

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

# MICROZONAZIONE SISMICA

## Relazione illustrativa

### Regione Emilia-Romagna

### Comune di Zola Predosa



Regione	Emilia-Romagna	Soggetto realizzatore	R.T.I.:	Data	Novembre 2016
		 ambiente risorse territorio	 DUNE ARCHITECTURE PLANNING RESTORATION SRL		
		 SUBSOIL INDAGINI GEOLOGICHE & MONITORAGGI GEOTECNICI			

Unione dei Comuni Valli del Reno, Lavino e Samoggia

**REDAZIONE DELL'ANALISI DELLA CONDIZIONE  
LIMITE PER L'EMERGENZA (CLE) E DI LOCALI  
APPROFONDIMENTI DI LIVELLO 3 DELLO  
STUDIO DI MICROZONAZIONE SISMICA DEI  
COMUNI DELL'AREA BAZZANESE: MONTE SAN  
PIETRO, VALSAMOGGIA E ZOLA PREDOSA**

COMUNE DI ZOLA PREDOSA

**RELAZIONE ILLUSTRATIVA**

<p>approvato</p> <p style="text-align: center;">Marco Andreoli</p>
<p>verificato</p> <p style="text-align: center;">Giovanni Carra</p>
<p>elaborato</p> <p style="text-align: center;">Mattia Galletti</p>

0	MG	GV	AN	novembre 2016
rev.	sigle			data

codice elaborato 0564-03-01-01R-00

SISTEMA CERTIFICATO  
ISO 9001:2008



Cert. N. 01296

Mod. PO01/06

Rev. 1

Data emissione: 02.2014

# Indice

1	Introduzione.....	1
2	Definizione della pericolosità di base e degli eventi di riferimento.....	3
2.1	Sismicità storica dell'area.....	4
2.2	Sorgenti sismogenetiche.....	5
2.3	Zonazione Sismogenetica.....	6
3	Assetto geologico e geomorfologico dell'area.....	9
3.1	Aspetti tettonici generali.....	10
3.2	Assetto stratigrafico.....	11
3.2.1.	Coperture quaternarie continentali.....	11
3.2.2.	Substrato geologico marino.....	12
3.3	Contestualizzazione delle aree in studio.....	12
3.3.1.	Ponte Ronca.....	12
4	Dati tecnici e geofisici.....	14
4.1	HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio).....	14
4.2	Prova penetrometrica statica (CPTU).....	15
5	Modello del sottosuolo.....	16
5.1.1.	Ponte Ronca.....	16
6	Interpretazione e incertezze.....	17
7	Metodologie di elaborazione e risultati.....	18
7.1	Analisi di RSL con metodi numerici monodimensionali (EERA).....	18
7.1.1.	Risultati.....	23
7.2	Verifica alla possibilità di liquefazione.....	27
7.2.1.	Risultati.....	32
8	Elaborati cartografici.....	34
8.1	Carta delle indagini.....	34
8.2	Carta Geologico Tecnica per la microzonazione sismica.....	34
8.3	Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica.....	34
8.3.1.	Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali.....	35
8.3.2.	Zone di attenzione per le instabilità.....	36
8.4	Carta di Microzonazione Sismica.....	36
8.5	Carta delle frequenze naturali dei terreni.....	37
8.6	Carta delle velocità delle onde di taglio S (Vs).....	38
9	Commenti finali e criticità.....	39
10	Bibliografia.....	40
11	Allegati.....	42

## 1 Introduzione

Il presente lavoro è stato condotto su incarico delle Amministrazioni dei Comuni di Valsamoggia, Monte S.Pietro e Zola Predosa ed è stato finalizzato, secondo i contenuti del disciplinare di incarico, alla "REDAZIONE DELL'ANALISI DELLA CONDIZIONE LIMITE PER L'EMERGENZA (CLE) E DI LOCALI APPROFONDIMENTI DI LIVELLO 3 DELLO STUDIO DI MICROZONAZIONE SISMICA DEI COMUNI DELL'AREA BAZZANESE: MONTE SAN PIETRO, VALSAMOGGIA E ZOLA PREDOSA. I principali riferimenti tecnici e normativi sono i seguenti:

- Deliberazione di Giunta della Regione Emilia-Romagna n. 1919 del 16/12/2013,
- Deliberazione dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna n. 112 del 02/05/2007 e relativo Allegato,
- DGR 2193/2015 Aggiornamento dell'atto di coordinamento di cui alla Deliberazione dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna n. 112 del 02/05/2007,
- Ordinanza del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 52 del 20 Febbraio 2013
- Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile 15 Aprile 2013 e relativi Allegati,
- "Indirizzi e criteri generali per la microzonazione sismica" approvati dal Dipartimento della Protezione civile e dalla Conferenza Unificata delle Regioni e delle Province autonome, nonché della normativa Nazionale di settore vigente.
- Standard di rappresentazione e archiviazione informatica per la microzonazione sismica di riferimento sono quelli pubblicati dalla Commissione Tecnica per la Microzonazione Sismica nell'ottobre 2015 nella versione 4.0b.

Lo studio si è avvalso, inoltre, dei dati già raccolti ed elaborati per la formazione del Piano Strutturale dei Comuni dell'Area Bazzanese, per le Varianti agli strumenti urbanistici vigenti ai sensi dell'art. 41 L.R. 20/2000 e ss.mm.ii., e degli studi elaborati per il POC di Monteveglio vigente, e ha raccordato questi ultimi alle attività oggetto del presente incarico, al fine di consegnare gli elaborati e archiviare i dati come richiesto dalle specifiche tecniche allegate alla citata D.G.R. n. 1919 del 16/12/2013 (e successive modificazioni).

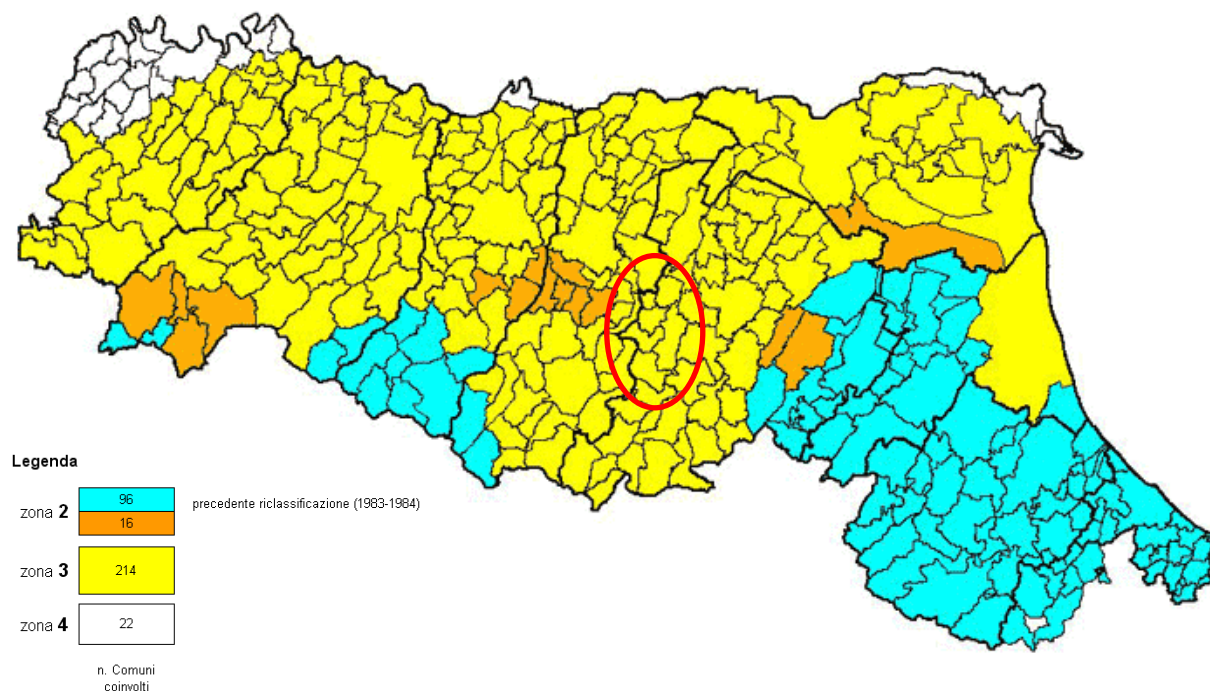
Le attività hanno riguardato inoltre:

- raffronto e coordinamento con l'Ufficio di Piano Associato e con gli Enti Sovraordinati per assicurare la coerenza con gli strumenti di pianificazione vigente e in corso di elaborazione (PSC e RUE approvati, Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale – PTCP – con particolare riferimento alla tematica della riduzione del rischio sismico);
- assistenza e consulenza alle Amministrazioni Comunali associate in tutte le fasi dell'iter formativo e approvativo dello Studio;
- analisi e validazione degli studi eventualmente già in possesso dei Comuni inerenti alle aree oggetto di incarico;
- rapporti con gli Organismi tecnici delle Amministrazioni Comunali associate, per sottoporre all'esame lo Studio in oggetto ed i relativi elaborati nelle varie fasi dell'incarico;
- Definizione delle metodologie per la elaborazione dello Studio in oggetto da concordare con la Provincia di Bologna e la Regione Emilia-Romagna: definizione della struttura, delle caratteristiche e dei contenuti, nel rispetto delle disposizioni normative pianificatorie e regolamentari;
- Stesura della bozza di CLE e di locali approfondimento di livello 3 della Microzonazione sismica (parte cartografica e parte descrittiva) da sottoporre ai competenti Uffici della Provincia di Bologna e della Regione Emilia-Romagna;
- Partecipazione alle fasi di presentazione e discussione dello Studio oggetto del presente incarico nelle sedi istituzionali previste (Regione Emilia-Romagna, Provincia di Bologna, altri Enti competenti);

- esame delle osservazioni e adeguamento alle richieste di modifica/integrazione eventualmente formulate dalla Regione Emilia-Romagna;
- redazione di tutta la documentazione tecnica illustrativa definitiva (relazioni, tabelle, grafici, tavole, ecc. come eventualmente modificati a seguito della richiesta di modifica/integrazione) necessaria per l'approvazione dello Studio e per l'acquisizione del Certificato di Conformità della Regione Emilia-Romagna.

## 2 Definizione della pericolosità di base e degli eventi di riferimento

Il territorio nazionale è stato suddiviso, in base a differenti valori di accelerazione orizzontale al suolo ( $a_g$ ), in quattro zone a pericolosità decrescente. L'OPCM n. 3274 del 2003, che prevedeva questa suddivisione è stata poi aggiornata con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 il quale ha fornito alle Regioni uno strumento che ha permesso di introdurre intervalli di accelerazione massima del suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ( $V_{s30} > 800$  m/s; cat A), da attribuire alle 4 zone sismiche.



**Fig. 1 Classificazione sismica della regione Emilia-Romagna in base all'OPCM n. 3274/2003**

Come indicato in Fig. 1 e in Tab. 1, le aree in esame si trovano comprese in Zona 3, quindi si attendono valori di pericolosità compresi tra 0,05 e 0,15 con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni. In questa area quindi solo raramente si possono verificare terremoti di forte intensità.

**Tab. 1 Classificazione delle zone sismiche in base al valore di accelerazione massima del suolo  $a_g$ .**

Zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % i 50 anni [ $a_g/g$ ]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (NTC) [ $a_g/g$ ]
1	> 0,25	0,35
2	0,15 - 0,25	0,25
3	0,05 - 0,15	0,15
4	< 0,05	0,05

Con l'entrata in vigore successiva delle NTC08, la pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima ( $a_g$ ) ed il corrispondente

spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno TR (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'Allegato A alle NTC08:

ag = accelerazione orizzontale massima;

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Questi parametri vengono definiti in corrispondenza di un reticolo di riferimento nelle mappe interattive della pericolosità sismica (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>). Sempre in questa mappa è possibile ottenere i grafici di disaggregazione in termini di Magnitudo-Distanza che mettono in evidenza la pericolosità sismica di eventi sismici limitrofi.

## 2.1 Sismicità storica dell'area

Il territorio comunale di Zola Predosa è contraddistinto da una storia sismica in cui si sono susseguiti terremoti con intensità da media a forte. In alcune zone infatti si è raggiunto il 7° grado della scala Mercalli-Cancani-Sieberg (la quale considera gli effetti distruttivi su persone e cose per misurare l'intensità del sisma).

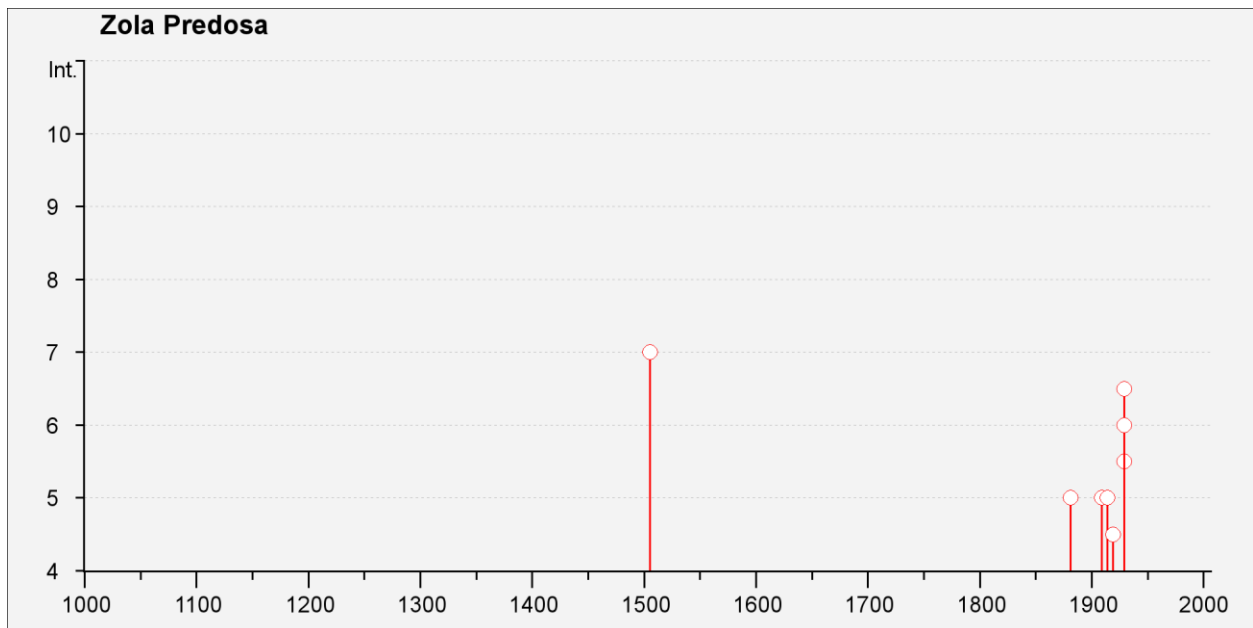
Le informazioni riguardanti gli eventi sismici avvenuti nelle aree in esame sono state ricavate dal database delle osservazioni macrosismiche dei territori italiani "DBMI11" (<http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/>).

Nelle figure successive sarà rappresentata la storia sismica delle zone oggetto di studio, limitatamente ai terremoti con intensità epicentrale uguale o superiore a 4-5 (MCS). Saranno quindi elencati i terremoti più significativi che hanno coinvolto il territorio.

### Storia sismica di Zola Predosa [44.490, 11.217]

Numero di eventi: 17

Effetti	Data	Area epicentrale	Punti di osservazione macrosismiche	Intensità macrosismica epicentrale	Magnitudo momento Mw
<b>Is (MCS)</b>					
7	1505 01 03 02:00	Bolognese	31	8	5.57 ±0.25
5	1881 01 24 16:14	Bolognese	38	7	5.16 ±0.30
F	1891 06 07 01:06:14	Valle d'Ilasi	403	8-9	5.86 ±0.06
3	1904 02 25 18:47:50	Reggiano	62	6	5.05 ±0.18
5	1909 01 13 00:45	BASSA PADANA	799	6-7	5.53 ±0.09
5	1914 10 27 09:22:36	Garfagnana	618	7	5.76 ±0.09
3	1916 05 17 12:49:50	Alto Adriatico	132		5.95 ±0.14
4-5	1919 06 29 15:06:12	Mugello	566	10	6.29 ±0.09
6	1929 04 19 04:15:22	Bolognese	82		
6-7	1929 04 20 01:09:46	Bolognese	109	7	5.34 ±0.13
6	1929 04 22 08:25:33	Bolognese	41		
5-6	1929 04 28 19:39:54	Bolognese	20		
5-6	1929 04 29 18:35:59	Bolognese	45		
6	1929 05 11 19:22:48	Bolognese	64		
3-4	1987 05 02 20:43:53	Reggiano	802	6	4.74 ±0.09
3	1992 04 17 11:59:09	Montevoglio	56	4-5	4.32 ±0.18
NF	2000 06 18 07:42:08	Parmense	300	5-6	4.43 ±0.09



**Fig. 2 Rappresentazione degli eventi sismici significativi nel comune di Zola Predosa**

Dalla Fig. 2 si può osservare come i terremoti con gli effetti più significativi risultano essere quelli del 1505 e del 1929 nell'area epicentrale Bolognese che produssero effetti del 7° grado MCS. Mentre la Magnitudo più elevata mai registrata, pari a 6,29 Mx, è stata registrata nel 1919 nell'area del Mugello.

Nella figure il termine "Is" è riferito all'intensità al sito per ogni evento sismico e per ognuno di essi è indicata l'ora, il giorno, l'area e l'intensità macrosismica epicentrale, e la magnitudo del momento sismico (MMS – Moment Magnitude Scale). Quest'ultima è stata sviluppata come aggiornamento della scala Richter.

Nella prima colonna, in alcuni casi, è presente la sigla "NF" ovvero "non segnalato", quindi non esprimibile in termini di intensità macrosismica.

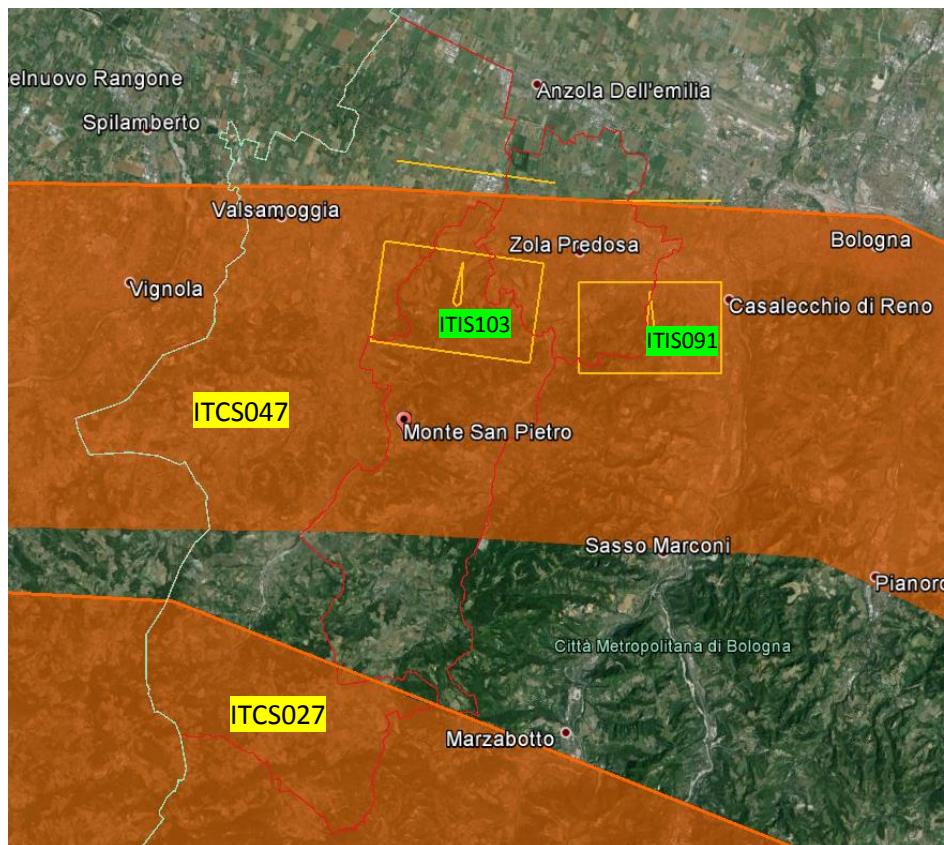
## 2.2 Sorgenti sismogenetiche

L'Istituto Nazionale di Geofisica e di Vulcanologia ha diffuso, nell'ambito del Progetto DISS (Database of Individual Seismogenic Sources), le informazioni riguardanti la distribuzione spaziale e le caratteristiche sismico-tettoniche delle Sorgenti Sismogenetiche presenti sul territorio nazionale. La Fig. 3 mostra le aree riferite alla versione più aggiornata DISS 3.2.0 "A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas" del 2015 (<http://diss.rm.ingv.it/diss/>).

Le aree oggetto di studio nel comune di Zola Predosa si trovano nei pressi della sorgente sismogenetica composita classificata come: "ITCS047: Castelvetro di Modena-Castel San Pietro Terme" a partire dalla quale possono svilupparsi sismi di magnitudo massima (Mw) pari a 6,0 (Scala Richter) con una profondità ipocentrale compresa tra i 2 e i 8 Km dalla superficie. La sorgente sismogenetica composita rappresenta da un punto di vista geometrico la proiezione sulla superficie terrestre della superficie di faglia.

Nella ITCS047 sono presenti due sorgenti sismogenetiche individuali chiamate: "ITIS103: Crespellano" in cui la massima magnitudo che può manifestarsi è di 5,6 con profondità compresa tra 2 e 4,5 Km e più a est "ITIS091: Casalecchio di Reno" a partire dalla quale possono svilupparsi sismi di magnitudo massima pari a 5,5 ad una profondità ipocentrale compresa tra i 2 e i 4,2 Km dalla superficie.





**Fig. 3 Foto aerea con l'ubicazione delle Zone e delle Sorgenti sismogenetiche (Google Earth)**

### 2.3 Zonazione Sismogenetica

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) ha prodotto una zonazione sismogenetica (ZS9) del territorio nazionale per soddisfare diversi requisiti, tra cui: recepire le conoscenze più recenti sulla tettonica attiva della penisola e sulla distribuzione delle sorgenti sismogenetiche, fornire per ogni zona una stima della profondità efficace dei terremoti (ovvero l'intervallo di profondità nel quale viene rilasciato il maggior numero di terremoti) e un meccanismo di fagliazione prevalente attraverso l'analisi cinematica di eventi geologici importanti che interessano la crosta superficiale e anche strutture profonde (INGV, Rapporto Conclusivo per il Dipartimento di Protezione Civile, 2004).

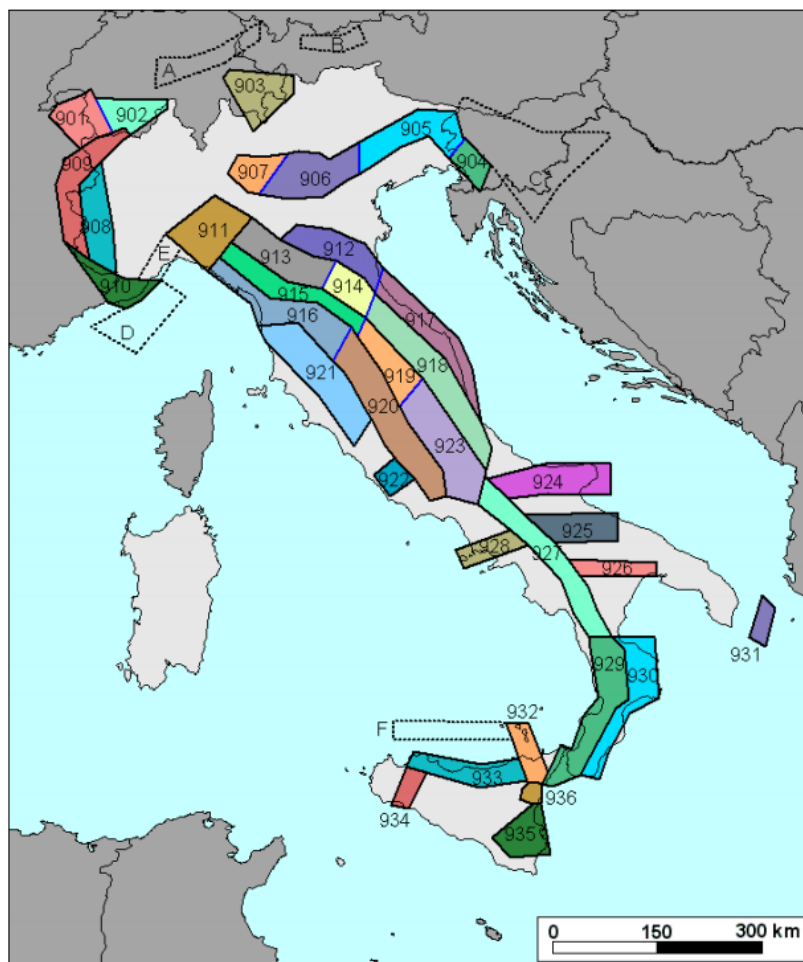
La ZS9 rappresenta la più recente zonizzazione sismogenetica del territorio nazionale ed è stata elaborata tenendo in considerazione i principali riferimenti informativi sui terremoti: progetto DISS e il Database Macrosismico Italiano (DBMI11) che contiene i dati di intensità utilizzati per la compilazione dei parametri del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani rilasciato nel dicembre 2011 (CPTI11).

Il territorio italiano è suddiviso in 36 aree differenti numerate da 901 a 936 cui vanno aggiunte 6 zone non utilizzate in quanto non contribuiscono alla pericolosità del territorio italiano o hanno un numero di eventi interno molto basso. Si possono distinguere le seguenti porzioni (vedi Fig. 4):

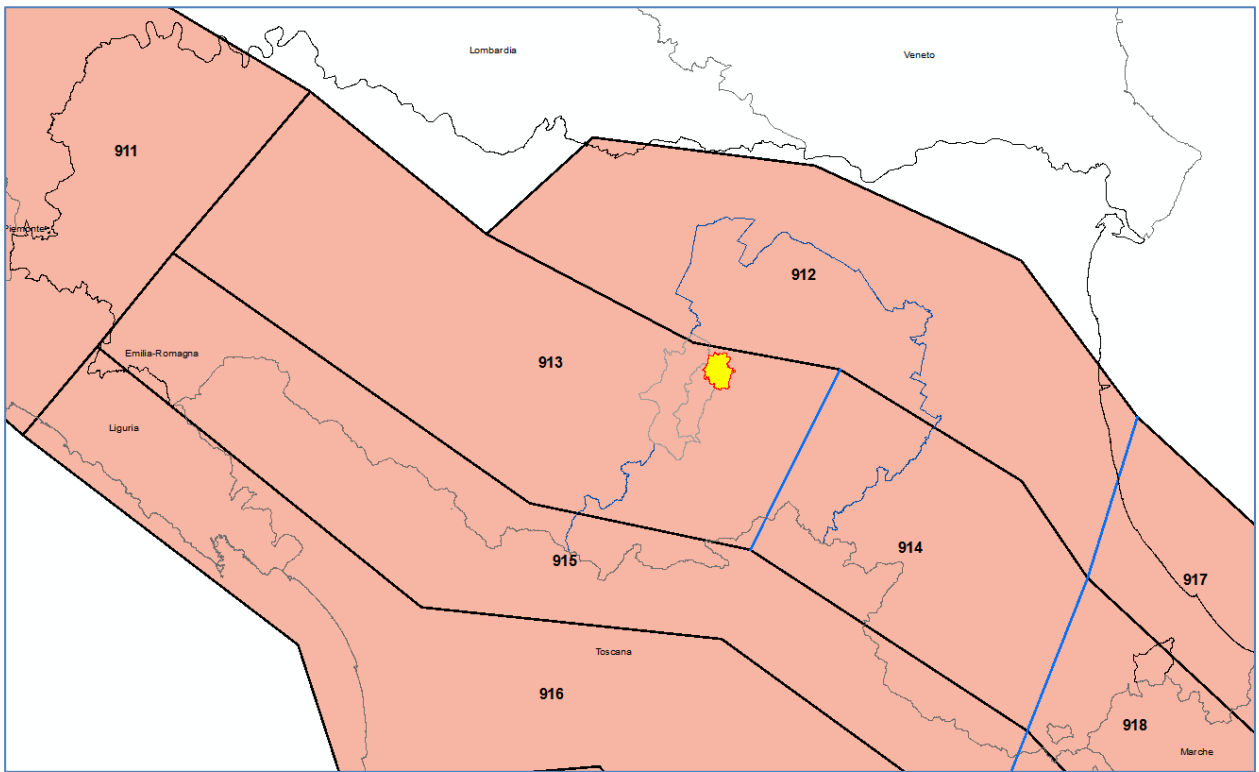
- Arco alpino: 901 ÷ 910
- Appennino settentrionale e centrale: 911 ÷ 923
- Appennino meridionale e avampaese apulo: 924 ÷ 928 e 931
- Calabria: 929 – 930
- Sicilia: 932 ÷ 936

Se si osserva Fig. 5 l'area in esame ricade completamente all'interno della zona 913 nel settore dell'Appennino settentrionale. Insieme alle zone 914 e 918 rappresenta una fascia in cui si verificano terremoti prevalentemente compressivi nel settore in esame e distensivi nella porzione più sud-

orientale. Le profondità ipocentrali sono mediamente superiori rispetto alla fascia più esterna e le magnitudo raggiunte presentano di rado valori elevati.



**Fig. 4** Zonazione simogenetica ZS9. I limiti blu separano zone con analogo significato cinematico ma diverse caratteristiche sismiche (fonte: INGV, Rapporto Conclusivo per il Dipartimento di Protezione Civile, 2004)



**Fig. 5** Particolare di Fig. 4 in cui ricade il comune di Zola Predosa

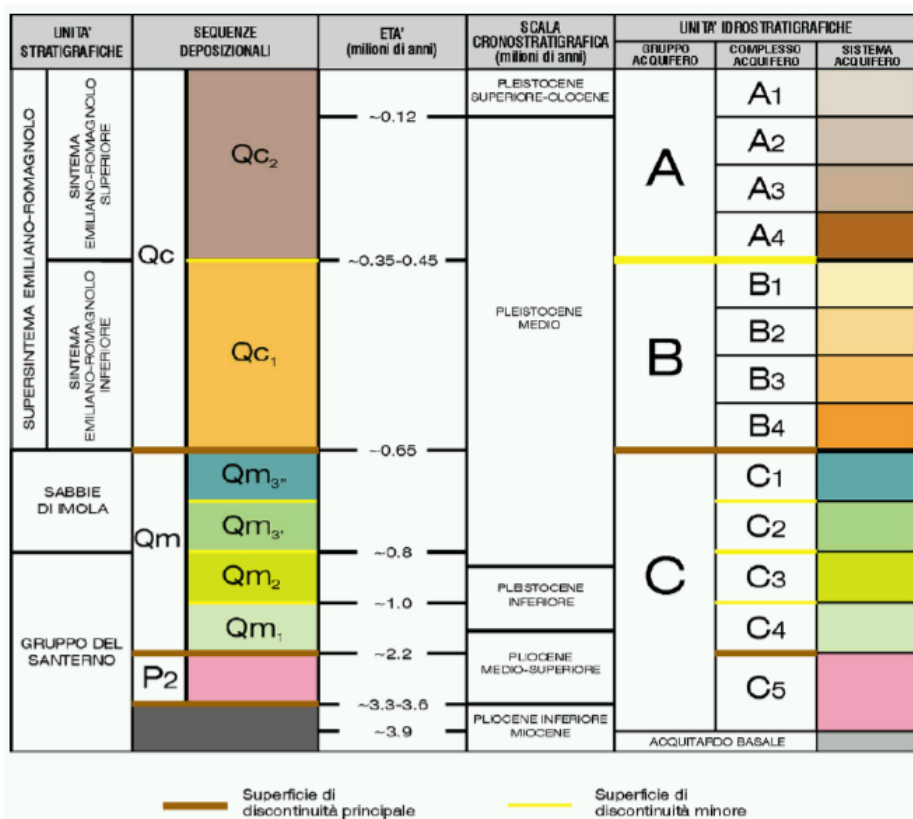
### 3 Assetto geologico e geomorfologico dell'area

Per la descrizione dell'area in esame sono stati presi come riferimento bibliografico le sezioni e le note illustrative del foglio 220 - Casalecchio di Reno (L. Martelli, A. Bernini et alii, 2009) e la Carta Geologica dell'Emilia-Romagna alla scala 1:10.000 consultabile sul sito del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna.

L'area oggetto di studio si trova sul limite ovest del territorio comunale di Zola Predosa (Località Pedretta), vicino ai confinanti comuni di Monte San Pietro e Valsamoggia. È ubicata sul margine appenninico allo sbocco del Torrente Ghironda e del più modesto Rio Minganti.

Da un punto di vista morfologico la zona in esame si trova su un area sub-pianeggiante

I principali affioramenti presenti sono riconducibili a depositi continentali di età Plio-Quaternaria, di carattere regressivo, con alla base peliti e sabbie seguite da un corpo sedimentario fluvio-deltizio ricoperto successivamente da depositi continentali. Questa sovrapposizione è avvenuta attraverso fenomeni tettonico-sedimentari che si sono susseguiti negli anni e che sono testimoniati da superfici di discontinuità stratigrafica che evidenziano le diverse fasi deposizionali.



**Fig. 6 Schema stratigrafico del margine appenninico e della pianura emiliano-romagnola. Sono evidenziati anche i rapporti tra unità deposizionali di pianura e i principali acquiferi (da: Regione Emilia-Romagna & ENI-AGIP, 1998)**

Considerando la Fig. 6, da un punto di vista gerarchico, nel bacino della Pianura Padana si distinguono due Sequenze Principali (Supersistemi secondo la terminologia delle U.B.S.U. -Unconformity-Bounded Stratigraphic Units) denominate come segue:

- Supersistema o Allogruppo del Quaternario Marino (Qm)
- Supersistema o Allogruppo Emiliano-Romagnolo (depositi Pleistocenici continentali, corrispondenti al ciclo Qc di Ricci Lucchi et al. (1982)) a sua volta suddiviso in Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore (AEI o SERI), compreso tra 0,65 e 0,45 Ma, e Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES o SERS) compreso tra 0,45 Ma e il presente, separati, appunto, dalla discontinuità tarata a 0,45 Ma.

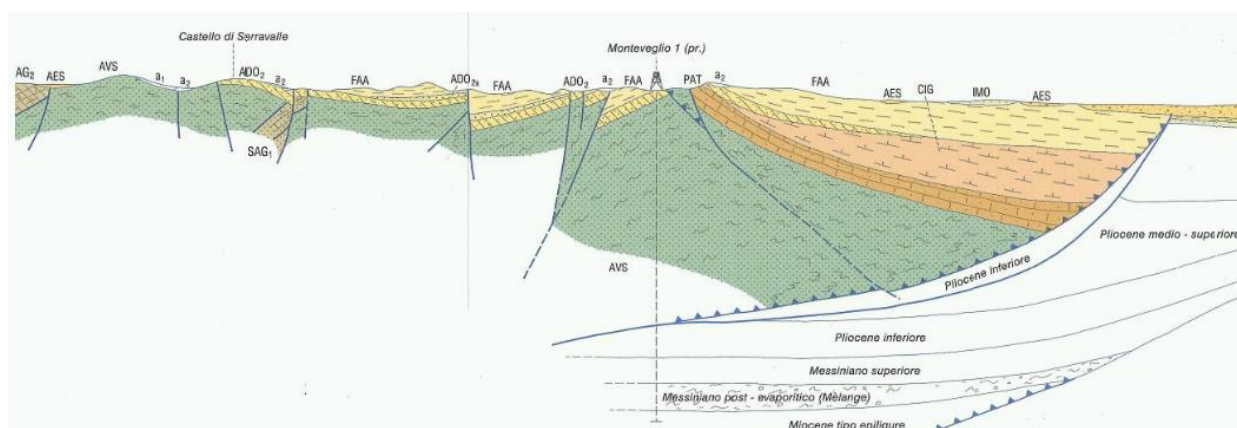
Nelle aree considerate affiora principalmente l'AES il quale è composto da depositi di piana intravalliva, conoide e piana alluvionale; è caratterizzato da depositi fini prevalentemente fini con al tetto uno sviluppo di suoli di colore bruno. Il suo contatto basale è erosivo e discordante sui terreni marini pliocenici (Sabbie di Imola - IMO) ed essendo un contatto tra litologie fini, la principale differenza è attribuibile alla colorazione: grigiastra per IMO, giallastra e bruna per l'AES. L'ambiente di sedimentazione è costituito dalle conoidi alluvionali dei piccoli torrenti presenti.

In queste porzioni di margine appenninico AES è costituito da diversi ordini di depositi alluvionali terrazzati testimoniando il succedersi di fenomeni erosivi e deposizionali avvenuti durante le ultime fasi del sollevamento della catena appenninica. Questi ultimi sono distinti in base alle scarpate di erosione fluviale che nell'area di interesse sono poco rilevabili.

### 3.1 Aspetti tettonici generali

Da un punto di vista tettonico l'Appennino settentrionale rappresenta una catena a falde caratterizzata dalla sovrapposizione di porzioni di elementi paleogeografici. Nelle aree in studio si possono descrivere due differenti zone delimitate dal margine appenninico.

Quest'ultimo, spesso coincide con la struttura più interna del Pede-Appenninic Thrust Front. Il PTF rappresenta una serie di faglie inverse e sovrascorrimenti lungo il fronte appenninico che separa questa fascia con quella più esterna del bacino della Pianura Padana. Il fronte è caratterizzato da stress di tipo compressivo e a valle di esso sono presenti sistemi di thrust ad embrice ciechi a causa del loro seppellimento al di sotto dei depositi alluvionali della Pianura Padana. Le deformazioni importanti prodotte si manifestano per esempio come pieghe e faglie nelle Sabbie di Imola del Pleistocene medio. Inoltre la presenza di depositi alluvionali a quote più elevate rispetto all'alveo attuale indicano che questa zona dell'Appennino è stata interessata recentemente da importanti sollevamenti.



**Fig. 7 Profilo trasversale dell'Appennino preso dal foglio 220 – Casalecchio di Reno lungo una sezione posta leggermente a ovest delle zone oggetto del nostro studio**

In Fig. 7 si possono notare gli andamenti dei thrust sepolti e delle faglie normali a monte.

Il tratto più continuo del PTF, Linea Zola Predosa-Bazzano, funge da cerniera strutturale per tutte le unità alluvionali, definendo per esse il limite tra depositi intravallivi e depositi di pianura (foglio 220 Casalecchio di Reno).

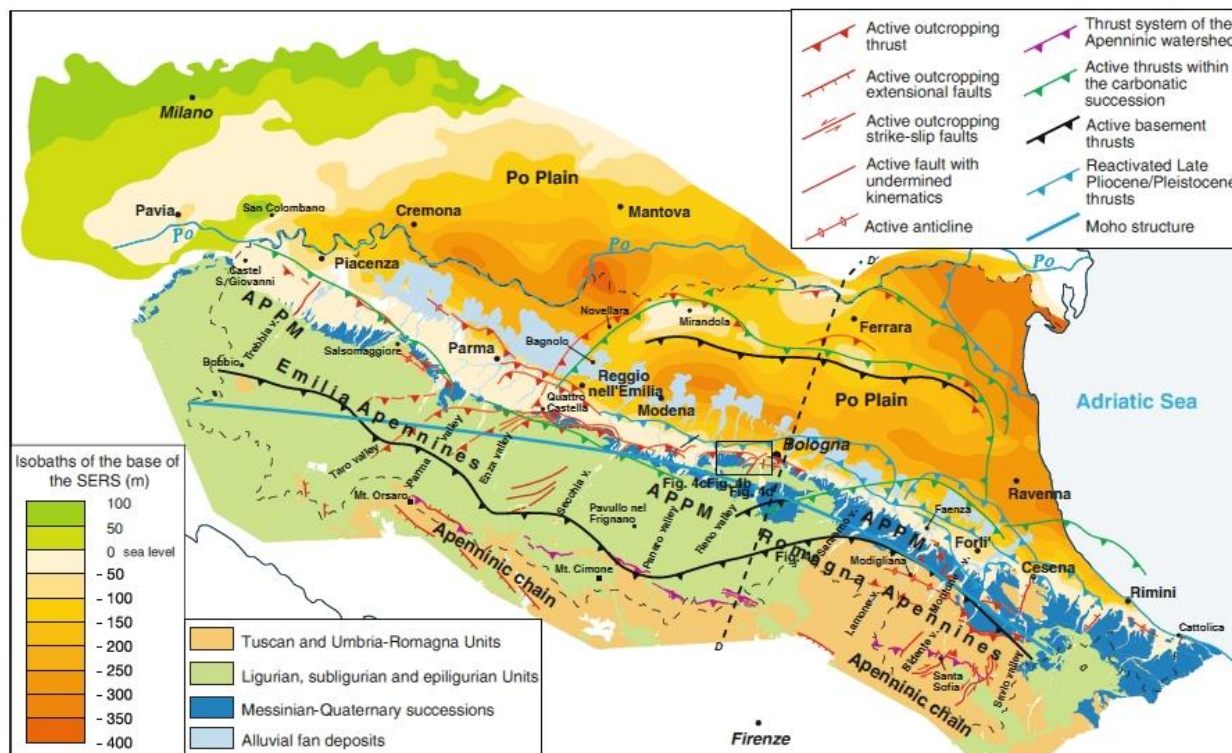
Le principali strutture tettoniche inoltre risultano tagliate trasversalmente da faglie di trasferimento con andamento antiappenninico, in corrispondenza delle quali si sono innestati gli attuali corsi d'acqua della pianura.

A valle del PTF si trova la fascia sepolta in cui le principali strutture appartengono alla porzione occidentale delle Pieghe Romagnole le quali sono state attive principalmente nel Pliocene, nascoste da gran parte dello spessore dei depositi del Pleistocene inferiore. Questi lineamenti sono caratterizzati da



ventagli listrici est-vergenti, i quali vanno ad accavallarsi, tramite il Fronte di Accavallamento Esterno (External Thrust Front, ETF), sull'avanpaese padano, rappresentato dalla Monoclinale Pedalpina.

In Fig. 8 è rappresentato lo schema tettonico dell'Emilia Romagna con l'ubicazione (rettangolo nero) della zona in esame.



**Fig. 8** Schema tettonico generale con indicate le isobate del Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (SERS o AES) (da: M. Boccaletti, G. Corti e L. Martelli, 2010; modificato).

### 3.2 Assetto stratigrafico

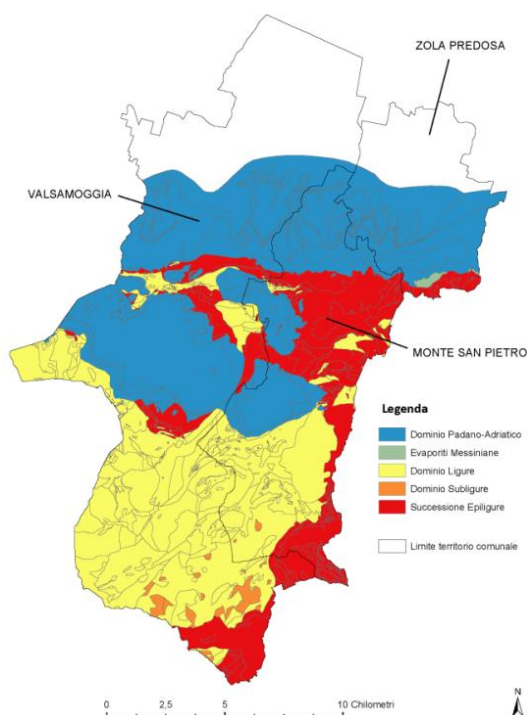
Le unità affioranti nella porzione di territorio considerato appartengono esclusivamente alla successione neogenica-quadernaria del margine appenninico padano (Fig. 9). Per la sua descrizione sono state considerate le note illustrative del foglio 220 – Casalecchio di Reno.

#### 3.2.1. Coperture quaternarie continentali

- AES8 – “Subsistema di Ravenna” (Pleistocene sup. - Olocene) Si tratta di depositi alluvionali terrazzati prevalentemente composti da tessiture fini per quanto riguarda le zone pianeggianti e di interbacino mentre nei pressi di sbocchi vallivi (es. Torrente Samoggia) sono caratterizzati da ghiaie sabbiose, sabbie e limi. È presente inoltre l'ordine di terrazzo di rango inferiore AES8a “Unità di Modena” (Olocene - Attuale) costituito da ghiaie, sabbie, limi e argille di canale, argine, rotta fluviale e piana inondabile nel settore pianeggiante mentre sono presenti corpi ghiaiosi nelle zone limitrofe gli alvei dei corsi d'acqua nelle zone intravallive. Lo spessore massimo di quest'ultima unità è di alcuni metri.
- AES6 – “Subsistema di Bazzano” (Pleistocene medio) costituito superficialmente da depositi grossolani di conoide alluvionale, di spessore decametrico e di notevole continuità laterale. Il limite superiore è dato dal contatto netto con i sovrastanti depositi dell'AES7 “Subsistema di Villa Verrucchio” mentre il limite inferiore è netto con i sottostanti depositi grossolani.

### 3.2.2. Substrato geologico marino

- IMO – “Sabbie di Imola” (Pleistocene) Si tratta di un’unità composta formatasi in diversi ambienti deposizionali, dalla piana alluvionale alla spiaggia sommersa, che ha comportato un’ulteriore suddivisione in tre unità minori tra cui: il Membro di Monte Castellaccio (IMO1), Membro di Fossoveggia (IMO2) e quello di Castel San Pietro (IMO3). In particolare la IMO1 è caratterizzata da sabbie e arenarie fini, subordinatamente medie e grossolane con rare intercalazioni pelitiche discontinue. L’ambiente di sedimentazione è di spiaggia. Il contatto inferiore è erosivo e discordante con la Formazione delle Argille Azzurre e hanno uno spessore massimo di poche decine di metri. Le IMO2 invece sono costituite prevalentemente da peliti di colore grigio, grigio azzurro con subordinate intercalazioni decimetriche di peliti sabbioso limose. Vengono deposte in ambienti di piana alluvionale e di piana deltizia. Nel nostro caso risultano sepolte al di sotto delle coperture alluvionali recenti. Il contatto inferiore è netto con IMO1.



**Fig. 9** Rappresentazione dei domini affioranti per i comuni di Monte San Pietro, Valsamoggia e Zola Predosa

### 3.3 Contestualizzazione delle aree in studio

In Tab. 2 è indicata l’area presa in considerazione per le analisi di microzonazione sismica.

**Tab. 2** Elenco delle aree considerate nello studio di microzonazione sismica

Codice	Comune	Zona	Area (Km <sup>2</sup> )
09	Zola Predosa	Ponte Ronca	0,395

#### 3.3.1. Ponte Ronca

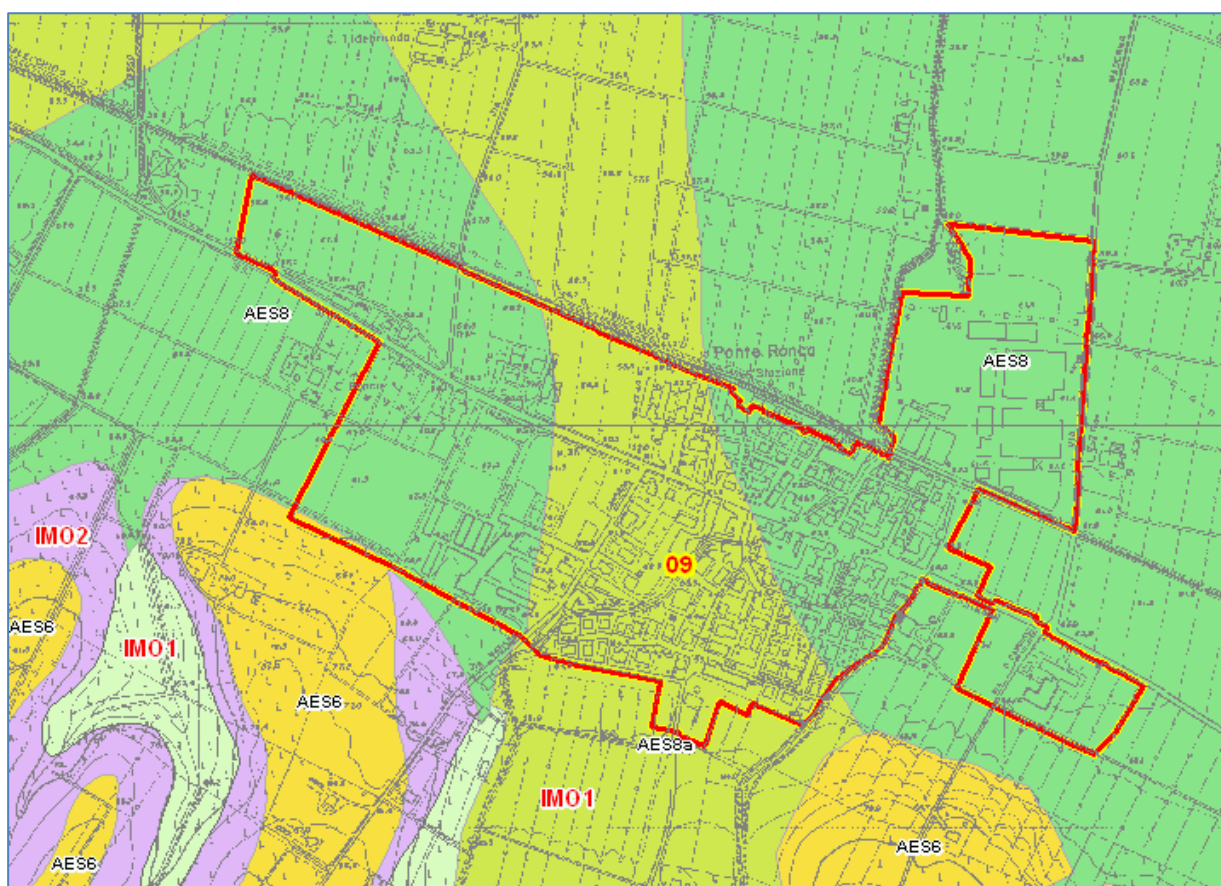
L’area in questione è ubicata sul margine appenninico allo sbocco del Torrente Ghoronda e del più modesto Rio Minganti verso est.

I depositi alluvionali recenti sono gli affioramenti predominanti e sono riconducibili all'Unità di Ravenna AES8 e al terrazzo di ordine inferiore appartenente all'unità di Modena (AES8a) messi in contatto da una scarpata d'incisione poco rilevabile. Come in località Predetta le tessiture prevalenti sono fini (argille e limi) e il contesto deposizionale è da attribuirsi ad ambiente interfluviale.

Il contatto basale dell'AES8 è erosivo e discordante con i depositi marino-marginali di età medio-pleistocenica appartenenti alle Sabbie di Imola e più precisamente al Membro di Fassoveggia (IMO2). Nella parte meridionale il contatto basale è con il membro più antico IMO1 – Membro di Monte Castellaccio. Esso rappresenta la tipica sequenza regressiva di facies sabbiose di spiaggia, passanti a sabbie e ghiaie di delta conoide o barra di foce. Il suo limite superiore in questo caso è marcato da una superficie di erosione con i depositi alluvionali del Supersistema Emiliano-Romagnolo.

In Fig. 10, occidentale dell'abitato di Ponte Ronca, si vede il contatto con i sottostanti terrazzi fluviali pleistocenici AES6 (Subsistema di Bazzano), i quali sono costituiti principalmente da depositi fluviali composti principalmente da ghiaie sovrastate da limi più o meno sabbiosi pedogenizzati. Agli sbocchi vallivi dei T. Lavino e Samoggia sono composti per lo più da depositi di conoide alluvionale.

Questa frazione risiede quindi su sedimenti del modesto apparato di conide inattivo del Torrente Ghironda.



**Fig. 10** Area di studio nell'abitato di Ponte Ronca nel comune di Zola Predosa



## 4 Dati tecnici e geofisici

Le prove pregresse disponibili per la zona in esame sono state individuate negli archivi del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli dell'Emilia-Romagna SGSS e presso l'ufficio tecnico dell'Unione dei Comuni Valle del Samoggia, il quale ha fornito oltretutto le indagini svolte nel 2013 per lo studio di Microzonazione sismica nel Piano Strutturale Comunale degli ex-comuni di Crespellano, Monteveglio e Savigno.

Complessivamente sono state cartografate e analizzate per il comune in esame 29 indagini così suddivise in base alla tipologia:

- n. 14 misure con microtremori a stazione singola (HVSr)
- n. 9 prove penetrometriche statiche (CPT)
- n. 4 stendimenti geofisici tipo Re.Mi.
- n. 2 pozzi per acqua (PA)

Visto il livello di approfondimento sono state eseguite ulteriori prove ex-novo per caratterizzare al meglio il territorio anche da un punto di vista dinamico. Nello specifico sono state effettuate prove per determinare gli spessori delle coperture quaternarie (coltri alluvionali e frane), definendo le loro proprietà geofisiche (andamento delle Vs con la profondità) e geotecniche, e caratterizzando il tipo di bedrock sottostante.

È stato quindi ritenuto opportuno integrare con le seguenti prove:

- n. 2 misure con microtremori a stazione singola (HVSr)
- n. 2 prove penetrometriche statiche (CPTU)

### 4.1 HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)

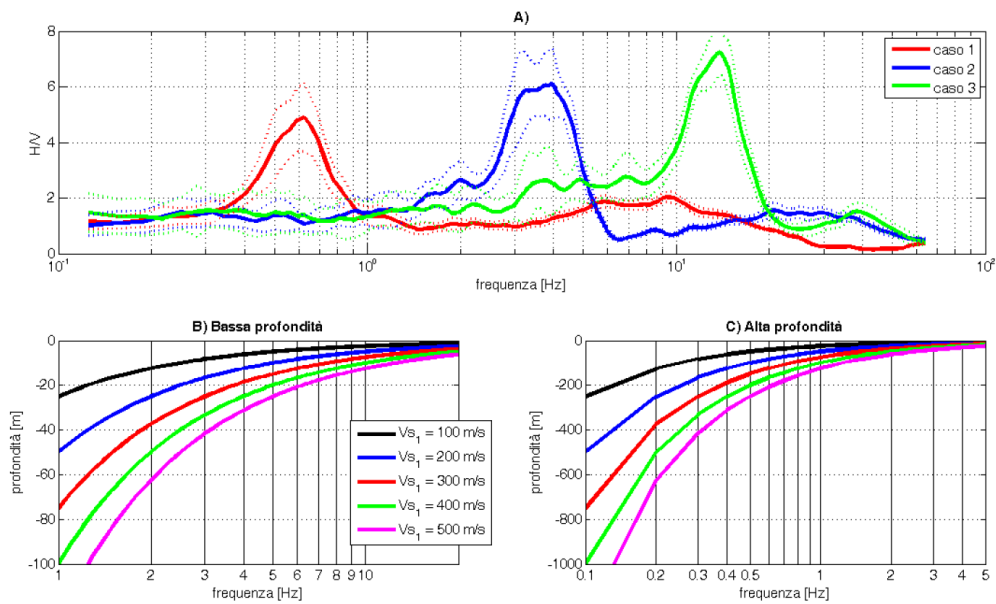
È una tecnica di sismica passiva che si basa sulla misura delle vibrazioni ambientali con lo scopo di determinare le caratteristiche del terreno al di sotto del punto indagato. In sostanza è utilizzata con lo scopo di individuare le frequenze alle quali il moto del terreno può risultare amplificato a causa dei fenomeni di risonanza, fornendo indicazioni qualitative sull'entità delle risonanze attese.

La procedura di acquisizione si articola in diversi passaggi:

- Fase 1: Ciascuna traccia viene suddivisa in finestre di uguale dimensione e per ciascuna viene calcolato lo spettro (eliminazione componenti nel lungo periodo; tapering; trasformata di Fourier e liscio dello stesso per ridurre la variabilità);
- Fase 2: Viene valutata la persistenza delle funzioni HVSr nelle diverse finestre spettrali e vengono successivamente calcolati i rapporti spettrali medi nel relativo intervallo di confidenza.

La curva che viene determinata dal dispositivo rappresenta quindi il rapporto tra lo spettro di ampiezza media della componente orizzontale e quello verticale (H/V) in cui si evidenziano maggiormente le frequenze fondamentali ( $F_0$ ) di risonanza. Questo perché i microtremori sono causati principalmente da onde superficiali (onde di Rayleigh) in cui la componente verticale del moto non risente dei fenomeni di amplificazione in corrispondenza di marcati contrasti di impedenza, mentre avviene per le componenti orizzontali.

In generale, maggiore sarà il contrasto di impedenza, responsabile del fenomeno, e più precisa sarà la misura della frequenza di risonanza. In Fig. 11 sono rappresentati esempi di curve ottenute da diverse analisi di rumore ambientale che hanno individuato dei contrasti di impedenza a diverse profondità.



**Fig. 11 A) Esempio di bedrock sismico a diverse profondità. Caso 1: bedrock a 300 m di rprofondità. Caso 2: bedrock a 20 m di profondità. Caso 3: bedrock a 4 m di profondità; B) relazione V-F<sub>0</sub>-H alle medio-alte frequenze; C) relazione V-F<sub>0</sub>-H alle medio-basse frequenze (fonte: D. Albarello e S.Castellaro, 2011)**

Per analisi svolte direttamente sul substrato (condizione di bedrock affiorante) la curva non presenterà massimi significativi e quindi non sono attesi effetti di risonanza. Il rapporto H/V sarà all'incirca unitario.

La durata di acquisizione deve essere tale da garantire un campionamento statisticamente adeguato. Se si vuole investigare un campo di frequenze compreso nell'intervallo 0,1÷20 Hz, il campionamento deve durare 15÷40 min in modo tale da analizzare finestre da 30 s di lunghezza e avere così almeno 20-30 su cui effettuare una media.

Per differenziare i picchi di natura stratigrafica da quelli generati da fonti di disturbo si può osservare nella componente spettrale verticale un minimo locale con una forma "a ogiva" che è indicativa di risonanza stratigrafiche.

## 4.2 Prova penetrometrica statica (CPTU)

La prova consiste nell'infliggere nel terreno uno strumento dotato di punta elettrica e piezocono la quale, permette di misurare anche il valore della pressione interstiziale  $u$  presente nel terreno. La spinta avviene attraverso un martinetto, ad una velocità costante compresa tra 10 e 20 mm/s. Durante la prova vengono misurate, ad intervalli regolari di 2 cm, la resistenza alla penetrazione della punta  $q_c$  (o  $R_p$ ) e l'attrito laterale  $q_s$  (o  $R_l$ ) misurato lungo la superficie la laterale del manicotto, espresse entrambe in MPa.

Per le prove di nuova realizzazione è stata utilizzata una punta "Teconopenta-G1-CPTL2IN" con diametro di 35,7 mm, angolo di apertura 60° e un manicotto laterale di 13,37 cm avente una superficie complessiva di 150 cm<sup>2</sup>.

La stratigrafia dei terreni può essere ottenuta mediante diagrammi proposti da diversi autori mentre i parametri geotecnici vengono ottenuti da correlazioni predisposte per diversi tipi di terreno incontrato.

L'utilizzo di questa prova è stato soprattutto utile per determinare il potenziale di liquefazione dei depositi alluvionali presenti nelle aree oggetto del nostro studio (vedi Cap. 7.2).

## 5 Modello del sottosuolo

Le prove effettuate nel corso del presente studio di microzonazione sismica, il patrimonio informativo preesistente, integrati al rilievo e alla cartografia regionale hanno permesso una più chiara caratterizzazione del sottosuolo delle aree di interesse.

### 5.1.1. Ponte Ronca

L'area di Ponte Ronca è posta al margine appenninico sui sedimenti di un modesto apparato di conoide inattivo del Torrente Ghironda. I depositi alluvionali appartengono all'Unità di Ravenna AES8 e al terrazzo di ordine inferiore AES8a Unità di Modena e sono caratterizzati da materiale prevalentemente fine. Inoltre, nei primi 10 metri di sottosuolo, le indagini pregresse hanno individuato livelli di limi sabbiosi e sabbie limose.

Le prove penetrometriche statiche effettuate nel corso del presente studio hanno confermato la presenza di livelli di limi sabbiosi a profondità inferiori a 20 m. Considerando la soggiacenza della falda (2÷3 m) è ipotizzabile che l'area sia suscettibile di liquefazioni in caso di eventi sismici importanti.

Le numerose prove geofisiche eseguite hanno caratterizzato l'area in esame evidenziando un contesto sismico piuttosto omogeneo. Gli stendimenti ReMi effettuati nei precedenti studi infatti, hanno permesso di determinare una distribuzione delle Vs30 omogenea compresa tra 226 e 272 m/s. Anche le indagini con HVSR hanno registrato blandi picchi del rapporto H/V per un intervallo di frequenze compreso tra 0,8 e 1 Hz testimoniando inoltre la profondità di un riflettore (bedrock) a circa 80 m di profondità. Il substrato, in questa zona è riconducibile alla Formazione delle Sabbie di Imola e più precisamente al Membro di Fassoveggia (IMO2).

## **6 Interpretazione e incertezze**

Il programma delle indagini geognostiche e geofisiche è stato in larga parte finalizzato allo studio della profondità del bedrock o dello pseudo bedrock sismico. Nelle aree sub-pianeggianti il substrato geologico ( $V_s > 800\text{m/s}$ ) si trova però ad una profondità molto elevata e ben superiore al potenziale di investigazione delle indagini a disposizione. Questo ha portato alla necessità formulare alcune assunzioni soprattutto sul modello del sottosuolo comunque indispensabili per l'attivazione delle successive fasi di analisi. In alcuni casi infatti la profondità del substrato, così come previsto dalle linee guida è stata determinata attraverso la costruzione di linee di tendenza sull'ultimo tratto delle  $V_s$  derivanti dalle prove eseguite.

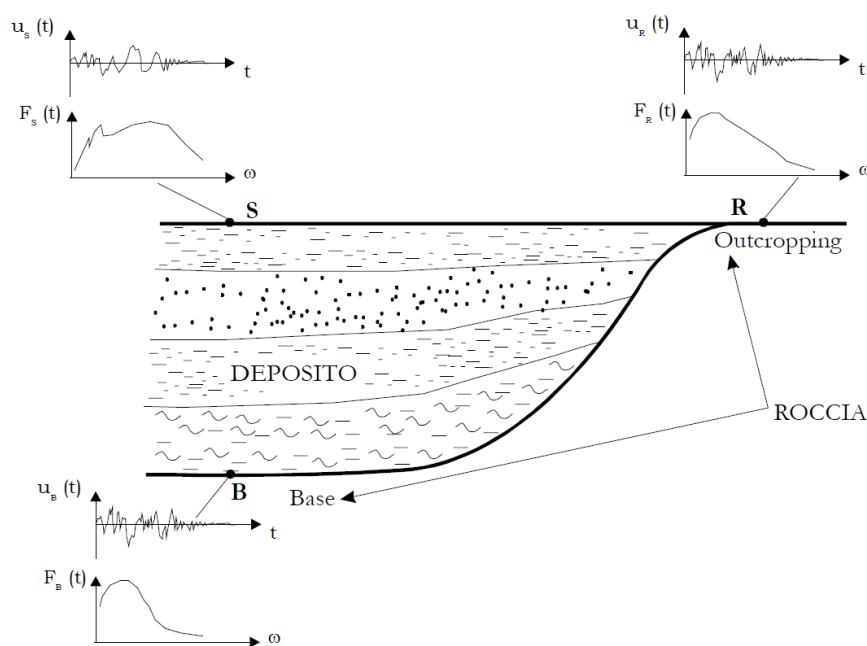
## 7 Metodologie di elaborazione e risultati

### 7.1 Analisi di RSL con metodi numerici monodimensionali (EERA)

Considerando le NTC 2008 paragrafo 3.2.2 “*Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l’effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.*” in questo studio di microzonazione sismica di terzo livello sono state effettuate analisi numeriche della RSL con un codice di calcolo che simula la propagazione (e l’amplificazione) delle onde sismiche all’interno dei depositi di terreno presenti al di sopra del substrato rigido.

Lo scopo del presente studio è infatti quello di determinare le modifiche che un segnale sismico  $u_B(t)$  partendo dalla base (B) di un deposito subisce fino a raggiungere la superficie, S, trasformandosi in un segnale, amplificato o deamplificato,  $u_S(t)$ . Nel modello vengono inseriti ed analizzati uno o più sismi in input  $u_R(t)$ .

Per spiegare questo è necessario parlare della *funzione di trasferimento* (o impropriamente funzione di amplificazione), la quale rappresenta una funzione complessa nel dominio della frequenza, ed esprime il rapporto tra la trasformata di Fourier del moto sismico in superficie al deposito e la trasformata del moto su roccia affiorante, per cui l’ampiezza, o modulo, della funzione di trasferimento è pari al rapporto tra le ampiezze degli spettri di Fourier rispettivamente in superficie e su roccia affiorante.



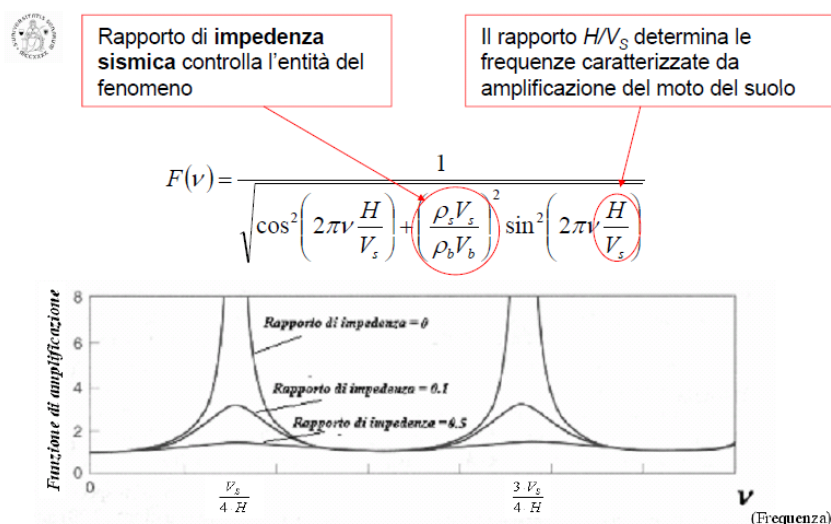
**Fig. 12 Rappresentazione tipo per la determinazione della risposta sismica locale (fonte: J. Facciorusso)**

Studiare la risposta sismica locale quindi vuol dire definire la funzione di trasferimento o la funzione di amplificazione rappresentativa della situazione geologico strutturale al di sotto del sito in esame. Bisogna dunque stabilire una relazione fra la struttura del sottosuolo e la funzione di amplificazione o di trasferimento. Si presume che la forma di queste due funzioni sia legata alle modalità di trasmissione delle onde all’interno dello strato superficiale ed in particolare alle interferenze che si generano fra queste onde. Le caratteristiche del processo sono controllate dall’impedenza sismica (Fig. 13).

Una tipica situazione capace di amplificare il moto del suolo è quella di un basamento rigido coperta da sedimenti soffici. In questo caso, l’onda emergente dal basso rimane intrappolata all’interno dello strato

sedimentario a causa della presenza di forti contrasti di impedenza sismica sia alla base che in superficie. Se il contrasto alla base è molto grande, l'intrappolamento è perfetto e tutta l'energia rimane all'interno del sedimento. Le onde all'interno interferendo tra loro possono generare amplificazioni.

In un intrappolamento perfetto delle onde, l'amplificazione è massima per certe frequenze (chiamate Frequenze di risonanza) che dipendono dallo spessore dello strato e dalle velocità delle onde al suo interno. Per minori contrasti di impedenza, parte dell'energia intrappolata riesce ad uscire dal sistema. L'entità di amplificazione dipende dunque dal contrasto alla base del sistema.



**Fig. 13** Rappresentazione della funzione di amplificazione in cui compaiono i parametri chiave del rapporto di impedenza sismica e il rapporto dello spessore e la velocità delle onde di taglio (fonte: D. Albarello, 2013)

La valutazione della RSL solo in termini di ampiezze massime è poco significativa. La funzione di trasferimento infatti indica quali sono le componenti del moto sismico che, attraversando il deposito, vengono maggiormente modificate (amplificandole o attenuandole). Il deposito agisce quindi da filtro smorzante o amplificante per determinate frequenze, con un valore massimo corrispondente alla frequenza caratteristica del deposito.

In un sistema monodimensionale e in campo lineare la funzione di trasferimento rappresenta la proprietà intrinseca del deposito, legata alle sue caratteristiche geometriche e meccaniche, in grado di fornire informazioni di tipo qualitativo. Nella maggior parte dei casi, la risposta sismica, a causa della non linearità del terreno, è funzione delle specifiche caratteristiche dell'input sismico e non si può definire una funzione di trasferimento.

Il codice di calcolo utilizzato per il presente studio è EERA (Equivalent –linear Earthquake Response Analysis) sviluppato da J.P. Bardet, K. Ichii e C.H. Lin nel 2000, e costruito con lo stesso concetto del precedente SHAKE. I programmi monodimensionali 1D si basano su un serie di ipotesi e principalmente si assume che:

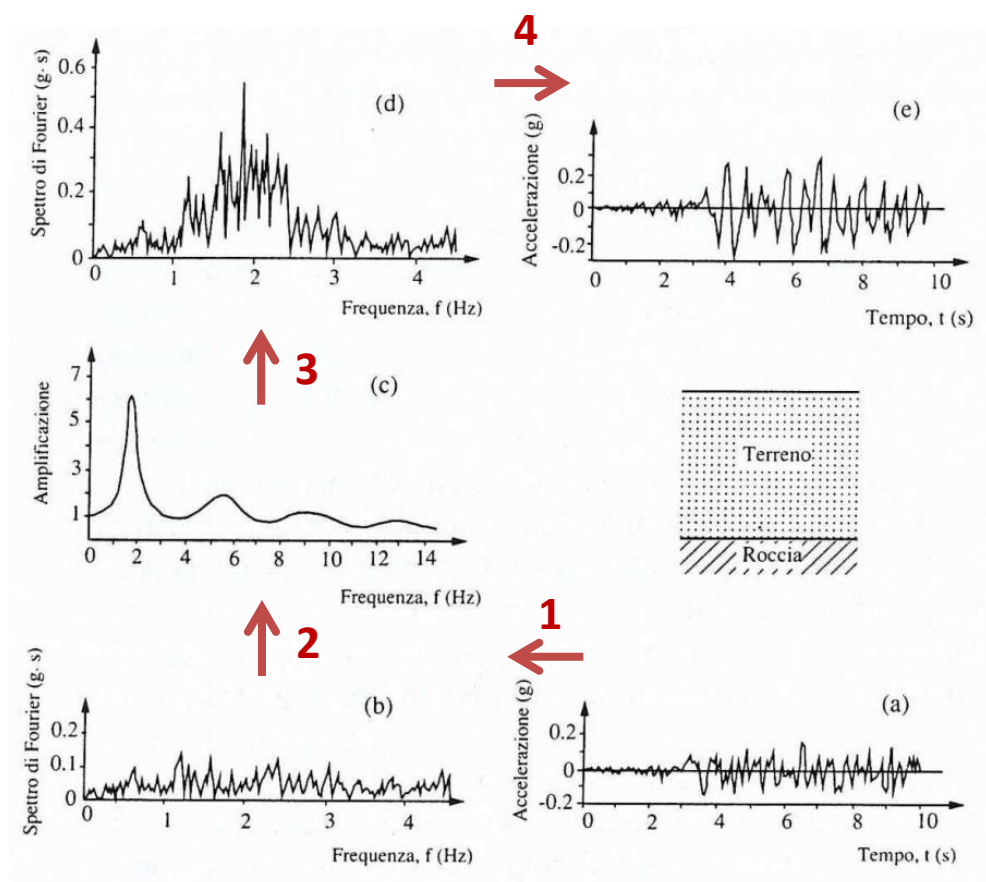
- il bedrock sia orizzontale e indefinitamente esteso
- il deposito sia omogeneo o al più stratificato orizzontalmente
- la sollecitazione sismica sia costituita da sole onde di taglio polarizzate sul piano orizzontale (SH) incidenti il bedrock con direzione di propagazione verticale.

Adotta il modello fisico a strati continui ed omogenei a comportamento viscoelastico linearizzato di Kelvin-Voigt in cui ogni strato è omogeneo, isotropo, ed è caratterizzato da uno spessore  $h$ , densità  $\rho$ , dal modulo di taglio  $G$  e dal rapporto di smorzamento  $D$ .

Lavora inoltre nel campo delle tensioni totali e quindi non tiene conto delle sovrappressioni interstiziali generate dal sisma che possono influenzare direttamente le caratteristiche di rigidità dei terreni.

Il calcolo della RSL viene effettuato dal codice di calcolo attraverso il metodo della funzione di trasferimento e si articola in quattro fasi (vedi Fig. 14):

- 1 : Calcolo della trasformata di Fourier dell'accelerogramma di input al bedrock attraverso la quale quest'ultimo è trasformato in una somma infinita di armoniche;
- 2 : Calcolo della funzione di amplificazione tra il basamento e la superficie del deposito;
- 3 : Calcolo della trasformata di Fourier della risposta in accelerazione alla superficie del deposito come prodotto della funzione di amplificazione per la trasformata di Fourier dell'input;
- 4 : Calcolo della trasformata inversa di Fourier della trasformata ottenuta al punto 3, ottenendo l'accelerogramma in superficie.



**Fig. 14 Schema riassuntivo delle fasi di calcolo usate dal codice di calcolo EERA**

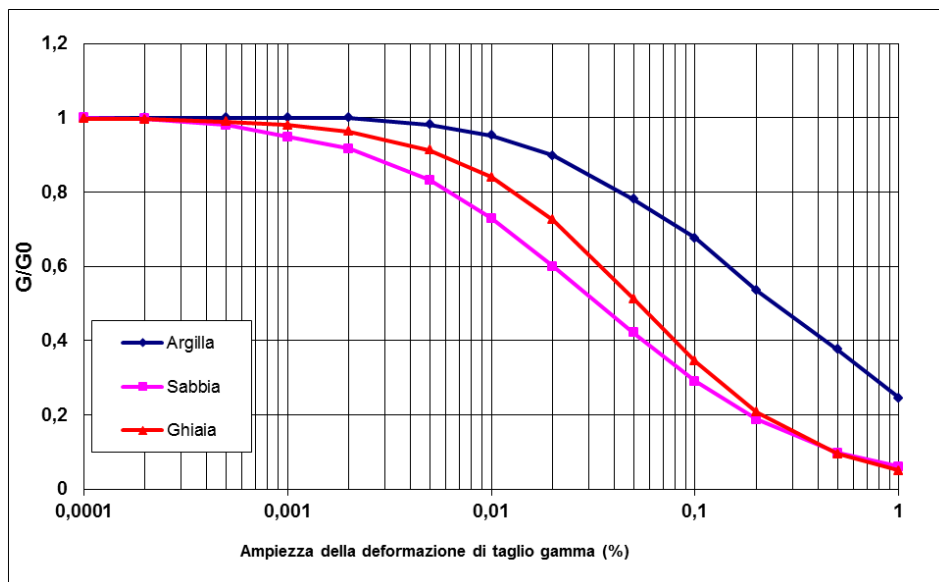
Il comportamento del terreno risulta però spesso non lineare, e per ovviare a questo problema (pur mantenendo un'impostazione lineare delle equazioni del moto, applicando il metodo della trasformata di Fourier) si applica una procedura iterativa (modello lineare equivalente), ovvero: nel programma di calcolo i moduli  $G$  e  $D$  si ottengono da iterazioni che sono funzione del livello di deformazione " $\gamma$ " indotto in tutti gli strati; quindi, non essendo costanti, variano fino a raggiungere un valore uguale al livello di deformazione indotto dal sisma. Il processo termina quando i valori di  $\gamma$ ,  $G$  e  $D$  trovati all' $i$ -esima iterazione e quelli trovati all'iterazione precedente sono trascurabili.

I valori in input richiesti da EERA sono:

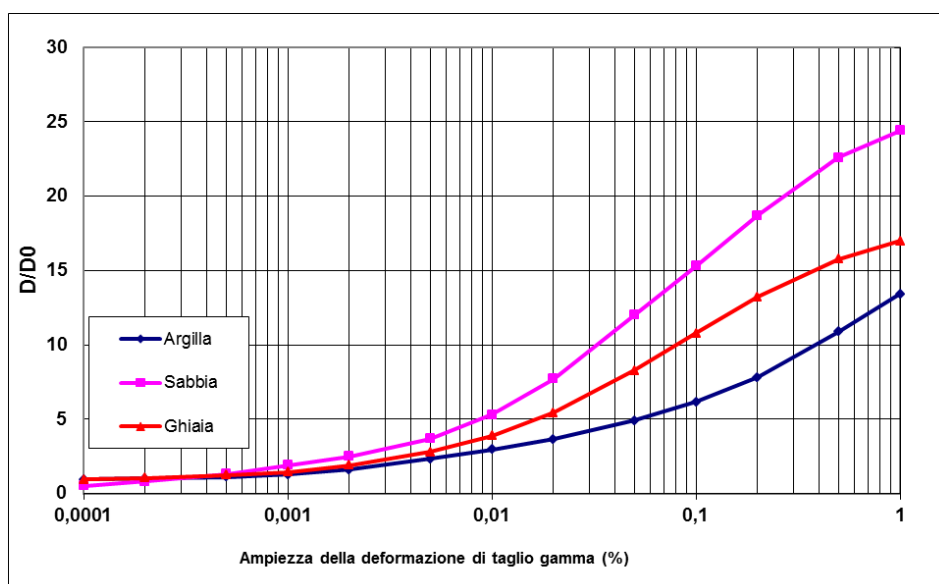
1. stratigrafia dell'area in analisi (numero e spessore strati, e peso di volume)
2. modulo di taglio  $G$  e rapporto di smorzamento  $D$  per ciascun materiale considerato

3. profondità del bedrock
4. velocità delle onde S per ciascuno strato
5. accelerogrammi di riferimento

La maggior parte di questi dati in ingresso sono ottenuti dalle prove in campagna (n. 1, 3, 4) mentre per quanto riguarda il modulo di taglio e il fattore di smorzamento, sono stati considerati le curve proposte da Vucetic (P.I. = 50 %) per le argille, Seed e Idriss per sabbie e Rollins et al. (1998) per le ghiaie.



**Fig. 15** Curve di decadimento normalizzate del rapporto dei moduli di taglio con  $\gamma$  per determinati terreni

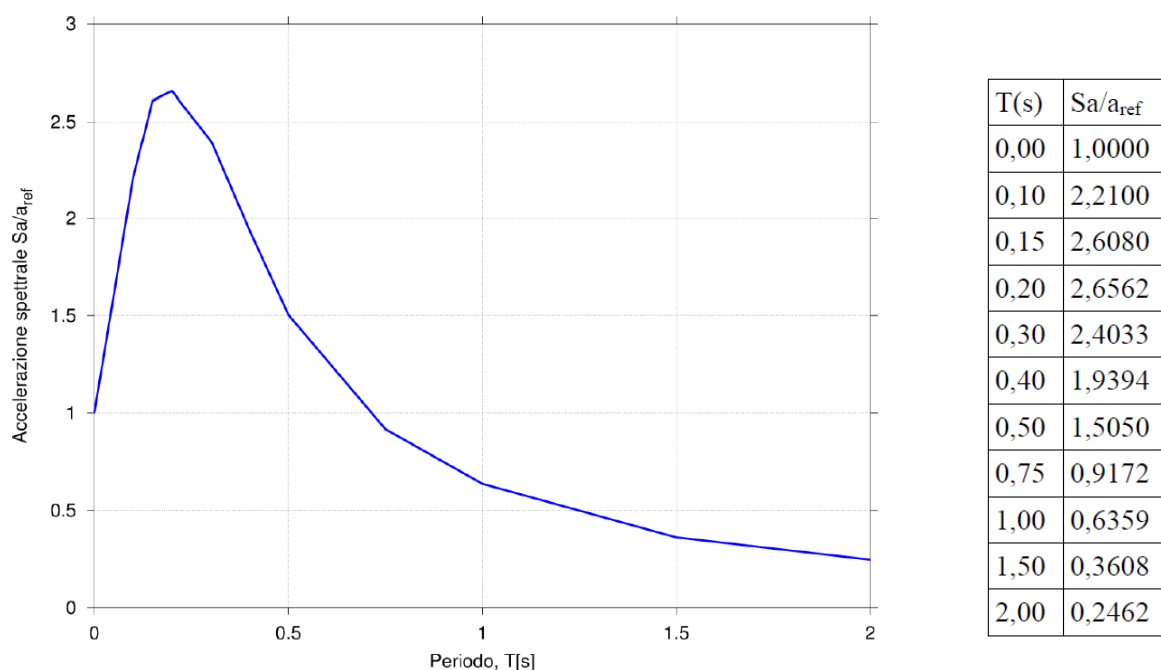


**Fig. 16** Curve del rapporto di smorzamento con  $\gamma$  per determinati terreni

Gli accelerogrammi di riferimento normalizzati sono stati reperiti nel sito web del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli regionale, e si riferiscono all'ultimo aggiornamento del DAL n.112/2007 dalla Delibera Giunta regionale n. 2193 del 21 dicembre 2015. Questi segnali sismici sono rappresentativi dello scuotimento atteso, per un periodo di ritorno di 475 anni (10% di probabilità di superamento in 50 anni), sul suolo di riferimento relativo alla categoria di sottosuolo A ( $V_s > 800$  m/s) definita dalla NTC08.



Per la determinazione della RSL, la Regione fornisce inoltre gli spettri rappresentativi della zona in esame da utilizzare come riferimento. Per la definizione del moto di riferimento vengono infatti forniti: la forma dello spettro di risposta in accelerazione (smorzamento paria al 5%) normalizzato, e mediato sul territorio regionale, rappresentativo del moto sismico atteso per un periodo di ritorno di 475 anni in Emilia-Romagna e i valori di accelerazione massima orizzontale  $a_{refg}$ , espressa in frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ , con il 10% di probabilità di superamento in 50 anni corrispondente ad un periodo di ritorno di 475 anni. Entrambi i dati sono stati elaborati e calcolati da INGV.



**Fig. 17 Spettro di risposta normalizzato per l'Emilia-Romagna con i relativi valori in tabella (fonte: DGR n.2193/2015)**

Per ottenere lo spettro di risposta in accelerazione a probabilità uniforme (con smorzamento di 5%) che si riferisce al moto sismico atteso per un periodo di ritorno di 475 anni nel sito in esame, si moltiplica i valori proposti dalla Regione nella tabella in Fig. 17 per il valore di  $a_{refg}$ . I valori di  $a_{refg}$  sono forniti in una maglia a punti con passo 0,05 gradi e sono stati scelti in base alla vicinanza al sito in esame:

- $a_{refg} = 0,1622$  Ponte Ronca

Il vantaggio dato da un'analisi numerica della RSL attraverso codici di calcolo monodimensionale è dato dalle informazioni in output:

- a) variazione con la profondità dei valori massimi dell'accelerazione massima, della tensione e della deformazione di taglio;
- a) la storia temporale dell'accelerazione, spostamento e velocità relativa, delle tensioni e delle deformazioni di taglio per ciascuno strato e per il bedrock;
- b) la funzione di trasferimento del deposito;
- c) lo spettro di Fourier;
- d) lo spettro di risposta in termini di accelerazione, velocità e spostamento per ciascuno strato e per il bedrock.

Grazie ai valori ottenuti possiamo così ottenere i fattori di amplificazione sismica necessari per la costruzione della carta di microzonazione sismica di terzo livello. Questi sono espressi in termini di rapporto di accelerazione massima orizzontale  $FA_{PGA}$  e rapporto di Intensità di Housner per prefissati intervalli di periodi:

$$FA_{PGA} = \frac{PGA}{PGA_0}$$

$$FA_{T1-T2} = \frac{SI}{SI_0}$$

$PGA_0$ ,  $SI_0$  rappresentano rispettivamente l'accelerazione massima orizzontale e l'Intensità di Housner al suolo di riferimento ricavati dal sito della regione;

PGA (Peak Ground Acceleration) e SI sono le corrispondenti grandezze di accelerazione massima orizzontale e Intensità di Housner calcolate alla superficie dei siti esaminati;

L'Intensità di Housner è definita da:

$$SI = \int_{T_1}^{T_2} PSV(\xi, T) dT$$

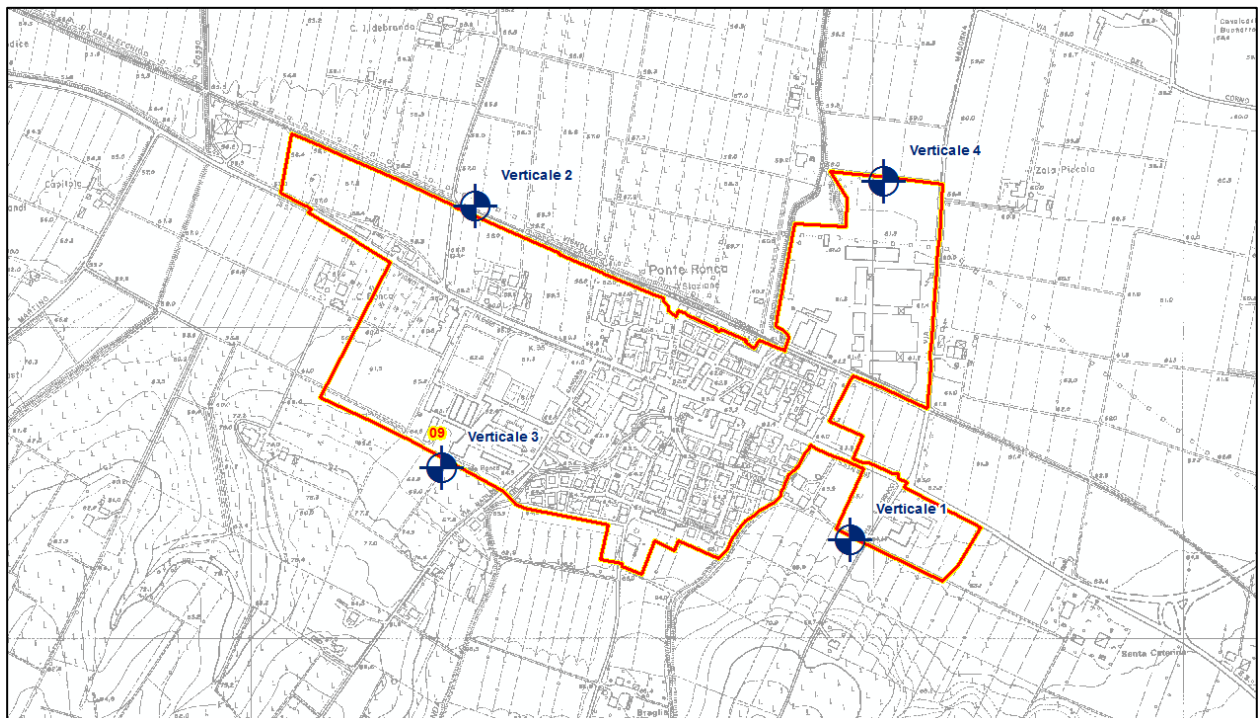
Dove PSV è lo pseudo-spettro di risposta in velocità,  $\xi$  è lo smorzamento e  $T$  il periodo proprio.

Nei calcoli è stato impostato uno smorzamento del 5% e tre intervalli di periodi ottenendo tre valori di intensità spettrale:

- SI1:  $0,1s \leq T \leq 0,5s$
- SI2:  $0,5s \leq T \leq 1,0s$
- SI3:  $0,5s \leq T \leq 1,5s$

### 7.1.1. Risultati

Per ciascuna area sono state effettuate diverse simulazioni con riferimento alle stratigrafie derivanti dalle differenti prove geofisiche disponibili (in Fig. 18 infatti le verticali coincidono con gli stendimenti geofisici).



**Fig. 18 Ubicazione verticali di indagine per le analisi di risposta sismica locale**

Le successive tabelle rappresentano le stratigrafie utilizzate per le verticali di indagine.

**Tab. 3 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 1 (0046\_1, 0126\_1 e 0354\_1)**

Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus $G_{max}$ (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight ( $kN/m^3$ )	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	1,0	49,01		18,78	160	W		0,5	4,49
	2	1	1,7	46,69		17,89	160		1,9	15,84	
	3	1	1,5	72,95		17,89	200		3,5	28,77	
	4	1	0,8	77,43		18,99	200		4,6	38,50	
	5	1	0,8	111,50		18,99	240		5,4	45,84	
	6	1	1,8	106,69		18,17	240		6,7	57,04	
	7	2	1,2	116,14		19,78	240		8,2	70,54	
	8	1	0,2	109,86		18,71	240		8,9	77,42	
	9	1	2,0	128,93		18,71	260		10	87,2060013	
	10	1	1,5	129,00		18,72	260		11,75	102,788498	
	11	1	0,5	144,31		18,72	275		12,75	111,698494	
	12	1	5,0	145,85		18,92	275		15,5	136,700989	
	13	1	3,0	174,31		19,00	300		19,5	173,260986	
	14	1	9,5	210,92		19,00	330		25,75	230,698486	
	15	1	4,5	256,93		20,00	355		32,75	297,278473	
	16	1	45,0	326,20		20,00	400		57,5	549,480957	
Bedrock	17	0		904,43	1	21,00	650	Outcrop	80,0	778,76	

**Tab. 4 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 2 (0046\_2, 0126\_2 e 0354\_2)**

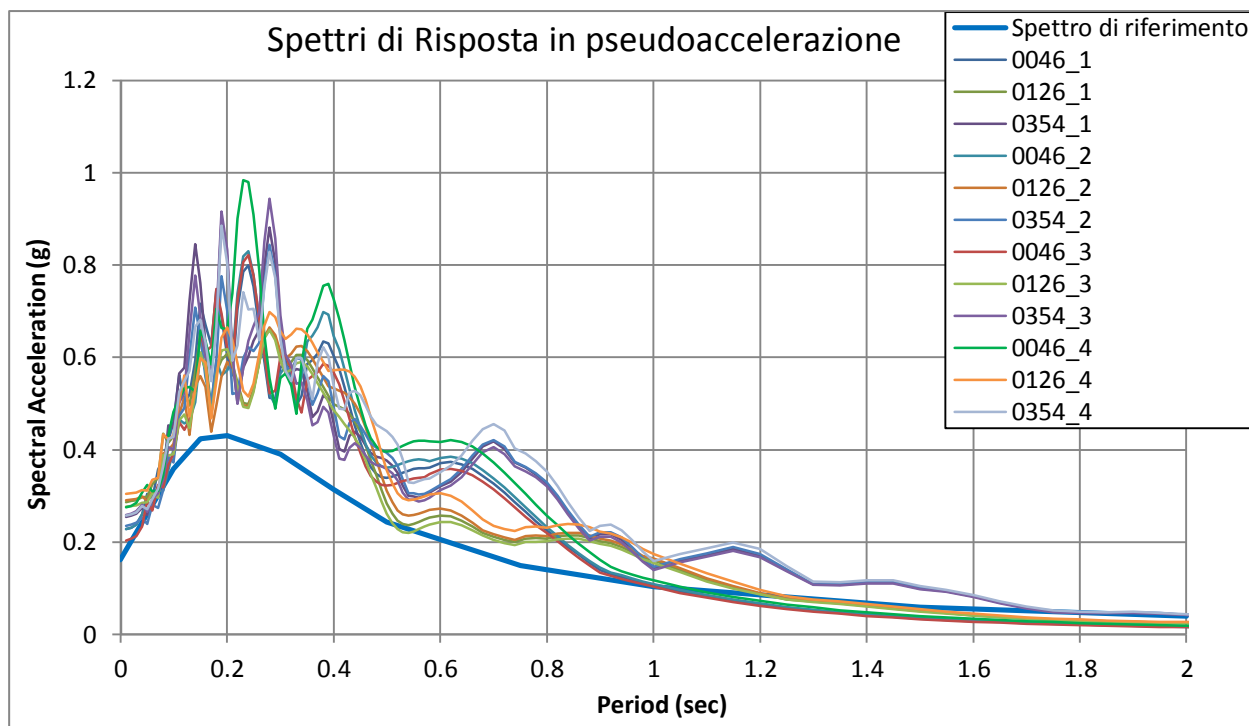
Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus $G_{max}$ (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight ( $kN/m^3$ )	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	1,0	65,69		18,83	185	W		0,5	4,51
	2	1	2,0	66,64		19,10	185		2,0	18,31	
	3	1	1,4	94,23		19,10	220		3,7	34,10	
	4	2	2,6	99,81		20,23	220		5,7	54,15	
	5	1	1,5	98,93		19,17	225		7,8	74,72	
	6	1	2,9	96,35		18,67	225		9,9	94,58	
	7	1	1,1	94,08		18,23	225		11,9	112,06	
	8	1	1,5	125,62		18,23	260		13,3	123,01	
	9	1	1,2	131,62		19,10	260		14,6	134,90	
	10	1	2,4	128,72		18,68	260		16,4	151,12	
	11	1	0,4	139,06		20,18	260		17,8	163,83	
	12	1	2,2	185,14		20,18	300		19,1	177,31	
	13	1	0,7	179,08		19,52	300		20,5	192,12	
	14	1	2,1	183,49		20,00	300		21,9	206,22	
	15	1	6,0	222,02		20,00	330		26,0	247,49	
	16	1	6,0	242,66		20,00	345		32,0	308,63	
	17	1	45,0	326,20		20,00	400		57,5	568,47	
Bedrock	18	0		904,43	1	21,00	650	Outcrop	80,0	797,75	

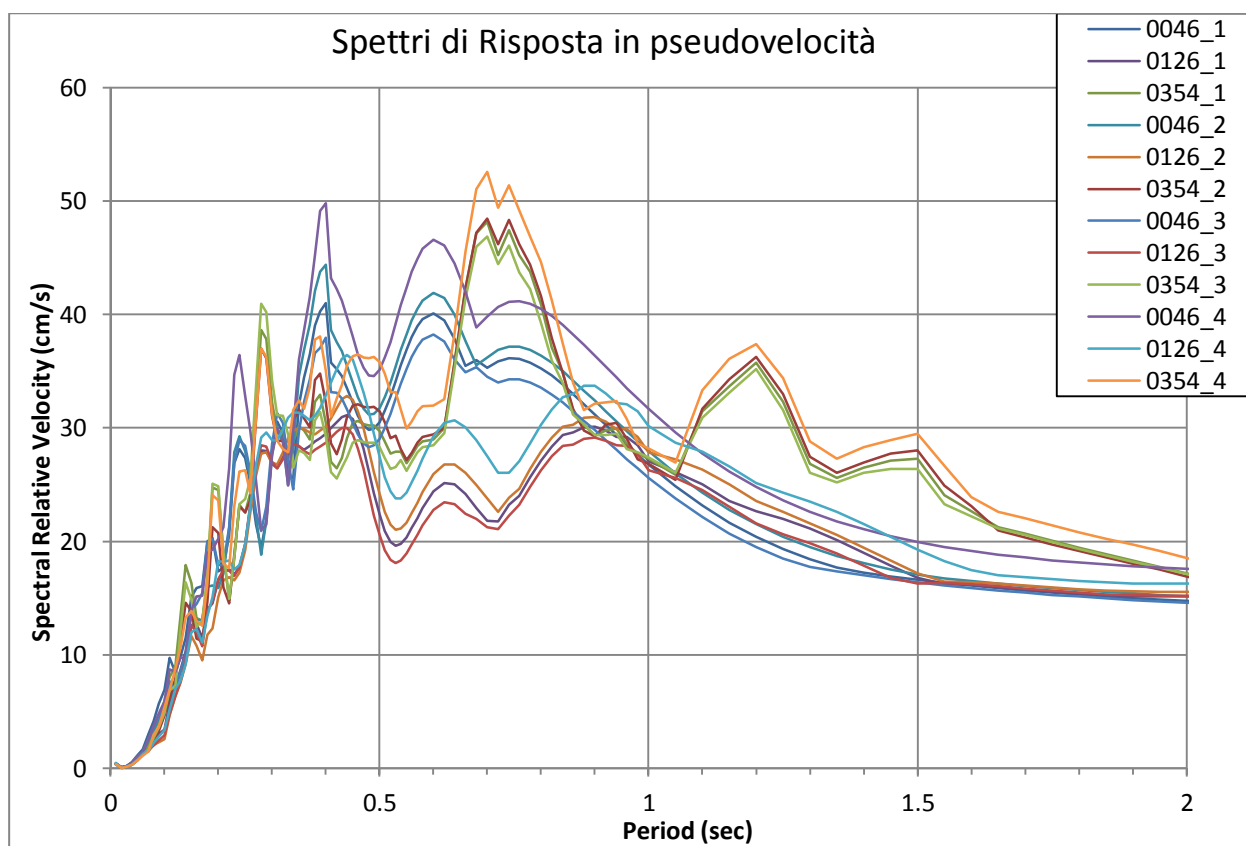
**Tab. 5 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 3 (0046\_3, 0126\_3 e 0354\_3)**

Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus $G_{max}$ (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight ( $kN/m^3$ )	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1	5,0	79,73		19,00	202,9	W		2,5	22,97
	2	1	3,2	83,47		19,00	207,6		6,6	60,65	
	3	1	3,6	121,53		19,00	250,5		10,0	91,90	
	4	1	2,5	156,76		19,00	284,5		13,1	119,93	
	5	1	7,2	198,20		19,00	319,9		17,9	164,50	
	6	1	9,0	233,75		19,00	347,4		26,0	238,94	
	7	1	4,5	270,62		19,00	373,8		32,8	300,97	
	8	1	45,0	326,20		20,00	400		57,5	550,92	
Bedrock	9	0		904,43	1	21,00	650	Outcrop	80,0	780,20	

**Tab. 6 Stratigrafia utilizzata per la Verticale 4 (0046\_4, 0126\_4 e 0354\_4)**

	Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus $G_{max}$ (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight ( $kN/m^3$ )	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	1		2,5	46,53		19,00	155	W	1,3	11,49	
	2	1		2,5	49,58		19,00	160		3,8	34,46	
	3	1		6,0	69,92		19,00	190		8,0	73,52	
	4	1		3,0	130,93		19,00	260		12,5	114,87	
	5	1		7,0	141,19		19,00	270		17,5	160,82	
	6	1		7,0	143,29		19,00	272		24,5	225,15	
	7	1		3,5	198,33		19,00	320		29,8	273,40	
	8	1		3,5	244,09		19,00	355		33,3	305,57	
	9	1		45,0	326,20		20,00	400		57,5	550,924988	
Bedrock	10	0		904,43	1	21,00	650	Outcrop	80,0	780,20		





n.	MOPS	agref	PGA	FA PGA	FA SI		
					0,1-0,5	0,5-1	0,5-1,5
0046_1	2001	0,1622	0,228	1,40	1,68	1,72	1,71
0126_1	2001	0,1622	0,287	1,77	1,70	1,81	1,73
0354_1	2001	0,1622	0,254	1,57	1,65	1,79	1,65
0046_2	2001	0,1622	0,228	1,41	1,71	1,78	1,77
0126_2	2001	0,1622	0,290	1,79	1,75	1,87	1,78
0354_2	2001	0,1622	0,235	1,45	1,64	1,82	1,67
0046_3	2001	0,1622	0,204	1,26	1,63	1,65	1,64
0126_3	2001	0,1622	0,276	1,70	1,64	1,74	1,67
0354_3	2001	0,1622	0,259	1,60	1,62	1,74	1,61
0046_4	2001	0,1622	0,275	1,70	1,88	1,95	1,93
0126_4	2001	0,1622	0,304	1,87	1,89	2,05	1,93
0354_4	2001	0,1622	0,257	1,58	1,78	1,96	1,78

**Fig. 19 Spettri di risposta in pseudo-accelerazione e pseudo-velocità per la determinazione dei fattori di amplificazione inseriti in tabella.**

Per ogni area sono stati comunque selezionati, ai fini della redazione delle carte di microzonazione, i parametri di amplificazione più cautelativi (valori più elevati).

Il valore di amplificazione massima trovato è uguale a 1,89 (FPGA) mentre l'intensità di Housner presenta elevati valori per periodi compresi tra 0,5 e 1 s.

## 7.2 Verifica alla possibilità di liquefazione

La liquefazione rappresenta lo stato raggiunto da terreni sabbiosi sciolti saturi quando perdono la loro resistenza al taglio come conseguenza di un incremento delle pressioni interstiziali. Tali fenomeni possono verificare grandi deformazioni del terreno, comportando danni sia lievi che catastrofici.

Secondo le NTC08 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 20(a), nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  (granulometria uniforme) ed in Fig. 20(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$  (granulometria estesa).

Altre considerazioni possono essere fatte sull'età del deposito, sulla storia sismica, sul grado di addensamento e sulla granulometria. Un terreno con un basso grado di addensamento (indice dei vuoti elevato e bassa densità relativa) per esempio avrà maggiore probabilità che raggiunga lo stato di liquefazione; di conseguenza un deposito antico, a parità di condizioni, sarà meno soggetto a liquefazione perché nella sua storia avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti.

Il verificarsi o meno della liquefazione viene verificato utilizzando metodi semplificati, calcolando il fattore di sicurezza  $F_s$ , inteso come rapporto tra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico (CRR – Cyclic Resistance Ratio) e la domanda sismica corrispondente al terremoto atteso di progetto, espressa come sollecitazione di taglio massimo indotta dal sisma (CSR – Cyclic Stress Ratio), e valutando se esso sia minore di uno (liquefazione) o maggiore di uno (non liquefazione). E' da osservare che anche quando  $F_s > 1$  si possono avere dopo il terremoto cedimenti permanenti del terreno.

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} MSF$$

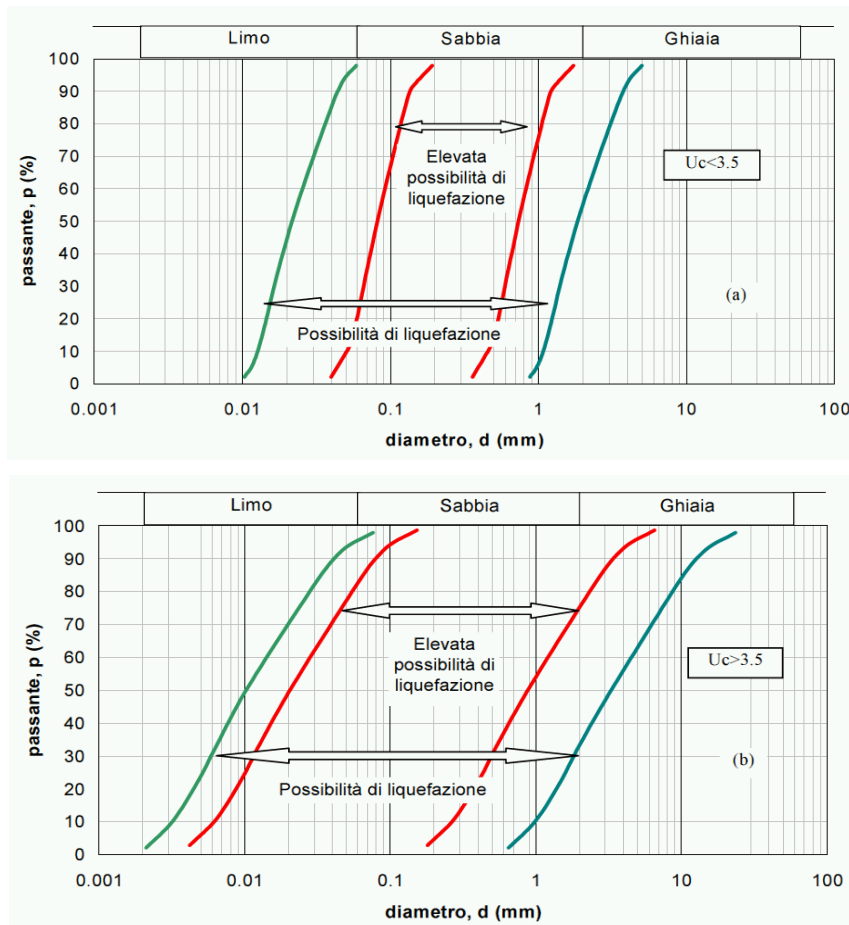
Questo rapporto venne sviluppato da Seed e Idriss (1971) per terremoti con magnitudo uguale a 7,5. Per magnitudo diverse bisogna inserire il fattore correttivo MSF (Magnitudo Scaling Factor) (Tab. 7) determinato da diversi autori.

Secondo le normative europea (EC8) e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico ( $CSR > 0.80CRR$ ) che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve risultare  $F_s < 1,25$  perché ciò avvenga. Pertanto, il valore minimo del Fattore di sicurezza alla liquefazione è  $F_s > 1.25$ .

**Tab. 7 Differenti fattori di correzione utilizzati per diversi metodi semplificati.**

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)	Ambraseys N. N. (1988)	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5,5	1,43	2,86	2,21
6	1,32	2,20	1,77
6,5	1,19	1,69	1,44

7	1,08	1,30	1,19
7,5	1	1	1
8	0,94	0,67	0,84
8,5	0,89	0,44	0,73

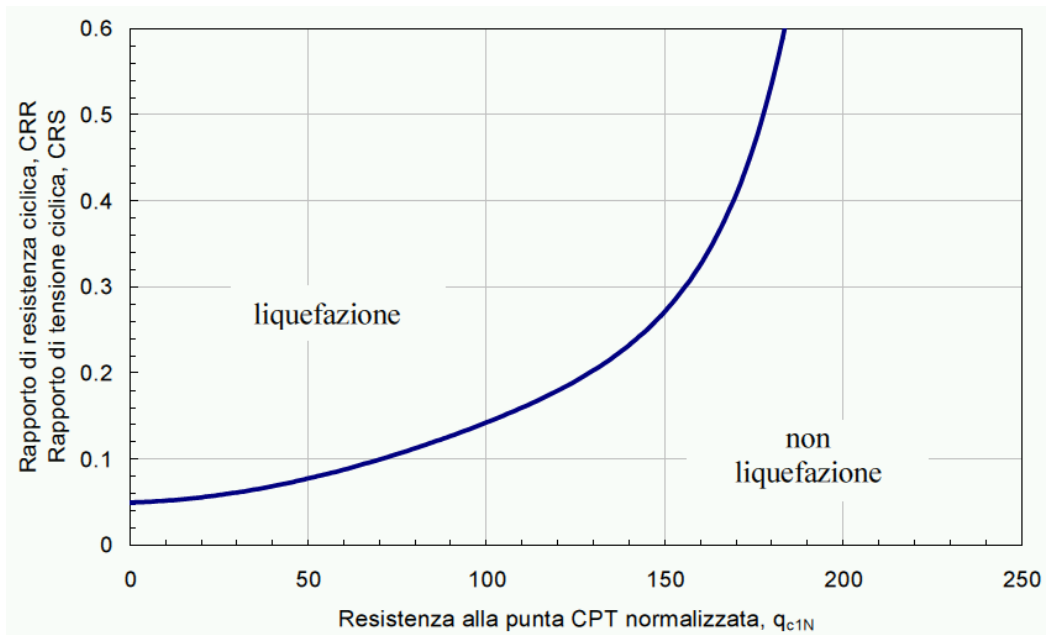


**Fig. 20** Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno a differente coefficiente di uniformità: a)  $U_c < 3,5$ ; b)  $U_c > 3,5$  (fonte: AGI, 2005)

Questi metodi hanno quindi bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs.

Nell'approccio deterministico, in primo luogo, la curva di resistenza alla liquefazione (o curva di stato limite) che esprime la resistenza del terreno, in termini di rapporto di tensione ciclica (CRR) in funzione del parametro misurato (con le opportune correzioni e normalizzazioni), viene determinata tracciando una curva che discrimina i casi di liquefazione osservati da quelli di non liquefazione, utilizzando (nei primi metodi) un criterio "visuale" o procedendo (nei metodi più recenti) ad una regressione statistica dei dati, senza alcun trattamento probabilistico delle variabili che concorrono a determinare la resistenza alla liquefazione CRR (Fig. 21).



**Fig. 21 Carte per la stima della resistenza normalizzata alla liquefazione CRR di un terreno sabbioso saturo in funzione dei valori di resistenza alla punta  $q_c$  (D.A.L. 112/2007).**

Il metodo utilizzato nel caso di studio è quello proposto da **Robertson e Wride (1997)**, il quale utilizza l'**indice di comportamento per il tipo di suolo  $I_c$**  che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula basata sui risultati della prova penetrometrica statica:

$$I_c = \left[ (3.47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1.22)^2 \right]^{0.5}$$

$$Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{Pa} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

$$R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} 100$$

Dove:

$q_c$  è la resistenza alla punta misurata.

$Pa$  è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di  $\sigma'_{v0}$ .

$f_s$  è l'attrito del manicotto.

$n$  è l'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume  $n = 1$ , come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di  $I_c$  con la formula sopra riportata.

Se  $I_c > 2,6$  il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile.

Se  $I_c \leq 2,6$ , vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e  $I_c$  deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:



$$Q = \frac{q_c}{Pa} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume  $n = 0,5$ .

Se è ancora  $I_c \leq 2,6$ , significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.

Se invece  $I_c > 2,6$ , vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso.  $I_c$  deve essere nuovamente ricalcolato ponendo  $n = 0,75$ .

Calcolato  $I_c$ , si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata  $q_c$  mediante la seguente espressione:

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

dove  $n$  è lo stesso del calcolo di  $I_c$ .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata con:

- se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico

$$(q_{c1N})_{CS} = K_c \cdot q_{c1N}$$

$$K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$$

- se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato

$$(q_{c1N})_{CS} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$\Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

dove  $K_c$  dipende dal contenuto di fine, FC (%):

$$K_c = 0 \quad \text{per } FC \leq 5$$

$$K_c = 0,0267(FC - 5) \quad \text{per } 5 < FC \leq 35$$

$$K_c = 0,8 \quad \text{per } FC > 35$$

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$FC (\%) = 1.75(I_c)^{3.25} - 3.7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (CRR7,5) viene calcolata nel modo seguente:

- se  $(q_{c1N})_{CS} < 50$ :

$$CRR = 0.833 \left[ \frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right] + 0.05$$

- se  $50 = (q_{c1N})_{CS} < 160$ :

$$CRR = 93 \left[ \frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right] + 0.08$$

Per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma, espressi come il rapporto di sforzo ciclico CSR, Seed e Idriss (1971b) proposero una semplice procedura basata sull'ipotesi di terreno omogeneo. Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza  $z$  si

muove rigidamente in direzione orizzontale e pertanto lo sforzo di taglio massimo alla profondità  $z$  è dato da:

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \gamma z$$

dove  $a_{max}$  è l'accelerazione massima in superficie,  $g$  è l'accelerazione di gravità e  $\gamma$  il peso di volume secco del terreno.

Poiché nella realtà il terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido e quindi bisogna introdurre un coefficiente riduttivo  $r_d$ . Normalizzando con la pressione verticale effettiva e riferendosi ad un valore medio  $\tau_{av}$  anziché ad un valore massimo  $\tau_{max}$  si ottiene:

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = CSR_{7.5} = 0.65 \frac{a_g \sigma_{v0}}{g \sigma'_{v0}} r_d$$

espressione valida per sismi di magnitudo 7.5. Per magnitudo diverse bisogna dividere per il fattore correttivo MSF raccomandato dal NCEER (Tab. 7).

$$CSR = \frac{CSR_{7.5}}{MSF}$$

Per determinare il valore del coefficiente riduttivo  $r_d$  viene utilizzata la formula empirica proposta da Iwasaki et al.(1978):

$$r_d = 1 - 0.015z$$

Per ogni verticale indagata deve essere determinato anche il potenziale di liquefazione  $I_L$  (oppure LPI – Liquefaction Potential Index), il quale fu introdotto da Iwasaki et al. (1982) allo scopo di fornire una misura integrale degli effetti della liquefazione per una singola verticale (per i quali sono disponibili al variare della profondità  $z$  i valori del fattore di sicurezza  $F_s$ ) e può essere così calcolato:

$$I_L = \int_0^{20} F W(z) dz$$

dove:

$$F = 1 - F_s \quad \text{per } F_s \leq 1,2$$

$$F = 2 \cdot 10^6 \exp(-18,427 \cdot F_s) \quad \text{per } 1,2 > F_s \geq 0,95$$

$$F = 1 - F_s \quad \text{per } F_s \geq 1,2$$

$W(z)$  è una funzione di pesi, linearmente decrescente con la profondità, che tiene conto della profondità dello strato liquefacibile, attribuendo peso maggiore agli strati più superficiali ed è data da:

$$W(z) = 10 - \frac{1}{2}z$$

L'intervallo 0-20 dell'integrale invece rappresenta la profondità critica (in metri) entro la quale si possono verificare fenomeni di liquefazione, che di norma è impostata a venti metri.

Per poter valutare la severità degli effetti viene proposta la scala della Tab. 8.

**Tab. 8 Valori di riferimento per gli eventuali rischi di liquefazione del terreno.**

Valori di $I_L$	Rischio di liquefazione
= 0	Molto basso
0 ÷ 5	Basso
5 ÷ 15	Alto

> 15	Molto alto
------	------------

La suscettibilità nei confronti della liquefazione, valutata in base ai valori assunti dal potenziale di liquefazione, è così riferita ad uno spessore finito di terreno piuttosto che al singolo punto.

Tali procedure sono valide per piano di campagna sub-orizzontale. In caso contrario, la verifica va eseguita con studi specifici.

Un deposito può essere suscettibile alla liquefazione a seconda del proprio stato di addensamento, della granulometria e dalla storia sismica. Durante un terremoto si sviluppano sollecitazioni intense che provocano un innalzamento dei gradienti di pressione con relativi flussi idrici elevati; in un terreno incoerente poco addensato, le sollecitazioni indotte dal sisma producono una diminuzione di volume con conseguente flusso idrico e il relativo aumento delle pressioni interstiziali. I depositi più addensati quindi sono meno suscettibili alla liquefazione.

### 7.2.1. Risultati

Il metodo sopra descritto è stato applicato lungo le 2 verticali d'indagine statica CPTU attraverso il software di Geostru – Liquiter 2015.

Come parametri di input, oltre alla stratigrafia desunta dai valori di resistenza alla punta e di attrito laterale, sono stati adottati quelli in Tab. 9.

**Tab. 9 Parametri di input utilizzati per la verifica del potenziale di liquefazione per ogni indagine statica**

N° CPT	Magnitudo momento sismico Mw	MSF	PGA	Falda [m]
037060P28CPTU28	5,91	1,84	0,243	1,2
037060P29CPTU29	5,91	1,84	0,243	0,8

I valori di Magnitudo corrispondono a quello massimo atteso per le zone sismogenetiche in cui ricadono le verticali di indagine (ottenuto dalla Tab. 6 del Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, Gruppo di Lavoro 2004).

La PGA corrisponde all'accelerazione attesa al suolo di riferimento  $a_{refg}$  moltiplicata per il fattore di S che considera le amplificazioni topografiche e stratigrafiche che nel nostro caso è uguale a 1,5, considerando che il terreno in cui ci troviamo appartiene alla categoria C (Vs30 comprese tra 180 m/s e 360 m/s).

Il valore di MSF correttivo per la magnitudo è stato scelto automaticamente dal software secondo il metodo di elaborazione adottato.

In Tab. 10 sono riportati i valori del potenziale di liquefazione relativi alle 2 indagini penetrometriche con piezocono realizzate per gli approfondimenti richiesti dal presente studio.

**Tab. 10 Valori relativi al potenziale di liquefazione di ogni verticale esaminata**

N° CPT	Coefficiente di sicurezza FS	Suscettibilità di liquefazione	Potenziale di Liquefazione	Classe di rischio Sonmez (2013)
037060P28CPTU28	2,42	Non liquefacibile	0	Molto basso
037060P29CPTU29	1,56	Non liquefacibile	0	Molto basso

Entrambe le verticali analizzate hanno evidenziato valori del coefficiente di sicurezza elevati ( $>1,5$ ) e pertanto appartengono ad una classe di rischio "Molto basso" (Sonmez 2013).

## **8 Elaborati cartografici**

### **8.1 Carta delle indagini**

Questo elaborato contiene l'ubicazione delle indagini geognostiche pregresse e di quelle realizzate ex-novo nelle aree in esame. Le prime sono state ottenute dagli archivi del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli dell'Emilia-Romagna SGSS e dall'ufficio tecnico del comune di Zola Predosa mentre quelle più recenti sono state programmate in base alle caratteristiche del territorio e alle caratteristiche dei dissesti. Nel territorio in esame le problematiche principali sono relative a fenomeni di liquefazione dovuti alla presenza di paleoalvei sabbiosi; questo ha comportato la necessità di eseguire prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono per determinare il fattore di sicurezza per questi fenomeni.

Al fine di una caratterizzazione completa e per la determinazione della RSL, sono state effettuate indagini tomografiche (HVSR) per determinare le frequenze di risonanza del terreno.

La simbologia utilizzata si riferisce agli "Standard di rappresentazione e archiviazione informatica. Microzonazione sismica. Versione 4.0b".

Le prove così considerate sono state successivamente inserite nel database di questo studio attraverso il software "SoftMS" versione 4.0.1 fornito dalla Protezione civile.

La scala di rappresentazione della Carta delle Indagini è 1:5000.

In Allegato sono presenti le indagini con il relativo codice ISTAT identificativi della tipologia e della zona. Il codice infatti è costruito tenendo presente che le prime 6 cifre si riferiscono al codice ISTAT della Provincia di Bologna "037" e del comune in esame di Zola Predosa "060" mentre quelle finali al tipo e al numero identificativo della prova.

### **8.2 Carta Geologico Tecnica per la microzonazione sismica**

È il risultato della revisione dei rilievi geologici, geotecnici, morfologici e idrogeologici effettuati e pregressi riportati successivamente in carta. Questi dati saranno poi utili per avere un modello del sottosuolo più completo e dettagliato, e serviranno come informazione di riferimento per lo sviluppo della carta della Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica.

Per la definizione delle aree è stato utilizzato l'*Unified Soil Classification System* (leggermente modificato, ASTM, 1985) che è costituito da una sigla a due lettere maiuscole, riferite al tipo di terreno di copertura, alle quali seguono due lettere minuscole riferite all'ambiente di possibile genesi e deposizione.

La simbologia utilizzata si riferisce agli "Standard di rappresentazione e archiviazione informatica. Microzonazione sismica. Versione 4.0b".

La scala di rappresentazione della Carta Geologico-Tecnica è 1:5.000.

### **8.3 Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica**

Questo elaborato costituisce il documento fondamentale del primo livello di approfondimento degli studi di microzonazione sismica e contiene una suddivisione dettagliata del territorio in zone a comportamento equivalente al verificarsi di sollecitazioni sismiche.

Per caratterizzare queste aree sono stati presi in considerazione gli elaborati sviluppati nel presente studio di MS (Carta Geologico Tecnica e Carta delle Indagini) e, per un quadro di insieme, le documentazioni e le cartografie disponibili sul sito della Regione Emilia-Romagna. In particolare è stata data importanza a tutte quelle caratteristiche che possono influenzare la risposta sismica locale

(profondità e grado di alterazione del substrato, presenza di faglie, terreni suscettibili a liquefazione o cedimenti differenziali, acclività del profilo topografico ecc.).

La base di riferimento per la realizzazione di sopraccitata carta, è rappresentata dal PSC del comune di Zola Predosa del 2013 ed in particolare gli elaborati relativi alla microzonazione sismica di secondo livello. L'elaborato redatto in questo studio di MS (terzo livello), risulta differente rispetto al precedente, sia in conseguenza dei risultati delle nuove elaborazioni effettuate, sia a causa dell'utilizzo dei più recenti "Standard di Rappresentazione e Archiviazione Informatica" predisposti dal DPC (versione 4.0b - Giugno 2015).

Tutte le cartografie sopra descritte sono quindi state utili per individuare, sulla base di osservazioni geologiche, geomorfologiche, geotecniche e delle valutazioni delle prove geognostiche e geofisiche, le microzone dove possono così verificarsi effetti locali dovuti all'azione sismica.

In legenda, il documento degli standard di rappresentazione prevede la suddivisione del territorio in tre aree differenti:

- **Zone stabili:** in cui non si ipotizzano effetti locali di nessuna natura (condizione verificata quando il substrato risulta rigido e in affioramento, con morfologia pianeggiante o poco inclinata);
- **Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali:** sono attese amplificazioni del moto sismico a causa delle caratteristiche litostratigrafiche e morfologiche;
- **Zone di attenzione per le instabilità:** gli effetti sismici attesi, oltre i fenomeni di amplificazione, sono riconducibili a deformazioni permanenti del territorio, quali liquefazione, cedimenti differenziali e indurre instabilità di versante.

### 8.3.1. Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

Queste aree, sono state codificate in modo progressivo sulla base delle successione litostratigrafica (da ICMS 2008 – formato numerico:"20xy"). Inoltre per ogni zona è riportata la relativa equivalenza con le macrozone definite dal PTCP di Bologna e come richiesto dalla nuova normativa attuativa provinciale (art. 6.14 NTA).

- Zona 1 (Ponte Ronca - 2001): caratterizzata da depositi alluvionali recenti AES8 e AES8a composti prevalentemente da materiali a tessitura fine (argille limi) con orizzonti sabbiosi in superficie. Poggiano su un bedrock presumibilmente riconducibile al Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore (AEI). Attraverso le analisi tomografiche si può attribuire a queste coperture alluvionali uno spessore di circa 80 m. Per questi motivi si ritiene necessario un'indagine approfondita della zona con analisi di dettaglio e una valutazione della risposta sismica locale con metodi numerici 1D.

Equivalente a L1 (PTCP) – "Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e potenziale presenza di terreni predisponenti la liquefazione"

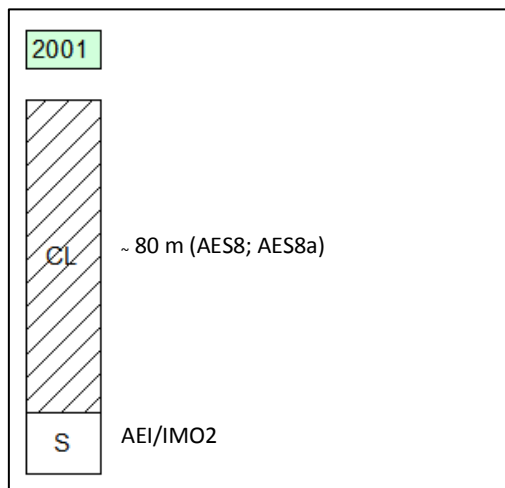


Fig. 22 Colonnina stratigrafica rappresentativa della microzona omogenea

### 8.3.2. Zone di attenzione per le instabilità

Le Zone di Attenzione (ZA) per le instabilità (le quali corrispondono alle “zone suscettibili di instabilità” previste dagli ICMS 2008) sono state introdotte nel recente standard di rappresentazione (Giugno 2015) poiché nella carta delle MOPS, queste zone hanno il medesimo livello di approfondimento di altre aree e quindi non possono essere classificate come zone effettivamente instabili fintanto che non vengano eseguite analisi più dettagliate (di tipo quantitativo) consone alla carta di Microzonazione Sismica.

Per ognuna di queste zone è stato quindi assegnato un codice di 8 cifre di cui le prime 4 si riferiscono al tipo di instabilità e le ultime 4 riferite alla tipologia di zona stabile suscettibile di amplificazione. Questo tipo di rappresentazione conserva le informazioni di tipo litostratigrafico di ogni microzona, permettendo, nel caso in cui non venga confermata l’instabilità, di trattare tale zona come “stabile suscettibile di amplificazione”.

Nell’area in studio sono presenti zone di attenzione per liquefazione ( $ZA_{LQ}$ ) nelle quali è stata verificata l’esistenza di condizioni predisponenti il fenomeno (terreni sabbiosi; falda a profondità inferiore ai 15 metri; magnitudo attesa al sito superiore a 5; accelerazione massima in superficie PGA maggiore di 0.1g).

I risultati dell’analisi del rischio di liquefazione (Par. 7.2) hanno evidenziato valori del coefficiente di sicurezza particolarmente elevati, escludendo di fatto il rischio stesso.

Di conseguenza, all’interno della carta delle MOPS, tali aree sono state “declassate” a zone stabili suscettibili di amplificazione per le caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo.

## 8.4 Carta di Microzonazione Sismica

Rappresenta i risultati ottenuti dalle elaborazioni con i codici di calcolo monodimensionali e le analisi approfondite (analisi di liquefazione) effettuate nelle aree in esame; è stata inoltre costruita secondo le prescrizioni della carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica. All’interno della stessa è presente quindi una suddivisione in aree a comportamento sismico equivalente in base alle caratteristiche litostratigrafiche e topografiche.

I precedenti studi di MS di 2° livello hanno portato alla definizione di aree con valori di amplificazione calcolati con metodi semplificati (abachi forniti dagli Allegati della DAL 112/2007). Nel presente studio di MS sono state recepite e confermate le aree in cui è stato ritenuto sufficiente un livello di dettaglio di secondo livello, aggiornando però i valori di amplificazione ai nuovi abachi proposti dal DGR n. 2193/2015.

Per l’utilizzo di questi abachi è prevista una serie di dati da determinare in fase di acquisizione che comprendono, lo spessore di copertura, i parametri VS30 e VsH, il tipo di substrato geologico e il contesto geo-morfologico di riferimento.

La DGR 2015 integra i fattori di amplificazione dell’intensità di Housner, con un nuovo intervallo di periodo da 0,5 a 1,5s che nella precedente classificazione non era presente.

In altre aree sono state però verificate zone suscettibili di instabilità alla quale era necessario effettuare uno studio più dettagliato con approfondimenti di 3° livello.

Per queste ultime sono state effettuate analisi di risposta sismica locale con metodi numerici in modo da valutarne l’effettivo grado di pericolosità sismica in termini di diversi fattori di amplificazione:

- $FA_{PGA}$
- $FA_{SI} (0,1s \leq T \leq 0,5s)$
- $FA_{SI} (0,5s \leq T \leq 1,0s)$
- $FA_{SI} (0,5s \leq T \leq 1,5s)$

Sono state quindi costruite 4 differenti carte per avere una migliore comprensione dei valori ottenuti.





## Rapporto H / V

- $H/V < 1,5$  ASSENZA di significativi contrasti di impedenza
- $1,5 \leq H/V < 2$  BASSI contrasti di impedenza
- $2 \leq H/V < 3$  MODERATI contrasti di impedenza
- $H/V \geq 3$  ELEVATI contrasti di impedenza

**Fig. 23 Simbologia utilizzata per rappresentare il rapporto spettrale H/V. Estratto della legenda della carta delle frequenze**

In carta sono indicati diversi valori ma quelli più rappresentativi sono attribuibili a frequenze di 0,8 – 0,9 Hz indicando uno spessore dei depositi intorno agli 80 m.

La scala di rappresentazione della Carta delle frequenze naturali del terreno è 1:5.000.

### 8.6 Carta delle velocità delle onde di taglio S (Vs)

In questa carta sono indicate le velocità delle onde di taglio (Vs) ottenute con prove pregresse e quelle realizzate per il nostro livello di dettaglio. All'interno di ogni etichetta è indicata la tipologia utilizzata per determinare il valore Vs, l'eventuale profondità del bedrock e l'effettiva velocità in metri/secondo dello strato analizzato che poggia sul substrato.

La scala di rappresentazione della Carta delle velocità delle onde di taglio S è 1:5.000.

## **9 Commenti finali e criticità**

Le analisi di terzo livello condotte sul territorio del Comune di Monte San Pietro hanno evidenziato che i valori di amplificazione stratigrafica calcolati attraverso le analisi 1D sono di norma paragonabili, se non inferiori, a quelli valutati attraverso l'applicazione degli abachi proposti dalla Regione Emilia Romagna nei contesti di riferimento. Il loro valore rimane comunque mediamente elevato a causa dell'entità delle coperture detritiche.

Le analisi eseguite sulle potenziali instabilità per liquefazione hanno evidenziato, soprattutto a causa delle caratteristiche granulometriche dei depositi, che il rischio liquefazione è sostanzialmente nullo.

## 10 Bibliografia

- A.G.I. (1977) – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- A.G.I. (2005) – Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee guida. Patron Editore, Bologna
- Andrus R. D., Stokoe K. H. (2000) - Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 126 (11), 1015–1025.
- Boulanger, R. W., and Idriss, I. M. (2014). “CPT and SPT based liquefaction triggering procedures.” Report No. UCD/CGM-14/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis, California.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2008). “Soil liquefaction during earthquakes.” MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA.
- Marchetti S. (2015) – Incorporating the Stress History Parameter  $K_D$  of DMT into the Liquefaction Correlations in Clean Uncemented Sands, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 04015072
- Matasovic N. (1993) – Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits.  
University of California, Los Angeles, Ph.D. Thesis
- Matsui T., Ohara S., Ito T. (1980) – Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 106, No. 10, pp. 1101-1120
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2008) – Le Norme Tecniche per le Costruzioni.  
D.M. 14 gennaio 2008, G.U. 29, Suppl. ord. n. 30
- Pradel D. (1998) - Procedure to Evaluate Earthquake-Induced Settlements in Dry Sandy Soils *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124 (4)
- Seed H.B., Idriss I.M., Makdisi F., Banerjee N. (1975) – Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses. EERC 75-29,  
Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
- Sonmez H. (2003) – Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol-Turkey). *Environ. Geology* 44(7): 8
- Tatsuoka, F., Zhou, S., Sato, T., Shibuya, S. (1990). “Method of evaluating liquefaction potential and its application.” In Report on seismic hazards on the ground in urban areas, Ministry of Education of Japan, Tokyo. (in Japanese.)
- Wu J., Seed R.B. (2004) – Estimating of liquefaction-induced ground settlement (case studies).  
Proc. 5th Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, Paper 3.09, New York
- Yasuhara K., Andersen K.H. (1991) – Recompression of normally consolidated clay after cyclic loading. *Soils and Foundations*, vol. 31, No 1, pp. 83-94
- Zhang G., Robertson P., Brachman R. (2002) – Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground: *Canadian Geotech. Journal*, 39, pp. 1168–1180.
- AGI (2005) – Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica. Linee Guida AGI. Associazione Geotecnica Italiana. Edizione provvisoria. Patron, Bologna.
- Albarello D., Castellaro S. (2011) – Tecniche sismiche passive: indagini a stazione singola. Supplemento alla rivista *Ingegneria Sismica*. Patron, Bologna.
- Gruppo di Lavoro (2004). 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, aprile 2004, 65 pp. +5 appendici.

- AA.VV., (2011) - Contributi per l'aggiornamento degli "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica". Supplemento alla rivista *Ingegneria Sismica* Anno XXVIII - n.2.
- Albarello D., (2013) – La Risposta Sismica Locale. Seminario ODG – Vicenza, 8 Novembre 2013. Università degli Studi di Siena.
- Bardet J.P., Ichii K. e Lin C.H. (2000) – EERA: a computer program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of layered soil deposits. University of Southern California, Los Angeles.
- Boccaletti, M., Corti G., Martelli L., 2010 – Recent and active tectonics of the external zone of the Northern Apennines. *Int. Journ. Earth Sciences (Geol. Rundsch.)*, DOI 10.1007/s00531-010-0545-y
- Crespellani T., Ghinelli A., Madaï C., Vannucchi G. – Analisi di stabilità in pendii naturali in condizioni sismiche.
- Gruppo di lavoro MS (2008) – Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome – Dipartimento della Protezione Civile, Roma, 3 vol. e Dvd.
- Boccaletti M., Martelli L. – AA.VV. (2004) – Carta Sismotettonica della Regione Emilia Romagna. S.E.L.C.A. Firenze
- INGV - DISS Working Group (2010) - Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.1.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. <http://diss.rm.ingv.it/diss/>.
- Locati, R. Camassi e M. Stucchi , (2011) - DBMI11, la versione 2011 del Database Macrosismico Italiano. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11>. DOI: 10.6092/INGV.IT-DBMI11.
- Meletti, Valensise (2004) – Zonazione sismogenetica ZS9 – App.2 al Rapporto conclusivo. Gruppo di lavoro per la redazione della mappa di pericolosità sismica (Ordinanza PCM 3274/2003), Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.
- NOTE ILLUSTRATIVE della CARATA GEOLOGICA D'ITALIA (2009) alla scala 1:50.000, foglio 220 Casalecchio di Reno. ISPRA SGI Enti realizzatori Regione Emilia – Romagna SGSS, a cura di L.Martelli, A.Bernini, M.T.De Nardo.
- NOTE ILLUSTRATIVE della CARATA GEOLOGICA D'ITALIA (2009) alla scala 1:50.000, foglio 237 Sasso Marconi. ISPRA SGI Enti realizzatori Regione Emilia – Romagna SGSS, a cura di F. Panini, G. Bettelli, M. Pizzolo.
- NTC, (2008) - Norme Tecniche per le Costruzioni - DM 14 gennaio 2008. Gazzetta Ufficiale, n. 29 del 4 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30, [www.cslp.it](http://www.cslp.it), Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato, Roma.
- OPCM 3274/2003. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”. G.U. n. 155, 08/05/2003, suppl. ord. N. 72.

## **11 Allegati**

# Legenda



Prova pentetrometrica statica con punta meccanica (CPT)



Prova pentetrometrica statica con punta elettrica



Prova pentetrometrica statica con piezocono



Prova pentetrometrica dinamica leggera



Prova pentetrometrica dinamica pesante



Stazione microtremore a stazione singola



Pozzo per acqua



Sondaggio a carotaggio continuo



Sondaggio a distruzione di nucleo



Sondaggio a distruzione di nucleo che intercetta il substrato



Sondaggio a carotaggio continuo che intercetta il substrato



Sondaggio con inclinometro



Prova sismica in foro tipo Downhole



Prova REfractionMicrotremors



MASW



Profilo sismico a rifrazione

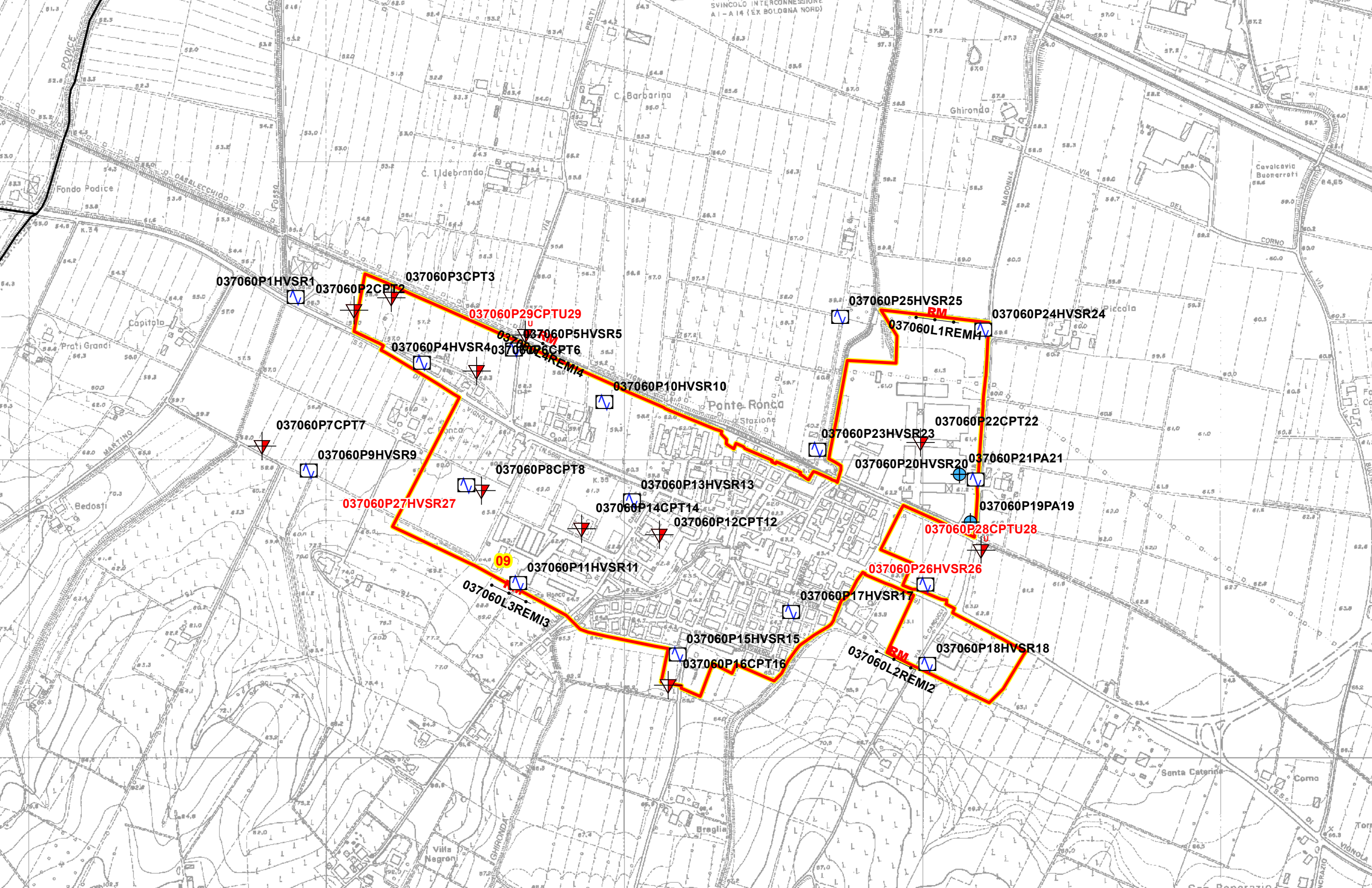
N.B. - I codici in rosso rappresentano l'identificativo delle prove realizzate ex-novo



Area oggetto di approfondimento di 3° livello



Limite del territorio comunale



037060P1HVS R1

037060P2CPT2

037060P3CPT3

037060P29CPTU29

037060P5HVS R5

037060P4HVS R4

037060P6CPT6

037060P25HVS R25

037060P24HVS R24

037060L1REMI1

037060P10HVS R10

037060P7CPT7

037060P9HVS R9

037060P8CPT8

037060P13HVS R13

037060P23HVS R23

037060P22CPT22

037060P20HVS R20

037060P21PA21

037060P27HVS R27

037060P14CPT14

037060P12CPT12

037060P19PA19

037060P28CPTU28

037060P11HVS R11

037060L3REMI3

037060P26HVS R26

037060P17HVS R17

037060P15HVS R15

037060P16CPT16

037060L2REMI2

037060P18HVS R18