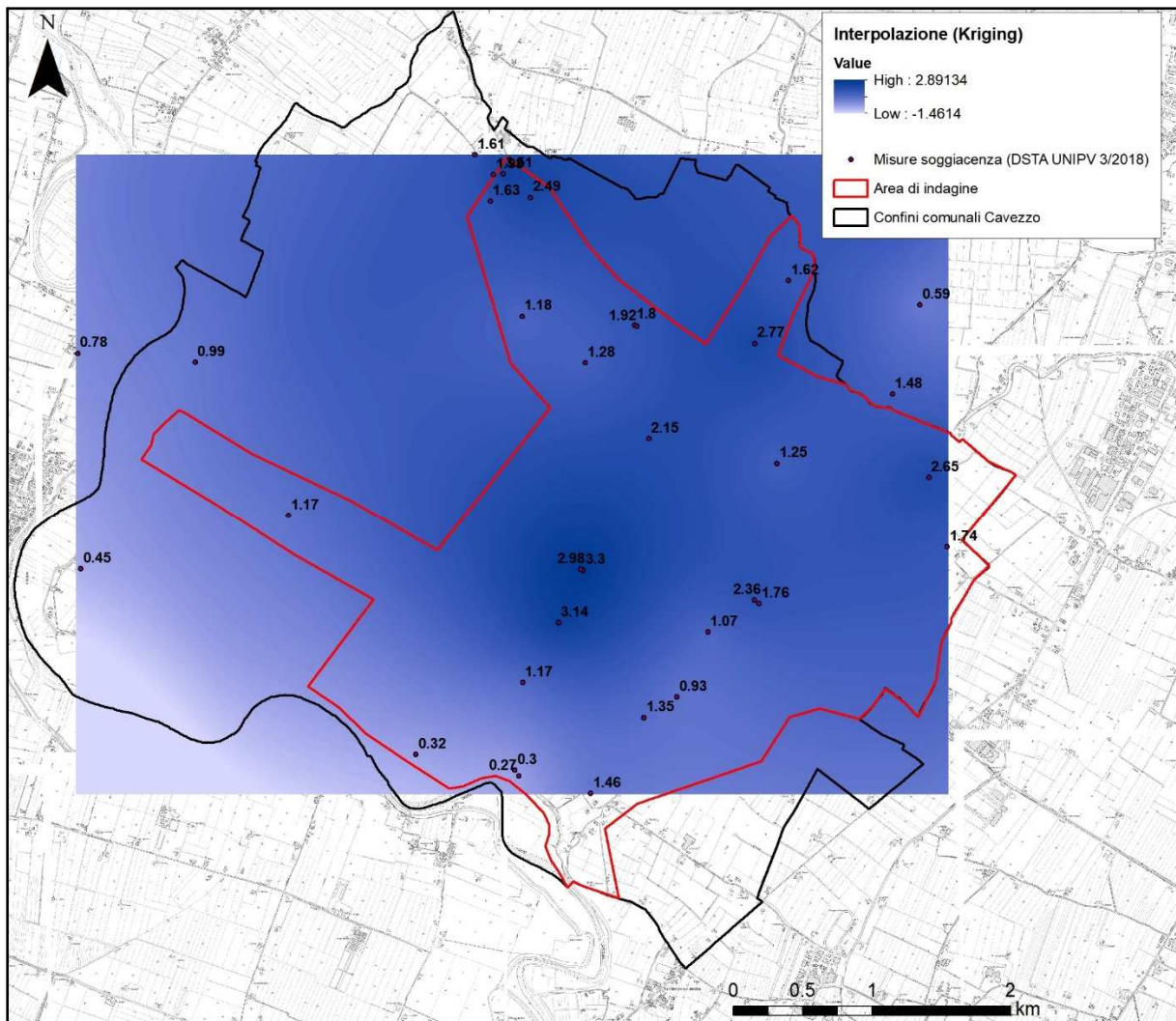


Figura 7.2: livello di falda desunto dai rilievi svolti nel marzo 2018 da UniPV–DSTA.

### 7.1.3. Dati in input per la stima della domanda sismica

I dati in input necessari alla stima della domanda sismica nella analisi del rischio liquefazione sono stati desunti dai risultati ottenuti per il calcolo dell'amplificazione sismica con riferimento al periodo di ritorno di 475 anni (cap. 6); in particolare, si tratta del valore di magnitudo attesa al sito (assunto pari a 6,05) e dello scuotimento atteso espresso in termini di picco dell'accelerazione orizzontale in superficie (PGA) ottenuto dalle analisi di risposta sismica locale (fig. 6.4).

Per calcolare il valore di PGA in corrispondenza di ogni prova penetrometrica oggetto di analisi, è stata utilizzata un'interpolazione lineare dei valori di PGA calcolati con riferimento ai quattro nodi più vicini al sito di ubicazione della prova stessa.

## 7.2. Procedura adottata per la stima del rischio di liquefazione

La valutazione del potenziale di liquefazione e dei relativi cedimenti indotti nel terreno al sito in esame è stata condotta mediante una procedura di calcolo, descritta nel seguito, basata sull'utilizzo di correlazioni empiriche a partire dai risultati delle prove penetrometriche statiche (CPTu, CPT, SCPTu, SCPT) disponibili nella letteratura tecnica.



In generale, i metodi basati su correlazioni empiriche vengono impiegati con la consapevolezza che le previsioni ottenute devono essere ritenute valide solo in prima approssimazione. Pertanto, sono state utilizzate diverse metodologie in modo da pervenire ad una valutazione della suscettibilità alla liquefazione e dei cedimenti del terreno che tenga conto dell'incertezza dei modelli di calcolo adottati. La procedura impiegata, prevede l'applicazione di tre approcci metodologici indipendenti calibrati a partire da prove penetrometriche statiche CPTu/CPTe, seguendo gli orientamenti recenti in materia in Italia ed a livello internazionale (e.g. DGR 2193/2015; Green et al., 2014; Cubrinovski et al., 2017):

- metodologia A, basata sul metodo di Robertson (2009);
- metodologia B, che fa riferimento alla procedura di Boulanger e Idriss (2015);
- metodologia C, basata sulle indicazioni di Seed (2010), che fa riferimento al metodo di Moss et al. (2006).

I metodi delle cosiddette "correlazioni di campagna" possono essere applicati seguendo due diversi approcci:

- approccio deterministico, in cui la previsione di accadimento della liquefazione viene stabilita attraverso l'introduzione di un fattore di sicurezza FS calcolato come rapporto tra capacità e domanda;
- approccio probabilistico rispetto al quale il rischio liquefazione di un terreno è valutato calcolando una probabilità PL di accadimento associata ad una prefissata severità della domanda sismica.

Gli approcci adottati consentono sia una valutazione puntuale della suscettibilità alla liquefazione alle diverse profondità tramite il calcolo del fattore di sicurezza  $F_S$  e della probabilità di liquefazione  $P_L$  (v. 7.2.1. e 7.2.2.), sia una stima globale dell'incidenza del fenomeno e delle sue conseguenze lungo una verticale, mediante il calcolo di tre indicatori del rischio liquefazione: LPI, LSI e LSN, descritti nel paragrafo 7.2.2. Nelle tabelle seguenti si riportano le correlazioni tra il potenziale rischio di liquefazione ed i valori dei parametri LPI (tab. 7.1), LSI (tab. 7.2) e LSN (tab. 7.3).

Tabella 7.1: correlazione tra LPI e classe di pericolosità (Sonmez 2003).

LPI	Classi di pericolosità
0	Non liquefacibile
0 ÷ 2	Potenziale basso
2 ÷ 5	Potenziale moderato
5 ÷ 15	Potenziale alto
≥15	Potenziale molto alto

Tabella 7.2: correlazione tra LSI e potenziale rischio di liquefazione (tradotto da Yilmaz, 2004).

LSI	Potenziale rischio di liquefazione
0÷0,35	Molto Basso
0,35÷1,30	Basso
1,30÷2,5	Elevato
2,5÷10	Molto Elevato

Tabella 7.3: correlazione tra LSN e potenziali effetti da liquefazione (tradotto da Tonkin and Taylor, 2013).

LSN	Potenziali effetti indotti da liquefazione
0÷10	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione da nulle a lievi, effetti trascurabili
10÷20	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione modeste, pochi vulcanelli di sabbia
20÷30	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione moderate, con vulcanelli di sabbia e qualche danno strutturale
30÷40	Manifestazioni del fenomeno della liquefazione da moderate a severe, i cedimenti indotti possono causare danni strutturali
40÷50	Evidenti manifestazioni del fenomeno della liquefazione, ondulazioni e fratture in superficie, significativi cedimenti assoluti e differenziali delle strutture
>50	Danni notevoli, estese manifestazioni del fenomeno in superficie, notevoli cedimenti assoluti e differenziali delle strutture, danni ai sottoservizi

Per quel che riguarda l'utilizzo dei dati relativi alle prove CPTu, si precisa che è stata applicata una correzione, in termini di indice del tipo di terreno  $I_c$  (Robertson 2009), messa a punto dal gruppo di ricerca del Dipartimento di Scienza della Terra e dell'Ambiente dell'Università degli Studi di Pavia e di seguito riportata:

$$\Delta I_c = 0,5548 q_t^{-0,299} \quad (1)$$

Tale correzione messa a punto sulla base del confronto tra prove CPTu e sondaggi disponibili, è finalizzata a migliorare l'individuazione dei cosiddetti terreni misti ricadenti nella zona di transizione dell'abaco di riferimento (Robertson, 2009).

I cosiddetti metodi delle correlazioni di "campagna" disponibili in letteratura sono tipicamente calibrati sui risultati di prove CPT con punta elettrica; al fine di utilizzare nella valutazione del potenziale di liquefazione anche i risultati delle numerose (i.e. 375) prove penetrometriche statiche con punta meccanica (CPT) è stata adottata la correzione proposta da Facciorusso et al. (2017), che propone le seguenti formule correttive per l'indice di comportamento di terreno  $I_c$  e per la resistenza alla punta normalizzata per le sabbie pulite  $q_{c1nc}$  (rispetto a quella proposta da Boulanger e Idriss, 2015):

$$I_{cm(c)} = 0,9464 I_{cm} \quad (2)$$

$$q_{c1Ncsm(c)} = 0,0260 q_{c1Ncsm}^{1,5611} + 49,6590 \quad (3)$$

Per quel che concerne la valutazione degli spostamenti indotti nel terreno dal verificarsi del fenomeno liquefazione, è stato adottato il metodo proposto da Zhang et al. (2002), in quanto indicato come più affidabile da Robertson (2009).

### 7.2.1. Valutazione della suscettibilità a liquefazione alle diverse profondità

Nei metodi di natura deterministica la resistenza del terreno alla liquefazione ad una certa profondità è definita attraverso un parametro denominato *rapporto di resistenza ciclica* (CRR, *Cyclic Resistance Ratio*). Esso è funzione di un indice penetrometrico, misurato a quella profondità, a partire dai risultati di prove SPT oppure CPT opportunamente corretti e normalizzati. Eseguendo il calcolo a diverse profondità è possibile tracciare una *curva limite* che discrimina le situazioni in cui è attesa liquefazione da quelle in cui l'accadimento del fenomeno è ritenuto improbabile. L'analisi viene effettuata attraverso l'introduzione di un fattore di sicurezza ( $F_s$ ), definito come rapporto tra il CRR e il CSR (*Cyclic Stress Ratio*):



$$F_s = \frac{CRR}{CSR} \quad (4)$$

Il parametro CSR, denominato *rapporto di sforzo ciclico*, esprime una misura della severità della domanda sismica. La previsione sul verificarsi o meno della liquefazione viene fatta dipendere dai valori assunti da fattore di sicurezza. Valori di  $F_s$  maggiori di uno corrispondono a *non-liquefazione*, mentre valori uguali o inferiori ad uno corrispondono a *liquefazione*. Nell'approccio deterministico l'incertezza dei dati in ingresso non viene presa in conto. Nel metodo probabilistico, invece, si considera simultaneamente l'influenza di più grandezze, ciascuna trattata come variabile aleatoria. Si stimano le incertezze riguardanti gli errori di misura e le imperfezioni del modello adottato, quest'ultimo caratterizzato da uno specifico livello di complessità. Viene quindi calcolata una famiglia di curve di resistenza alla liquefazione, ciascuna curva corrispondente ad una differente probabilità di inizio del fenomeno (Seed et al., 2003). Il potenziale di liquefazione di un terreno ad una data profondità e riferito ad un evento sismico di prefissata severità, è descritto in termini probabilistici attraverso l'introduzione della *probabilità di liquefazione*  $P_L$ .

I tre approcci metodologici applicati (paragrafo 7.2) propongono espressioni per determinare i fattori che concorrono al calcolo del rapporto di sforzo ciclico (CSR) e del rapporto di resistenza ciclica (CRR), di seguito illustrati in dettaglio, al fine di ottenere il fattore di sicurezza  $F_s$  e la probabilità di liquefazione  $P_L$  alle diverse profondità.

#### CALCOLO DEL RAPPORTO DI SFORZO CICLICO (CSR)

Lo sforzo indotto dal sisma nel terreno segue una legge di variazione nel tempo irregolare, che non si presta ad essere facilmente riprodotta nelle prove di laboratorio. Pertanto, convenzionalmente, tale storia temporale viene rappresentata mediante una serie equivalente di cicli di sforzo sinusoidali. Assumendo cicli di ampiezza pari al 65% del massimo sforzo di taglio indotto, Seed et al. (1975) hanno ricavato una relazione tra il numero di cicli equivalenti, che producono un incremento di pressione interstiziale pari a quello prodotto da una corrispondente storia temporale irregolare associata a terremoti registrati, e la magnitudo relativa a tali registrazioni (fig. 7.3).

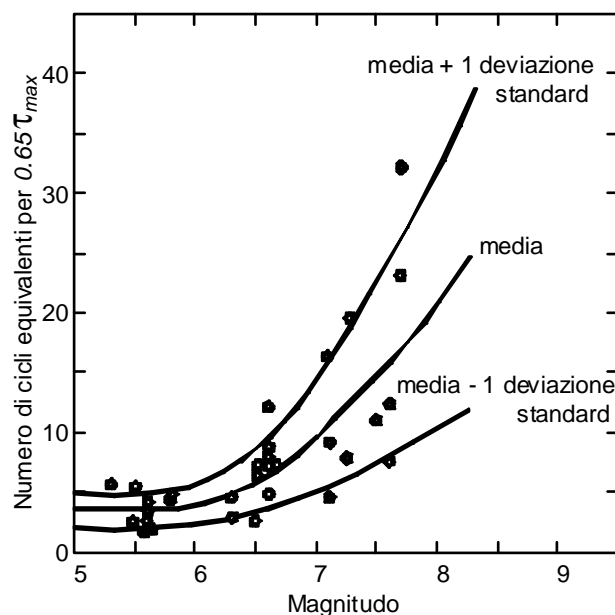


Figura 7.3: relazione tra numero di cicli equivalenti e magnitudo (modificata da Seed et al., 1975)

Considerando come riferimento un terremoto di magnitudo 7,5, la sollecitazione indotta dalla corrispondente storia temporale può essere assimilata ad una sollecitazione ciclica con numero di cicli equivalenti pari a 15 ed a ampiezza  $\tau_c$  pari a:

$$\tau_c = 0.65 \cdot \tau_{\max} \quad (5)$$

dove  $\tau_{\max}$  rappresenta il valore di picco dello sforzo di taglio, calcolato con la seguente formula semplificata:

$$\tau_c = 0.65 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \quad (6)$$

dove  $a_{\max}$  è l'accelerazione orizzontale di picco alla superficie generata dal terremoto,  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $\sigma_{v0}$  è la pressione geostatica verticale totale ad una data profondità,  $r_d$  è un coefficiente di riduzione dello sforzo funzione della profondità, che tiene conto dei fenomeni di amplificazione sismica indotti dalla deformabilità del terreno. Il rapporto di sforzo ciclico CSR è dato dall'ampiezza dello sforzo ciclico di taglio, normalizzato con riferimento alla tensione geostatica verticale efficace  $\sigma'_{v0}$  agente alla profondità considerata:

$$CSR = \frac{\tau_c}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad (7)$$

#### IL RAPPORTO DI RESISTENZA CICLICA (CRR)

Il metodo ideale per stimare il parametro CRR consiste nel prelevare e sottoporre a prove di laboratorio campioni indisturbati di terreno. Tuttavia, il campionamento indisturbato nei terreni a grana-grossa è complesso; il prelievo può essere effettuato mediante il ricorso a costose e sofisticate tecniche di congelamento oppure tramite tecniche emergenti in fase di sperimentazione come il *gel-push sampling* (Cubrinovski et al., 2016). L'utilizzo di tali tecniche è, comunque, giustificabile in poche situazioni, come progetti di grande rilevanza. Nella pratica corrente, si ricorre all'utilizzo di correlazioni empiriche, basate sull'interpretazione dei risultati di prove geotecniche in sito, consapevoli dei limiti intrinseci di questo tipo di metodi (NASEM Report, 2016).

Le procedure disponibili in letteratura per la valutazione del CRR che si basano sui risultati delle prove in sito di tipo penetrometrico fanno riferimento a un terremoto di magnitudo pari a 7,5 al quale vengono fatti corrispondere 15 cicli di carico sinusoidali equivalenti. Tale stima deve quindi essere corretta per tener conto della magnitudo reale del terremoto atteso. Tale correzione viene usualmente effettuata applicando alla stima del CRR per magnitudo 7,5 ( $CRR_{7,5}$ ) un fattore di scala della magnitudo denominato MSF (*Magnitude Scaling Factor*), funzione della magnitudo momento del terremoto atteso nel sito di interesse  $M_w$ . Con l'introduzione del fattore MSF, la formula per la valutazione del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione viene modificata come segue:

$$F_s = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \cdot MSF \quad (8)$$

La banca dati relativa ai casi di liquefazione storici, utilizzata per ricavare le correlazioni empiriche per la stima del CRR, risulta affetta da diverse limitazioni. Una delle più importanti riguarda la profondità dal piano campagna alla quale viene effettuato il calcolo. La casistica storica sui fenomeni di liquefazione osservati è infatti principalmente relativa a depositi superficiali (profondità inferiori a 15 m), caratterizzati da valori modesti della tensione di confinamento. Risultati di prove cicliche in laboratorio mostrano che la resistenza alla liquefazione varia al variare della tensione di confinamento. Tuttavia, tale variazione non è lineare e sorge pertanto la necessità di introdurre un

fattore correttivo  $K_\sigma$  per valori della tensione geostatica elevati. Infine, esiste anche la possibilità di tenere conto, in modo approssimato attraverso l'introduzione di un fattore correttivo  $K_\alpha$ , dell'influenza prodotta sul parametro CRR, da uno sforzo di taglio statico agente ad una certa profondità in conseguenza della inclinazione del piano campagna. Nel caso in cui il piano di campagna sia orizzontale  $K_\alpha = 1$ . Con l'introduzione dei fattori correttivi  $K_\sigma$  e  $K_\alpha$ , il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione diviene:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (9)$$

### 7.2.2. Stima dell'incidenza del fenomeno lungo una verticale

Una stima globale dell'incidenza del fenomeno della liquefazione e delle sue conseguenze lungo una verticale può essere ottenuta mediante l'indice del potenziale di liquefazione LPI (*Liquefaction Potential Index*), proposto da Sonmez (2003). L'indice LPI è definito dalla seguente formula:

$$LPI = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) dz \quad (10)$$

dove  $z$  è la profondità dal piano campagna (PC) espressa in metri,  $z_{crit}$  è la profondità critica, ovvero la profondità massima entro la quale può verificarsi la liquefazione, che di norma si assume pari a 20 m,  $F$  è una funzione del fattore di sicurezza  $F_s$  nei confronti della liquefazione alla profondità  $z$  ed è data da:

$$\begin{aligned} F(z) &= 0 && \text{per } F_L \geq 1,2 \\ F(z) &= 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18,427 \cdot F_L) && \text{per } 1,2 > F_L \geq 0,95 \\ F(z) &= 1 - F_L && \text{per } F_L \geq 1,2 \end{aligned} \quad (11)$$

Infine,  $w(z)$  è una funzione "peso" della profondità dal piano campagna (PC):

$$w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}}\right) \quad (12)$$

Alternativamente, seguendo un approccio probabilistico, è possibile applicare l'indice di severità di liquefazione LSI (*Liquefaction severity index*), introdotto da Yilmaz (2004) è definito dalla seguente relazione:

$$LSI = \int_0^{20} P_L(z) \cdot w_F(z) \cdot dz \quad (13)$$

in cui  $z$  è la profondità dal PC espressa in metri,  $P_L(z)$  è la probabilità di liquefazione alla profondità  $z$  e  $w_F(z)$  è una funzione della profondità dal PC ed è data da:

$$w_F(z) = 1 - 0.05 \cdot z \quad (14)$$

Anche LSI è in genere valutata considerando uno spessore totale di 20 m a partire dal PC.

Per valutare i potenziali effetti del manifestarsi del fenomeno della liquefazione, è stato introdotto il *Liquefaction Severity Number* (LSN), definito dalla seguente formula (Tonkin and Taylor, 2013; Van Ballegooy et al., 2014):

$$LSN = 1000 \cdot \int \frac{\varepsilon_v}{z} \cdot dz \quad (15)$$

dove  $\varepsilon_v$  rappresenta la deformazione volumetrica post-liquefazione (si veda paragrafo seguente) e  $z$  è la profondità dal piano campagna espressa in metri.

### 7.2.3. Metodo per la stima dei cedimenti indotti da liquefazione

Per quel che concerne la valutazione degli spostamenti verticali indotti nel terreno da possibile liquefazione, è stato adottato il metodo proposto da Zhang et al. (2002), sviluppato per dati desunti da prove CPT. Esso è indicato come il più idoneo da Robertson (2009). Il cedimento totale in direzione verticale è ottenuto sommando i contributi dei vari strati interessati dalla liquefazione, integrando il cedimento volumetrico, sullo spessore di ciascuno strato in accordo alla seguente relazione:

$$C_{v-1D} = CV = \int_0^{z_{max}} \epsilon_v \cdot dz \quad (16)$$

L'articolo di Zhang et al. (2002) fornisce il grafico di figura 7.4 insieme alle equazioni per stimare la deformazione volumetrica post-liquefazione  $\epsilon_v$  a partire dal valore della resistenza alla punta normalizzato per sabbie pulite.

Il *Liquefaction Severity Number*, LSN (Tonkin and Taylor, 2013; Van Ballegooy et al., 2014), fa riferimento al lavoro di Zhang et al. (2002) per la valutazione della deformazione volumetrica post-liquefazione  $\epsilon_v$  utilizzata per il calcolo di LSN.

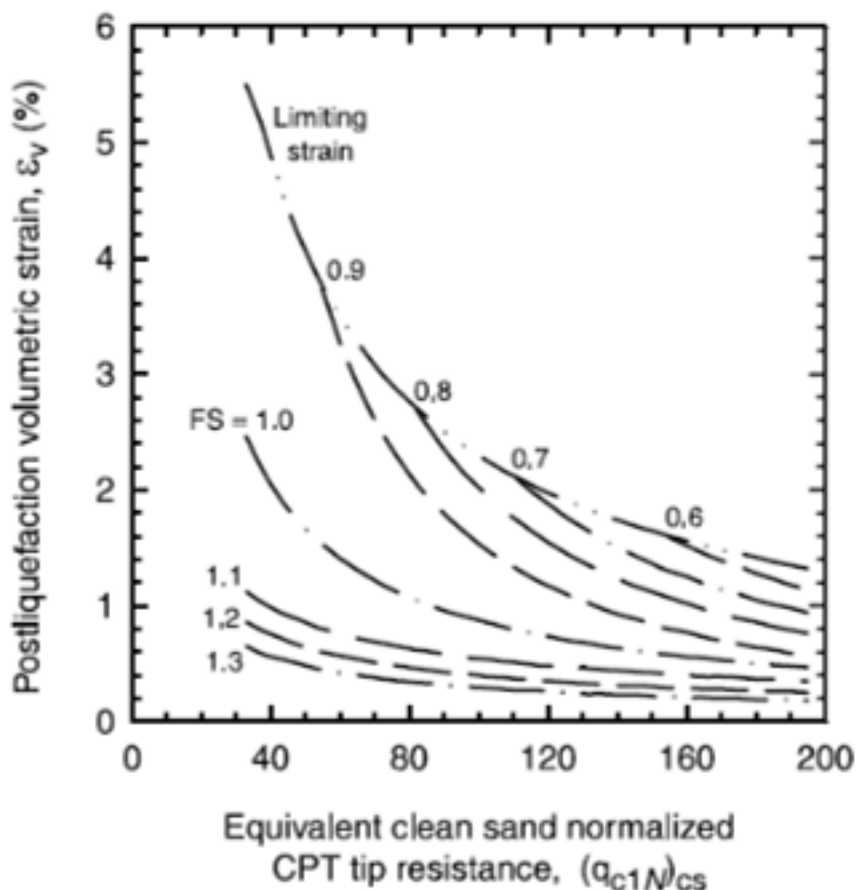


Figura 7.4: grafico per valutare la deformazione volumetrica post-liquefazione (Zhang et al., 2002).

### 7.3. Calcolo dei risultati tenendo conto dell'incertezza epistemica

Partendo dai risultati ottenuti applicando le tre metodologie sono stati calcolati i valori rappresentativi degli indici di rischio liquefazione (i.e., LPI, LSI, LSN) adottando un approccio ad albero logico attribuendo i seguenti pesi:

- 25% alla metodologia A (Robertson, 2009);
- 50% alla metodologia B (Boulanger & Idriss, 2015);
- 25% alla metodologia C (Moss et al., 2006).

L'impiego dei parametri LPI, LSI e LSN, così calcolati, in ambiente GIS, fornisce una rappresentazione della variabilità spaziale del potenziale rischio di liquefazione. Le mappe seguenti mostrano i valori di LPI (fig. 7.5), LSI (fig. 7.6), LSN (fig. 7.7) e cedimenti verticali indotti dalla liquefazione (fig. 7.8), per il periodo di ritorno di 475 anni, utilizzando i dati delle 444 prove penetrometriche statiche (punti riportati nelle mappe). Nelle mappe, sono sovrapposti anche i casi di liquefazione avvenuti a seguito del terremoto del 29 maggio 2012 all'interno del territorio comunale di Cavezzo. L'adozione di tre approcci metodologici indipendenti permette di tenere in conto degli effetti prodotti sui risultati delle analisi dall'incertezza epistemica.

Nel territorio comunale di Cavezzo con riferimento al periodo di ritorno dell'azione sismica di 475 anni, le conseguenze attese sul terreno a causa della liquefazione non sono trascurabili.

I valori dell'indice LPI sono, nella maggior parte delle prove analizzate (82%), inferiori a 5 ad indicare un rischio liquefazione da basso a moderato (fig. 7.5); per le rimanenti prove, principalmente ubicate in prossimità delle zone di dosso fluviale e di paleoalveo, i valori ottenuti sono compresi tra 5 e 15, ad indicare un rischio liquefazione alto.

I valori dell'indice LSI sono inferiori a 1,3 per la maggior parte delle prove (81%), ad indicare un rischio di liquefazione basso; mentre per le rimanenti prove risultano superiori a 1,3 ad indicare un rischio liquefazione elevato (fig. 7.6).

I valori dell'indice LSN sono, per la maggior parte delle prove (78%), compresi tra 0 a 20 ad indicare manifestazioni attese del fenomeno della liquefazione da nulle a modeste; mentre per le rimanenti prove i valori ottenuti sono compresi tra 20 a 50 ad indicare manifestazioni del fenomeno da moderate ad evidenti (fig. 7.7).

Analogamente a quanto emerso dall'analisi della distribuzione spaziale dei valori di LPI, anche per i valori degli indici LSI e LSN, si deduce un rischio di liquefazione elevato soprattutto nelle zone definite come di dosso fluviale e di paleoalveo nella carta geologico-tecnica (v. anche fig. 8.1) e nelle aree omogenee 5, 6 e 7 di figura 5.19.

Per quel che riguarda la stima dei cedimenti verticali indotti dalla liquefazione (fig. 7.8), per circa il 44% delle prove i valori attesi sono inferiori a 5 cm, per il 26% compresi tra 5 e 10 cm, mentre per il rimanente 30% sono superiori a 10 cm, con valori che, in alcuni casi, superano i 20 cm.



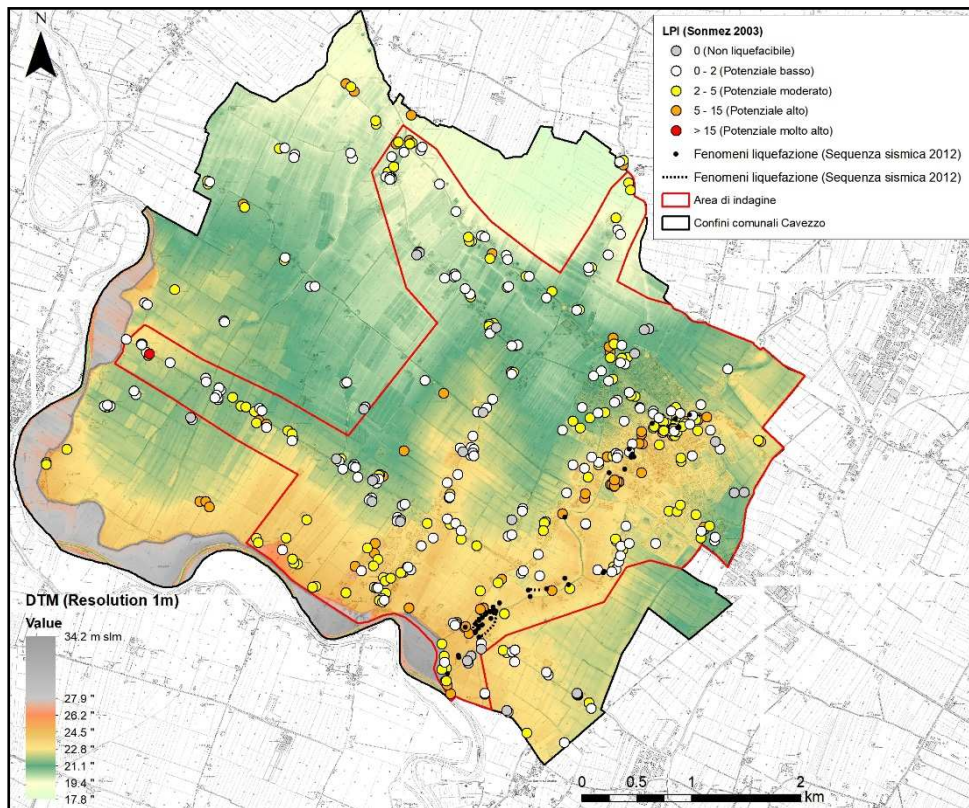


Figura 7.5: mappa dei valori dell'indice del potenziale di liquefazione (LPI, Sonmez 2003) calcolati come media pesata delle tre metodologie adottate.

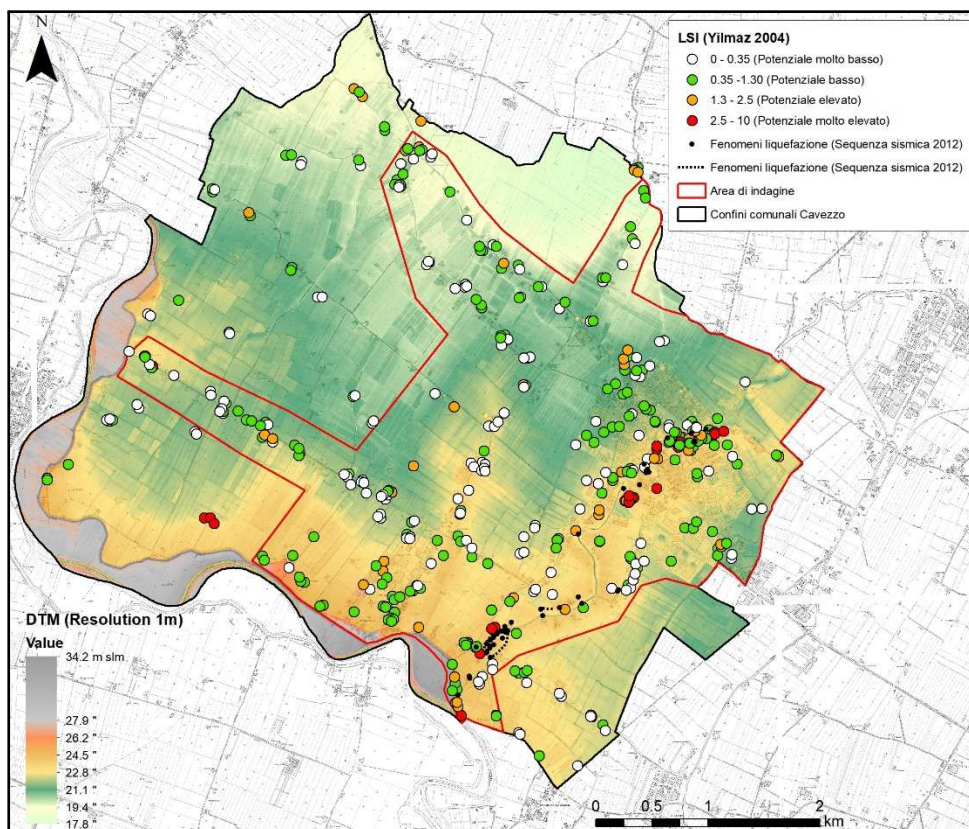


Figura 7.6: mappa dei valori dell'indice di severità di liquefazione (LSI, Yilmaz 2004) calcolati come media pesata delle tre metodologie adottate.



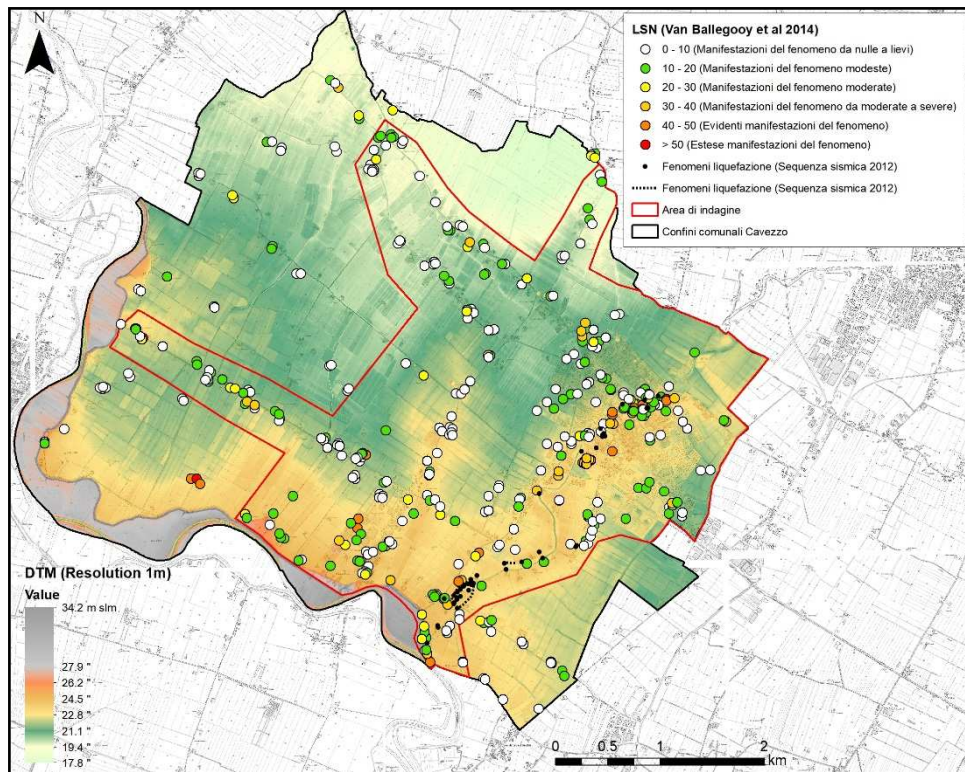


Figura 7.7: mappa dei valori dell'indice LSN (Liquefaction Severity Number, Van Ballegooy et al 2014) calcolati come media pesata delle tre metodologie adottate.

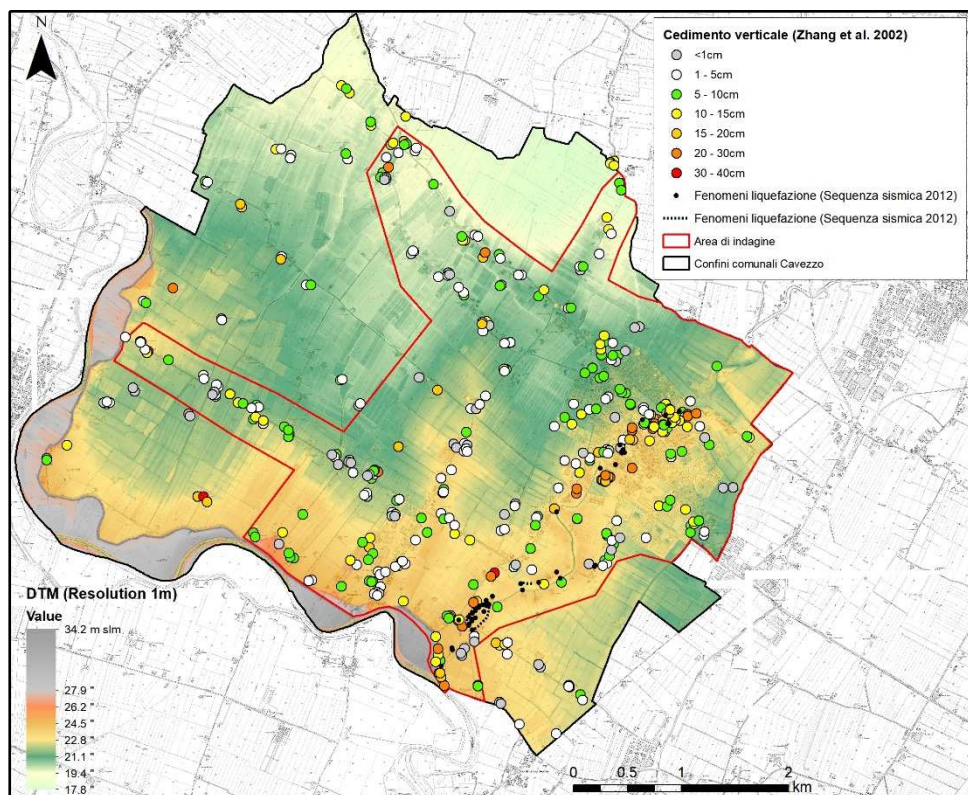


Figura 7.8: mappa dei valori dei cedimenti verticali attesi (Zhang et al. 2002) calcolati come media pesata delle tre metodologie adottate.

## 8. Elaborati cartografici

Di seguito sono sinteticamente descritti gli elaborati cartografici realizzati secondo quanto previsto dall'Allegato 2 della deliberazione di Giunta della Regione Emilia-Romagna n. 573 del 28/4/2016 (DGR 573/2016) e dal documento tecnico rilasciato dalla Commissione Tecnica DPC "Microzonazione Sismica. Standard di rappresentazione e archiviazione informatica. Versione 4.0b" (CT, 2015).

In accordo con gli indirizzi regionali (DGR 2193/2015), le cartografie delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS) e di microzonazione sismica sono state elaborate per gli ambiti di interesse urbanistico (aree urbanizzate e urbanizzabili, principali reti infrastrutturali e parti contermini di territorio rurale), come definiti dall'Amministrazione Comunale e dell'Amministrazione Provinciale. Negli ambiti di studio la quantità di dati permette un'interpretazione attendibile della stima degli scuotimenti attesi e del potenziale di liquefazione mentre in alcune aree esterne a tali ambiti la scarsità di dati non consente interpretazioni sufficientemente attendibili.

### 8.1. Carta delle indagini (tavola 1)

In questa cartografia, realizzata alla scala 1:10.000 e relativa a tutto il territorio comunale, sono riportate, con la simbologia prevista dagli standard di riferimento citati, le ubicazioni di tutte le indagini acquisite, sia pregresse sia di nuova realizzazione. Nella tabella 8.1. è riportato il dettaglio delle indagini utilizzate. Per ulteriori dettagli si veda il cap. 4.

*Tabella 8.1.: indagini complessive utilizzate, pregresse e di nuova acquisizione; tra parentesi le prove in formato digitale.*

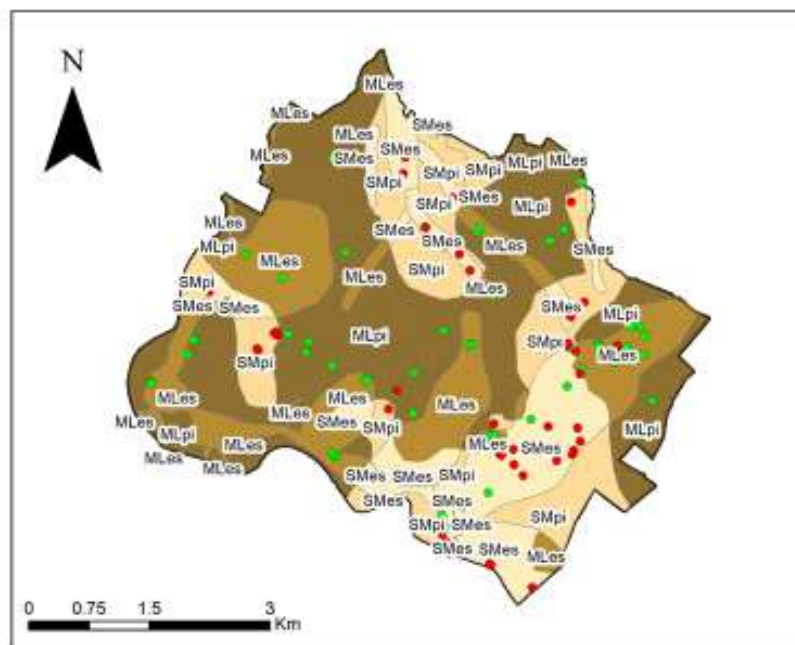
Tipo di prova	Dati ricost. MUDE	IER Database	Campagna Indagine LIQUEFACT 2016 - 2017	Campagna Indagine LIQUEFACT 2017 - 2018	Campagna Indagine Comune Cavezzo 2017 - 2018	Campagna Indagine EUCENTRE 2018	Tot
<b>Prove penetrometriche</b>							
CPT	266	521 (88)	-	-	-	-	407 (375)
CPTu	22	18 (15)	-	-	7	-	47 (44)
SCPT	-	1	-	-	-	-	1
SCPTu	7	6	30	-	1	-	24
SPT	4	10	11	-	-	-	25
Prova dilatometrica (DMT)	4	1	-	-	-	-	5
Prove dinamiche DPSH	1	-	-	-	-	-	1
<b>Informazioni sulla stratigrafia</b>							
Sondaggi a carotaggio continuo	1	1	-	-	-	-	2
Sondaggi = prove di laboratorio	2	1	2	-	1	-	6
Sondaggi = prove di laboratorio + SPT	2	1	-	-	-	-	3
Sondaggi = SPT	2	2	-	-	-	-	4
Pozzi per acqua/trincee	1	8	-	-	-	-	9
Sondaggio a distribuzione di nuclei	-	1	-	-	-	-	1
<b>Indagini geofisiche</b>							
H/V (Hakamura)	147	14 (6)	21	25	-	12	219 (211)
Array ESAC	-	1	-	-	-	-	1
MASW	135	2	7	-	-	-	144
HotSurface	10	2	-	-	-	-	12
SRAC	4	-	-	-	-	-	4
Sismica a rifrazione	2	-	-	-	-	-	2
RVA	14	-	7	-	-	-	21
MFA-Hs	4	-	-	-	-	-	4
ERT	-	-	7	-	-	-	7
Array microtrimere	-	-	-	2	-	-	2
Linea sismica a riflessione ad alta risoluzione	-	-	-	1	-	-	1
<b>Prove di laboratorio</b>							
Analisi granulometrica	1	7	17	-	14	-	41
Limiti Atterberg	-	4	7	-	9	-	20
Prove di taglio diretto	1	1	-	-	-	-	2
Prova triassiale	-	1	-	-	-	-	1
Colonna risante	-	-	-	-	5	-	5
Taglio semplice ciclico	-	-	-	-	3	-	3
Prova edometrica	-	-	-	-	1	-	1

## 8.2. Carta geologico-tecnica (tavola 2)

Per la carta geologico-tecnica, in scala 1:10.000, è stata condotta una dettagliata analisi di tutte le prove geotecniche.

Da questa analisi è risultato che la variabilità litologica di maggiore rilevanza per questo studio, considerata anche la finalità di analizzare in dettaglio il rischio di liquefazione, interessa i primi 10 m da piano campagna.

E' stata quindi realizzata una carta geologico-tecnica preliminare (fig. 8.1), risultato della combinazione dello spessore dei litotipi sabbiosi (sabbia, sabbia limosa e limi sabbiosi) nei primi 10 m da p.c. e della carta geomorfologica di figura 5.16. Da questa carta preliminare è stata derivata la carta geologico-tecnica secondo gli standard di riferimento; le classi cartografate rappresentano le litologie prevalenti nei primi 10 m da p.c., con indicazione degli ambienti genetico-deposizionali.



**% di limo sabbioso, sabbia limosa e sabbia nei primi 10 m da p.c.**

- <50%
- ≥50%

**Terreni di copertura**

- MLes** Limi inorganici, farina di roccia, sabbie fini limose o argillose, limi argillosi di bassa plasticità di argine/barre/canali
- MLpi** Limi inorganici, farina di roccia, sabbie fini limose o argillose, limi argillosi di bassa plasticità di piana inondabile
- SMes** Sabbie limose, miscela di sabbia e limo di argine/barre/canali
- SMpi** Sabbie limose, miscela di sabbia e limo di piana inondabile

Figura 8.1: carta geologico-tecnica con ubicazione delle prove CPTu, CPT e sondaggi utilizzati per la stima degli spessori dei livelli sabbiosi nei primi 10 m da p.c.

In particolare, sono state interpretate 114 prove penetrometriche e 12 sondaggi, dai quali sono stati calcolati gli spessori cumulati di sabbia, sabbia limosa e limo sabbioso nei primi 10 m da p.c. espressi in percentuale. Successivamente, è stata effettuata un'analisi geostatistica dei dati che ha permesso di effettuare un'interpolazione dei dati tramite Ordinary Kriging. La carta dello spessore dei litotipi sabbiosi è stata utilizzata per distinguere le aree che mostrano un valore percentuale di litotipi



sabbiosi superiore o uguale al 50% in modo da distinguerli dai litotipi limosi/argillosi. In questo caso non è stato possibile distinguere la classe litologica dei limi dalle argille.

### 8.3. Carta delle frequenze della principale superficie risonante (tavola 3)

In questa carta, in scala 1:10.000, sono rappresentati i risultati ottenute dall'analisi H/V delle diverse registrazioni a stazione singola di rumore ambientale condotte da INGV (v. paragrafo 5.2, in particolare figg. 5.1, 5.2, 5.13 e 5.14).

Di fianco ai punti di misura sono indicati i valori delle frequenze fondamentali registrate.

Le frequenze misurate risultano tutte comprese tra 0,5 e 1 Hz.

Per questa cartografia non esistono specifiche indicazioni di rappresentazione dei dati da parte della Commissione Tecnica DPC. La simbologia adottata tiene conto delle indicazioni degli indirizzi regionali (DGR 2193/205 e DGR 573/2016): il colore è rappresentativo della classe di frequenza (sono state distinte 3 classi:  $0,5 < H_z \leq 0,6$ ;  $0,6 < H_z \leq 0,8$ ;  $0,8 < H_z < 1$ ), l'ampiezza del simbolo è rappresentativa del valore del picco del rapporto H/V (2 classi:  $2 < H/V \leq 3$ ;  $H/V > 3$ ).

In tabella 8.2 è riportata la sintesi dei punti di misura di rumore ambientale.

*Tabella 8.2: valori della frequenza fondamentale di risonanza ai diversi siti ottenuta tramite tecnica dei rapporti spettrali H/V.*

Id	Longitudine	Latitudine	Quota (m)	f0	Tipo
0	11,0176	44,8405	7	0,74	Array
1	10,9999	44,8589	31	0,67	Stazione singola
2	10,9948	44,8663	19	0,95	Stazione singola
3	10,9986	44,8525	13	0,55	Stazione singola
4	11,0275	44,8329	15	0,63	Stazione singola
5	11,0372	44,8470	17	0,67	Stazione singola
6	11,0316	44,8381	7	0,66	Stazione singola
7	11,0071	44,8215	12	0,66	Stazione singola
8	11,0265	44,8115	16	0,59	Stazione singola
9	11,0180	44,8230	14	0,5	Stazione singola
10	11,0081	44,8372	18	0,66	Stazione singola
11	11,0026	44,8417	21	0,63	Stazione singola
12	11,0227	44,8416	8	0,65	Stazione singola
13	11,0122	44,8287	8	0,62	Stazione singola
14	10,9847	44,8381	15	0,58	Stazione singola
15	11,0253	44,8297	8	0,63	Stazione singola
16	10,9915	44,8354	6	0,58	Stazione singola
17	11,0116	44,8511	19	0,57	Stazione singola
18	11,0241	44,8523	6	0,63	Stazione singola
19	11,0204	44,8472	16	0,6	Stazione singola
20	11,0276	44,8432	9	0,63	Stazione singola
21	11,0382	44,8431	0	0,64	Stazione singola
22	11,0016	44,8295	13	0,58	Stazione singola
23	11,0107	44,8140	18	0,58	Stazione singola
24	11,0370	44,8327	9	0,67	Stazione singola
25	10,9684	44,8456	13	0,57	Stazione singola
26	11,0031	44,8658	0	0,95	Stazione INGV



In generale i valori di frequenza sono più elevati, prossimi a 1 Hz, nella parte settentrionale mentre sono più bassi, tra 0,5 e 0,6 Hz, nella parte meridionale. Inoltre, i picchi H/V sono più pronunciati (ampiezza maggiore di 3) nella parte settentrionale; ciò è in perfetto accordo con l'assetto strutturale che vede la profondità della principale superficie risonante aumentare da nord, zona molto prossima alla culminazione dell'alto strutturale di Mirandola, a sud.

#### 8.4. Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS; tavola 4)

Realizzata alla scala 1:7.000 per i soli ambiti di interesse urbanistico per i motivi specificati sopra, tale cartografia differisce dalla carta delle aree omogenee (fig. 5.19) in quanto, come richiesto dalle linee guida della Commissione Tecnica DPC (CT, 2015; CT, 2017), tiene conto dei risultati delle analisi del rischio liquefazione; le zone di attenzione per liquefazione ( $Z_{A_{LQ}}$ ) coincidono quindi con le zone suscettibili di liquefazione cartografate nelle mappe di microzonazione sismica ( $Z_{S_{LQ}}$  con  $IL > 2$ ).

Inoltre, data la forte similarità, l'area omogenea 4 è stata accorpata alle aree omogenee 3 (stesse caratteristiche litologiche e stesso processo genetico-deposizionale).

Per facilità di confronto tra la carta delle MOPS e la carta delle aree omogenee di fig. 5.19, in tabella 8.3 è riportato il confronto tra microzone omogenee in prospettiva sismica *sensu* Commissione Tecnica DPC e le aree omogenee riconosciute durante le analisi di primo livello.

Si ricorda che il sistema di codifica delle MOPS identifica con il codice 20xy le aree stabili suscettibili di amplificazione e con il codice 305020xy le aree suscettibili di amplificazione potenzialmente instabili per liquefazione.

Per la cartografia delle MOPS si è ovviamente tenuto conto anche della distribuzione dei fenomeni di liquefazione osservati in occasione della sequenza sismica del maggio 2012 (fig. 1.3). Per questo motivo, si è ritenuto utile rappresentare anche i siti in cui sono stati osservati fenomeni di liquefazione in superficie, sebbene questo dato non sia previsto dagli standard di rappresentazione della Commissione Tecnica DPC.

Tabella 8.3: confronto tra MOPS e aree omogenee di fig. 5.19.

Area omogenea	MOPS	Principale caratteristica litostratigrafica in prospettiva sismica	ambiente genetico-deposizionale
1	30502008	limi sabbiosi liquefacibili tra 2 e 9 m (no dosso)	paleoalveo
2	30502003	limi sabbiosi e sabbie limose liquefacibili tra 2 e 12 m (dosso)	paleoalveo
3	30502007	limi sabbiosi liquefacibili tra 2 e 9 m	ventaglio di rotta
4			
5	30502004	limi sabbiosi liquefacibili tra 2 e 8-9 m e sabbie limose liquefacibili tra 9-12 m (dosso)	paleoalveo
6	30502005	limi sabbiosi e sabbie limose liquefacibili tra 2 e 8-9 m (dosso)	paleoalveo
7	30502006	limi sabbiosi liquefacibili tra 2 e 8-9 m e sabbie limose liquefacibili tra 9 e 15 m (dosso)	paleoalveo
8	30502002	limi sabbiosi liquefacibili tra 9 e 14 m	sistema canale-argine (recente e attuale)
9	2001	prevalenza di sedimenti fini, assenza di orizzonti granulari liquefacibili	piana inondabile-intercanale

Al fine di fornire indicazioni sulla profondità della principale superficie risonante, possibile tetto del bedrock sismico, come previsto dagli standard di riferimento, nella mappa sono riportati anche i punti di misura di rumore ambientale, con indicazione della frequenza fondamentale registrata.

### 8.5. Carta delle $V_{s30}$ (tavola 5)

In questa carta, in scala 1:10.000 e relativa all'intero territorio comunale, sono riportate tutte le misure di  $V_{s30}$  derivanti da prove ReMi, MASW, SCPTu, Down-Hole e da misure di rumore ambientale tramite array bidimensionale.

I valori di  $V_{s30}$  variano tra 146 e 289 m/s; la maggiore variabilità è dovuta alle prove ReMi e MASW (si veda anche il paragrafo 5.1.3.). I valori derivanti da prove SCPT e DH risultano infatti compresi tra 152 e 252 m/s mentre i 2 array bidimensionali di sismica passiva hanno dato valori di  $V_{s30}$  pari a 230 m/s e 185 m/s.

Per questa cartografia non esistono specifiche indicazioni di rappresentazione dei dati da parte della Commissione Tecnica DPC; i dati sono stati rappresentati puntualmente con, a fianco, il valore di  $V_{s30}$ .

### 8.6. Carte di microzonazione sismica (Tavole 6.1÷6.6)

Anche queste carte, per i motivi specificati all'inizio del capitolo, sono state realizzate alla scala 1:7.000 per i soli ambiti di interesse urbanistico.

Come previsto dagli indirizzi regionali (DGR 112/2007 e DGR 2193/2015) e nazionali (ICMS, 2008) la cartografia di microzonazione sismica riporta le informazioni fondamentali sullo scuotimento sismico atteso, in termini di fattori di amplificazione sismica, e sulle eventuali instabilità presenti, in termini di indici di rischio, per  $T_R=475$  anni.

Il fenomeno di instabilità sismoindotta presente nel Comune di Cavezzo è, com'è risultato evidente da quanto osservato in occasione della sequenza sismica di maggio 2012, la liquefazione. Perciò, come indicato dagli standard di riferimento (CT, 2015; CT, 2017; DGR 2193/2015; DGR 573/2016), le mappe riportano anche la perimetrazione delle microzone con valore dell'indice potenziale di liquefazione  $IL > 2$ , secondo la classificazione di Sonmez (2003).

Per quanto riguarda le mappe dei fattori di amplificazione, sono state realizzate quelle previste dagli indirizzi regionali, vale a dire le mappe dei fattori di amplificazione della PGA ( $F_{PGA}$ ) e dell'Intensità di Housner (rapporto tra gli spettri di output e di input pseudovelocità) per intervalli di periodi compresi tra 0,1 s e 0,5 s ( $F_{H0105}$ ), tra 0,5 s e 1,0 s ( $F_{H0510}$ ), e tra 0,5 s e 1,5 s ( $F_{H0515}$ ); in via sperimentale, per la prima volta in Emilia-Romagna per uno studio a scala di territorio comunale, sono state realizzate anche mappe dei fattori di amplificazione in accelerazione, per l'intervallo di periodi compreso tra 0,1 s e 0,5 s ( $F_{A0105}$ ), e del parametro  $H_{MS}$  (Naso et al., in stampa).

Il parametro  $H_{MS}$  è stato proposto da Naso et al. (2016) ed è dato dal prodotto del parametro *Acceleration Spectrum Intensity* ( $ASI_{PU}$ ), valore integrale dello spettro di riferimento in accelerazione calcolato tra 0,1s e 0,5s (Von Thun et al., 1988), diviso per  $\Delta T$  (in questo caso pari a 0,4s) e moltiplicato per il fattore di amplificazione in accelerazione calcolato per lo stesso intervallo di periodi ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ , ovvero  $F_{A0105}$ ):

$$H_{MS} = \frac{ASI_{PU}}{\Delta T} \times F_{A0105}$$

Per il calcolo di  $ASI_{PU}$  sono stati utilizzati i dati online di pericolosità sismica del territorio italiano resi disponibili da INGV nel sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Il vantaggio nell'utilizzo di questo nuovo parametro (v. anche Naso et al., 2018) consiste nel fatto che esprime lo scuotimento atteso con valori assoluti, in termini di accelerazione ( $\text{cm/s}^2$ ), e quindi permette una vera e propria classificazione della pericolosità sismica locale, per  $T_R=475$  anni.

Poiché per il calcolo di  $H_{MS}$  è necessario avere stimato il fattore di amplificazione in accelerazione per l'intervallo di periodi tra 0,1 s e 0,5 s, è stata realizzata anche la mappa di microzonazione sismica in termini di  $FA_{0105}$ .

In generale si osserva che l'amplificazione sismica è maggiore nella parte settentrionale, verso la culminazione dell'anticlinale di Mirandola.

Per quanto riguarda la PGA, l'amplificazione è piuttosto bassa (tavola 6.1); per la maggior parte dell'ambito di studio  $F_{PGA}$  risulta infatti compreso nella classe 1,1-1,2 e solo nel settore nord-ovest aumenta a 1,3-1,4.

In termini di Intensità di Housner per bassi periodi (0,1s÷0,5s; tavola 6.2), l'amplificazione risulta un po' maggiore, con  $FH_{0105}$  compreso tra 1,5 e 1,6 nella maggior parte dell'ambito di studio mentre nella zona sud sono stati stimati valori compresi tra 1,3 e 1,4; solo nell'estremità nord-occidentale  $FH_{0105}$  raggiunge valori tra 1,7 e 1,8.

Valori decisamente più elevati sono quelli dell'Intensità di Housner per periodi più elevati: per l'intervallo tra 0,5s e 1,0s (tavola 6.3) i valori di  $FH_{0510}$  sono pressoché ovunque compresi tra 3,1 e 3,5, con un massimo pari a 3,5 proprio nella punta settentrionale; per l'intervallo più esteso, tra 0,5s e 1,5s (tavola 6.4), i valori di  $FH_{0515}$  sono compresi tra 2,5 e 3,0 in tutto l'ambito di studio.

In termini di fattori di accelerazione per l'intervallo di periodi compreso tra 0,1s e 0,5s (tavola 6.5) la maggior parte del capoluogo e la metà meridionale dell'ambito di studio risultano avere valori di  $FA_{0105}$  compresi tra 1,3 e 1,4 mentre la metà settentrionale risulta avere valori di  $FA_{0105}$  compresi tra 1,5 e 1,6.

Anche la carta del parametro  $H_{MS}$  (tavola 6.6) mostra un graduale aumento della pericolosità sismica da sud, dove lo scuotimento atteso (per  $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ) è dell'ordine di  $425 \text{ cm/s}^2$ , verso nord, dove invece lo scuotimento atteso arriva fino a  $525 \text{ cm/s}^2$ ; nella maggior parte del territorio studiato lo scuotimento atteso risulta compreso tra  $450 \text{ cm/s}^2$  e  $500 \text{ cm/s}^2$ .

E' questa la carta di microzonazione sismica utilizzata per rappresentare la pericolosità sismica locale nell'analisi della condizione limite per l'emergenza (v. Relazione CLE e relative tavole).

Secondo la classificazione della pericolosità sismica tramite il parametro  $H_{MS}$  proposta da Naso et al. (in stampa), la pericolosità sismica a Cavezzo risulta di grado moderato.

Per quanto riguarda il rischio di liquefazione, le analisi (cap. 7) hanno evidenziato che la maggior parte di siti di verifica hanno un rischio basso ( $0 < IL \leq 2$ ) o moderato ( $2 < IL \leq 5$ ); solo in alcuni settori, soprattutto lungo il dosso corrispondente alle microzone 30502004, 30502005 e 30502006, interpretato come un paleosistema canale/argini, sono stati stimati valori di IL compresi tra 5 e 15 (rischio elevato). In un solo punto, in prossimità di un ventaglio di rotta del fiume Secchia, all'estremità ovest dell'ambito di studio, è stato ottenuto un valore di IL pari a 18 (rischio molto elevato).

Si ricorda che, come previsto dagli standard di riferimento (CT, 2015; CT, 2017), le microzone suscettibili di liquefazione ( $ZS_{LQ}$ ) sono state classificate secondo Sonmez (2003) e sono state rappresentate in carta solo le classi a rischio moderato ( $2 < IL \leq 5$ ), elevato ( $5 < IL \leq 15$ ) e molto elevato ( $IL > 5$ ).

## 9. Confronto con la distribuzione dei danni degli eventi passati

I cataloghi storici (Locati et al., 2016; Rovida et al., 2016) indicano che l'area di Cavezzo e dintorni è stata più volte interessata da terremoti che hanno prodotto effetti di intensità maggiori di 6. I dati storici sono disponibili solo per gli ultimi 400 anni (post 1600) e l'evento che ha causato i maggiori effetti e danneggiamenti in questo Comune risulta essere la scossa del 29/5/2012 ( $M_w=5,9$ ), il cui epicentro è stato localizzato a soli 3 km a WNW del capoluogo. Infatti, dopo la sequenza sismica di maggio 2012 al centro abitato di Cavezzo è stata attribuita un'intensità macrosismica pari all'VIII grado EMS (Tertulliani et al., 2012).

La mappa di scuotimento (*shakemap*) prodotta da INGV con riferimento alla scossa del 29/5/2012 (<http://shakemap.rm.ingv.it/shake/841091/pga.html>) indica che, all'interno del territorio comunale di Cavezzo, la PGA stimata ha raggiunto valori compresi tra 0,28 e 0,32g.

Secondo la mappa di pericolosità sismica nazionale (MPS04, OPCM 3519/2006), la PGA attesa a Cavezzo per  $T_R=475$  anni è mediamente 0,151g mentre per  $T_R=950$  anni è di 0,205g. Pertanto, il fattore di amplificazione sismica osservato, in termini di PGA, nel primo caso sarebbe dell'ordine di 2 (ben superiore a quella calcolato con le analisi di risposta sismica locale) mentre nel secondo caso sarebbe dell'ordine di 1,5.

Secondo lo studio della pericolosità sismica regionale di Martelli et al. (2017), la PGA attesa a Cavezzo sarebbe invece un po' maggiore, pari a circa 0,20g per  $T_R=475$  anni e a circa 0,25g per  $T_R=950$  anni, per cui risulterebbero amplificazioni della PGA meno elevate, dell'ordine di 1,5 per  $T_R=475$  anni e di 1,2 per  $T_R=950$  anni.

Per quanto riguarda il rischio di liquefazione, a seguito della scossa del 29 maggio 2012 ( $M_w=5,9$ , epicentro a 3 km dal capoluogo) manifestazioni in superficie sono state osservate (fig. 1.3) solo in corrispondenza del dosso che caratterizza la zona orientale dell'ambito di studio (ZS<sub>LQ</sub> 30502004, 30502005 e 30502006); in tutte le altre zone, anche laddove è stato stimato un rischio elevato ( $IL>5$ ), non sono stati osservati effetti in superficie (v. Carta delle MOPS).

Considerando che la magnitudo della scossa del 29 maggio 2012 è di poco inferiore a quella attesa e applicata per la stima dell'indice potenziale di liquefazione ( $M_w=6,05$ ) e che la PGA stimata dedotta da *shakemap* (0,32g) è invece maggiore di quella utilizzata per il calcolo (0,19÷0,27g), il confronto tra quanto osservato in occasione della sequenza sismica 2012 e le conclusioni del presente studio sembra indicare che gli elaborati cartografici prodotti, in particolare la cartografia di microzonazione sismica, forniscano un quadro della pericolosità da liquefazione piuttosto cautelativo.

## 10. Bibliografia

- Albarelo D., Gargani G. (2010): *Providing NEHRP soil classification from the direct interpretation of effective Rayleigh-wave dispersion curves*. Bull Seismol Soc Am 100(6): 3284–3294.
- Asten M.W., Henstridge J.D. (1984): *Array estimators and the use of microseisms for reconnaissance of sedimentary basins*. Geophysics, 49 (11), 1828–1837.
- Boccaletti M., Bonini M., Corti G., Gasperini P., Martelli L., Piccardi L., Severi P., Vannucci G. (2004): *Carta sismotettonica della Regione Emilia-Romagna, scala 1:250.000*. Con note illustrative. Regione Emilia-Romagna–SGSS, CNR-IGG. SELCA, Firenze.
- Boulanger R.W., Idriss I.M. (2015): *CPT-based liquefaction triggering procedure*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 04015065, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001388.
- Brown L., Diehl J., Nigbor R. (2000): *A simplified method to measure average shear-wave velocity in the top 30 m (Vs30)*. In: Proceedings of the 6th international conference on seismic zonation, pp 1–6.
- Bolton M. D. (1986): *The strength and dilatancy of sands*. Geotechnique 16, 338-357.
- Castaldini D. (1989): *Evoluzione della rete idrografica centropadana in epoca protostorica e storica*. In: Atti Conv. Naz. Studi "Insediamenti e viabilità nell'alto ferrarese dall'Età Romana al Medioevo". Cento 8-9 maggio 1987, Acc. delle Sc. di Ferrara, 115-134, Ferrara.
- Cetin K. O. (2000): *Reliability-based assessment of seismic soil liquefaction initiation hazard*. Ph.D. dissertation, Univ. of California, Berkeley, Calif.
- Comina C., Foti S., Boiero D., Socco L.V. (2011): *Reliability of VS,30 evaluation from surface waves tests*. J Geotech. Geoenviron. Eng. 137(6): 579–588
- Corigliano M., Lai C.G., Rota M., Strobbia C.L. (2012): *ASCONA: automated selection of compatible natural accelerograms*. Earthquake Spectra, 28(3): 965-987.
- CT (2015): *Microzonazione sismica. Standard di rappresentazione e archiviazione informatica. Versione 4.0b*. Commissione tecnica per la microzonazione sismica. Roma, ottobre 2015. [http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/standard\\_studi\\_ms.wp](http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/standard_studi_ms.wp)
- CT (2017): *Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazioni, versione 1.0*. Commissione Tecnica per la Microzonazione Sismica, Dipartimento della protezione civile, Roma. [http://www.protezionecivile.gov.it/resources/cms/documents/LG\\_Liq\\_v1\\_0.pdf](http://www.protezionecivile.gov.it/resources/cms/documents/LG_Liq_v1_0.pdf)
- Cubrinovski M., Stringer M., Haycock I. (2016): *Experience with gel-push sampling in New Zealand*. <http://www.nzgs.org/library/isc5-session-report-liquefaction-assessment-2-2/>.
- Cubrinovski M., Rhodes A., Ntritsos N., Van Ballegooy S. (2017): *System response of liquefiable deposits*. Proceedings, 3rd International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, PBD-III, Vancouver, Canada, July 16-19, 2017.
- Darendeli M.B. (2001): *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*. (Ph. D.). Austin, Texas: University of Texas at Austin
- DAL 112/2007: *Deliberazione dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna n.112 del 2 maggio 2007: "Approvazione dell'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art.16 comma 1, della L.R. 20/2000 per «Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica»"*. Boll. Uff. Regione Emilia-Romagna n. 64 del 17 maggio 2007.
- DD 17050/2016: *Determinazione del Dirigente del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli n° 17050 del 02/11/2016 "Approvazione Allegato A recante "Elenco dei comuni destinatari dei contributi per studi di microzonazione sismica e analisi della condizione limite di emergenza di cui all'O.C.D.P.C. 293/2015 e D.C.D.P.C. del 14 dicembre 2015 (Delibera di Giunta della Regione Emilia-Romagna n. 573/2016) e*



*attribuzione dei contributi.*" <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/interventi-di-riduzione-del-rischio-sismico/art-11-dl-28-aprile-2009-n39/ocdpc-293-del-2015-documenti>

DGR 2193/2015: *Deliberazione della Giunta della Regione Emilia-Romagna n. 2193 del 21 dicembre 2015: "Art. 16 della L.R. n. 20 del 24/3/2000. Approvazione aggiornamento dell'Atto di coordinamento tecnico denominato «Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica» di cui alla Deliberazione dell'Assemblea Legislativa 2 maggio 2007, n. 112".* Boll. Uff. Regione Emilia-Romagna n. 4 del 8 gennaio 2016 (parte seconda).

DGR 573/2016: *Deliberazione della Giunta della Regione Emilia-Romagna n. 573 del 28 aprile 2016 "O.C.D.P.C. 26 ottobre 2015, N. 293 - annualità 2014 - Criteri per l'attribuzione di contributi per la realizzazione di interventi di riduzione del rischio sismico in edifici pubblici strategici e rilevanti, in edifici privati e per studi di microzonazione sismica, di cui all'art. 2, comma 1, lettere a), b) e c). Modalità di concessione e liquidazione dei contributi".* Boll. Uff. Regione Emilia-Romagna n. 139 del 12 maggio 2016.

DGR 501/2017: *Deliberazione della Giunta della Regione Emilia-Romagna n. 501 del 20/04/2017 "Approvazione di accordo di collaborazione interistituzionale con l'Università di Pavia - Dipartimento di ingegneria civile e architettura, fondazione Eucentre - Centro europeo di formazione e ricerca in ingegneria sismica, la Provincia di Modena e il Comune di Cavezzo finalizzato alla microzonazione sismica per lo scuotimento del suolo e per il rischio liquefazione del Comune di Cavezzo".*

DGR 1164/2018: *Deliberazione di Giunta Regionale n. 1164 del 23/07/2018 "Aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei Comuni dell'Emilia-Romagna".* Boll. Uff. Regione Emilia-Romagna n. 263 del 08/08/2018 (parte seconda).

DISS Working Group (2015): *Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.2.0: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas* <http://diss.rm.ingv.it/diss/>, INGV; DOI:10.6092/INGV.IT-DISS3.2.0.

EUCENTRE PE-d5 (2013): *Procedura di valutazione della suscettibilità a liquefazione.* In "Allegato Tecnico alla Rendicontazione Scientifica del progetto Vulnerabilità e rischio sismico di strutture portuali marittime", a cura di Bozzoni F., Lai C.G.; finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile.

Facciorusso J., Madiari C., Vannucchi G. (2017): *Corrections to mechanical CPT results for use in liquefaction evaluation.* Bulletin Earthquake Engineering (2017) 15:3505–3528. DOI 10.1007/s10518-017-0093-y

Green R.A., Cubrinovski M., Cox B., Wood C., Wotherspoon L., Bradley B., Maurer B. (2014): *Select Liquefaction Case Histories from the 2010-2011 Canterbury earthquake sequence.* Earthquake Spectra, 30(1): 131-153.

Haghshenas E., Bard P.-Y., Theodulidis N. & SESAME WP04 Team (2008): *Empirical evaluation of microtremor H/V spectral ratio.* Bull. Earthq. Eng., 6(1), 75–108.

ICMS (2008): *Indirizzi e criteri generali per la microzonazione sismica.* A cura del Gruppo di lavoro MS 2008. Conferenza delle Regioni e delle Province Autonome – Dipartimento della Protezione Civile. Roma, 3 vol. e 1 Cd-rom. [http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/view\\_pub.wp?contentId=PUB1137](http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/view_pub.wp?contentId=PUB1137)

Idriss I.M., Boulanger R.W. (2004): *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes.* Proceedings 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Berkeley, 32–56.

Idriss I.M., Boulanger R.W. (2008): *Soil Liquefaction During Earthquakes.* EERI Monograph.

Idriss, J. Sun J.I. (1992): *SHAKE91 - a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits.* University of California, Davis, USA.

Jefferies M., Been K. (2015): *Soil Liquefaction: A Critical State Approach. Second Edition.* Taylor & Francis, pp. 672.

- Kottke A.R., Rathje E.M. (2009): *Technical manual for strata*. PEER 2008/10 February 2009. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Kramer S.L. (1996): *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- Ku C.-S., Juang C. H., Chang C.-W., Ching J. (2012): *Probabilistic version of the Robertson and Wride method for liquefaction evaluation: development and application*. Canadian Geotechnical Journal 49: 27–44 (2012) doi:10.1139/T11-085.
- Lai C.G., Foti S., Rota M. (2009b): *Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione*. Series of Manuals of Aseismic Design, Vol. 6, IUSS Press. ISBN: 978-88-6198-035-8. Produced and distributed by Fondazione EUCENTRE, Via Ferrata 1 - 27100 Pavia. April 2009, pp. 312.
- Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E. (2016): *DBMI15, the 2015 version of the Italian Macroseismic Database*. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15
- Martelli L., Romani M. (2013): *Microzonazione sismica e analisi della condizione limite per l'emergenza delle aree epicentrali dei terremoti della pianura emiliana di maggio-giugno 2012. Relazione illustrativa*. Regione Emilia-Romagna - Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli. <http://ambiente.regione.emiliaromagna.it/geologia/temi/sismica/speciale-terremoto/sisma-2012-ordinanza-70-13-11-2012-cartografia>.
- Martelli L., Calabrese L., Ercolessi G., Severi P., Tarabusi G., Pileggi D., Rosselli S., Minarelli L., Pergalani F., Compagnoni M., Vannucchi G., Madiati C., Facciorusso J., Fioravante V., Giretti D., Mucciarelli M., Priolo E., Laurenzano G. (2013): *Cartografia speditiva dell'amplificazione e del rischio di liquefazione nelle aree epicentrali del terremoto dell'Emilia 2012 ( $M_L=5.9$ )*. Atti 32° Convegno Nazionale GNGTS, Trieste 19-21 novembre 2013, sessione 2.2, 262-267.
- Martelli L., Calabrese L., Ercolessi G., Severi P., Romani M., Tarabusi G., Pileggi D., Rosselli S., Minarelli L., Pergalani F., Compagnoni M., Vannucchi G., Madiati C., Facciorusso J., Fioravante V., Giretti D., Mucciarelli M., Priolo E., Laurenzano G., Brammerini F., Speranza E., Conte C., Di Salvo G., Giuffrè M., Zuppiroli M., Guidi F., Vona V., Manicardi A., Mengoli B., Ugoletti C., Ricci L. (2013): *Microzonazione Sismica dell'area epicentrale del terremoto della pianura emiliana del 2012 (Ord. 70/2012)*. In: 32° Convegno Nazionale GNGTS, Trieste 19-21/11/2013, sessione 2.3, 428-434.
- Martelli L., Bonini M., Calabrese L., Corti G., Ercolessi G., Molinari F. C., Piccardi L., Pondrelli S., Sani F. and Severi P. (2017a): *Carta sismotettonica della Regione Emilia-Romagna e aree limitrofe. Con Note illustrative*. Regione Emilia-Romagna, Servizio geologico, sismico e dei suoli. D.R.E.AM. Italia.
- Martelli L., Santulin M., Sani F., Tamaro A., Bonini M., Rebez A., Corti G., Slejko D. (2017b): *Seismic hazard of the Northern Apennines based on 3D seismic sources*. Journal of Seismology. DOI 10.1007/s10950-017-9665-1. Versione estesa in italiano disponibile in <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/eventi/eventi-2017/nuovi-studi-pericolosita-sismica-regionale>
- Martin A.J., Diehl J.G. (2004): *Practical experience using a simplified procedure to measure average shearwave velocity to a depth of 30 meters ( $V_{S,30}$ )*. In: Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, BC., Canada, August 1–6, 2004, paper no. 952.
- Mascandola C., Massa M., Albarello D., Martelli L., Lovati S., Poggi V., Barani S., Pergalani F., Compagnoni M. (2017): *Combining passive-geophysical and stratigraphic data for a preliminary mapping of the Po Plain seismic bedrock (Northern Italy)*. Atti 36° Convegno GNGTS, Trieste 14-16/11/2017, sess. 2.2, 383-386.
- Mascandola C., Massa M., Barani S., Albarello D., Lovati S., Martelli L., Poggi V. (in stampa): *Mapping the Seismic Bedrock in the Po-Plain (Italy) from ambient vibration monitoring*. Seismological Research Letters

- Meletti C., Valensise G. (a cura di) (2004): *Zonazione sismogenica ZS9*. In: Gruppo di Lavoro, Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003, Rapporto conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano - Roma, App. 2, 38 pp.
- Meletti C., Montaldo V. (2007): *Stime di pericolosità sismica per diverse probabilità di superamento in 50 anni: valori di ag*. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D2, <http://esse1.mi.ingv.it/d2.html>
- Montaldo V., Meletti C. (2007): *Valutazione del valore della ordinata spettrale a 1sec e ad altri periodi di interesse ingegneristico*. Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D3, <http://esse1.mi.ingv.it/d3.html>
- Moss R.E.S., Seed R.B., Kayen R.E., Stewart J.P., Der Kiureghian A., Cetin K.O. (2006): *CPT-based probabilistic and deterministic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(8): 1032–1051. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:8(1032).
- Nakamura Y. (1989): *A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface*. Quart. Records Railway Tech. Res. Inst., 30, 25–33.
- NASEM Report (2016): *State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Its Consequences*. National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine (NASEM). ISBN: 978-0-309-44027-1. DOI: <https://doi.org/10.17226/23474>.
- Naso G., Albarello D., Brammerini F., Castenetto S., D'Intinosante V., Moscatelli M. (2016): *Zone di amplificazione nelle carte di MS: una proposta di classificazione della pericolosità*. Atti 35° Convegno GNGTS, Lecce, 22-24/11/2016, sess. 2.2, 381-383.
- Naso G., Martelli L., Baglione M., Brammerini F., Castenetto S., D'Intinosante V., Ercolessi G. (in stampa): *Maps for land management: from geology to seismic hazard*. Bollettino di Geofisica Teorica e Applicata.
- Nogoshi M., Igarashi T. (1971): *On the amplitude characteristics of microtremor, Part II*. J. seism. Soc. Japan, 24, 26–40.
- NTC2008: *Norme Tecniche per le Costruzioni*. Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008. Supplemento Ordinario n. 30 alla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008.
- NTC2018: *Norme tecniche per le costruzioni*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018. Supplemento ordinario alla G.U. n. 8 del 20 febbraio 2018.
- OCDPC 293/2015: *Ordinanza del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 293 del 26 ottobre 2015 "Attuazione dell'articolo 11 del decreto-legge 28 aprile 2009 n. 39, convertito, con modificazioni, dalla legge 24 giugno 2009, n. 77"*. G.U. n. 257 del 4 novembre 2015. <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/interventi-di-riduzione-del-rischio-sismico/art-11-dl-28-aprile-2009-n39/ocdpc-293-del-2015-documenti>
- Okada H. (2003): *The Microtremor Survey Method*. Eds. Fitterman, D.V. & Asten, M.W., Society of Exploration Geophysicists.
- OPCM 3907/2010: *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3907 del 13 novembre 2010 "Attuazione dell'articolo 11 del decreto-legge 28 aprile 2009, n. 39, convertito, con modificazioni, dalla legge 24 giugno 2009, n. 77 in materia di contributi per interventi di prevenzione del rischio sismico"*. G. U. n. 281 del 1/12/2010, suppl. ord. n. 262.
- OPCM 3274/2003: *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*. G. U. n. 155, 8/5/2003, suppl. ord. n. 72
- OPCM 3519/2006: *Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28/04/2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone"*. G.U. n. 108 del 11/05/2006.
- PEER (2010a): *Technical report for the PEER ground motion database web application-Beta Version-October 1, 2010*.

- PEER (2010b): *User's Manual for the PEER ground motion database web application-Beta Version-October 1, 2010*.
- Pieri M., Groppi G. (1981): *Subsurface geological structure of the Po plain, Italy*. Publication 414. CNR, AGIP, Roma.
- Poggi V., Fäh D. (2010): *Estimating Rayleigh wave particle motion from three-component array analysis of ambient vibrations*. Geophys. J. Int., Volume 180, Issue 1, 251-267.
- Poggi V., Fäh D., Burjánek J., Giardini D. (2012): *The use of Rayleigh wave ellipticity for site-specific hazard assessment and microzonation. An application to the city of Luzern (Switzerland)*. Geophys. J. Int., Volume 188, Issue 3, 1154-1172
- RER – ENI (1998): *Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna*. A cura di G. M. Di Dio. Regione Emilia-Romagna, ENI Agip Divisione Esplorazione e Produzione. S.EL.CA., Firenze, pp 120.
- Robertson P.K. (2009): *Performance based earthquake design using the CPT*. In Proceedings of IS-Tokyo 2009: International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering - From Case History to Practice, Tokyo, Japan, 15–18 June 2009. Edited by T. Kokusho, Y. Tsukamoto, and M. Yoshimine. CRC Press/Balkema, Leiden, the Netherlands. pp. 3–20.
- Robertson P.K., Wride C.E. (1998): *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, No. 3, pp. 442-459.
- Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds) (2016): *CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes*. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI15>
- Seed H.B., Idriss I.M., Makdisi F.I., Banerjee N.G. (1975): *Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses*. Report UCB/EERC-75/29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Seed R.B. (2010): *Technical review and comments: 2008 EERI Monograph Soil Liquefaction During Earthquakes*. In I.M. Idriss and R.W. Boulanger. Geotechnical Report N° UCB/GT - 2010/2011 University of California at Berkeley.
- Schnabel P. B., Lysmer J., Seed H. B. (1972): *SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. Rep. No. EERC 72-12, EERI, Berkeley, Calif.
- Tertulliani A., Arcoraci L., Berardi M., Bernardini F., Brizuela B., Castellano C., Del Mese S., Ercolani E., Graziani L., Maramai A., Rossi A., Sbarra M., Vecchi M. (2012): *The Emilia 2012 sequence: a macroseismic survey*. In "2012 EMILIA EARTHQUAKES", Annals of Geophysics, 55, 4, 2012; doi: 10.4401/ag-6140
- Von Thun J.L., Rochim L.H., Scott G.A. and Wilson J.A. (1988): *Earthquake ground motion for design and analysis of dams*. In: Earthquake Engineering and Soil Dynamics II – Recent Advance in Ground-Motion Evaluation, Geotechnical Special Publication 20, ASCE, New York, 463-4.
- Tonkin and Taylor (2013): *Liquefaction vulnerability study*. Tonkin and Taylor Report 52020.0200. February 2013. Report for New Zealand Earthquake Commission. <http://www.eqc.govt.nz>
- Van Ballegooy S., Malan P., Lacrosse V., Jacka M.E., Cubrinovski M., Bray J.D., O'Rourke T.D., Crawford S.A., Cowan H. (2014): *Assessment of liquefaction-induced land damage for residential Christchurch*. Earthquake Spectra, 30(1): 31-55.
- Woo G (1996): *Kernel Estimation Methods for Seismic Hazard Area Source Modeling*. Bulletin of the Seismological Society of America, 86(2): 353-362.
- Yilmaz Z. (2004): *GIS-Based Structural Performance Assessment of Sakarya City after 1999 Kocaeli-Turkey Earthquake from Geotechnical and Earthquake engineering Point of View*. M.Sc. Thesis, The Graduate School of Natural and Applied Sciences, Middle East Technical University (METU), Ankara, Turkey.

Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Arango I., Castro C., Christian J.T., Dobry R., Finn W.D.L., Harder L.F., Hynes M.E., Ishihara K., Koester J.P., Liao S.C.C., Marcuson W.F., Martin G.R., Mitchell J.K., Moriwaku Y., Power M.S., Robertson P.K., Seed R.B., Stokoe K.H. (2001): *Liquefaction Resistance of Soils*. Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng. ASCE 127 (10), 817-833.

Zhang G., Robertson P.K., Brachman R. W. I. (2002): *Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground*. Can. Geotech. J. 39, 1168-1180, DOI: 10.1139/T02.