

AMBITO ARS.CA_I

Elaborato:

RELAZIONE DI MODELLAZIONE GEOLOGICA E DI MODELLAZIONE SISMICA LOCALE

Località:

Longara di Calderara di Reno (BO), Via Longarola

Committente:

Arch. Enrico Ferraccioli



Studio Geologico
BRUNALDI RAFFAELE

Via A. Da Brescia 11
44011 Argenta (FE)

Tel. e Fax: 0532852858

Cell.: 3355373693 E-mail: rabrugeo@libero.it

1. PREMESSA

La presente relazione, svolta su incarico e per conto della Committenza si configura come studio di caratterizzazione geologica, idrogeologica e sismica dell'area in esame.

Località: Ambito ARS. CA_I: terreno agricolo posto in **Via Longarola**, nella frazione di **Longara nel Comune di Calderara di Reno (BO)**.

Committente: Arch. Enrico Ferraccioli.

1.1 Area in esame:

L'area in esame è attualmente costituita da un terreno agricolo tenuto a seminativo semplice posto immediatamente a Nord della frazione di Longara, fra Via Caduti della Libertà a Sud, Via Longarola ad Est ed altri terreni agricoli a Nord e ad Ovest. l'area è pianeggiante, presenta una scolina ad andamento sostanzialmente Est- Ovest ed è posta alla quota di circa 30 m s.l.m.m., nonché a circa 900 metri (ad Ovest del) Fiume Reno. L'area indagata è di seguito riportata, nello stralcio nei Fogli C.T.R. (alla scala 1: 5 000) 220 141 e 220 142 uniti.

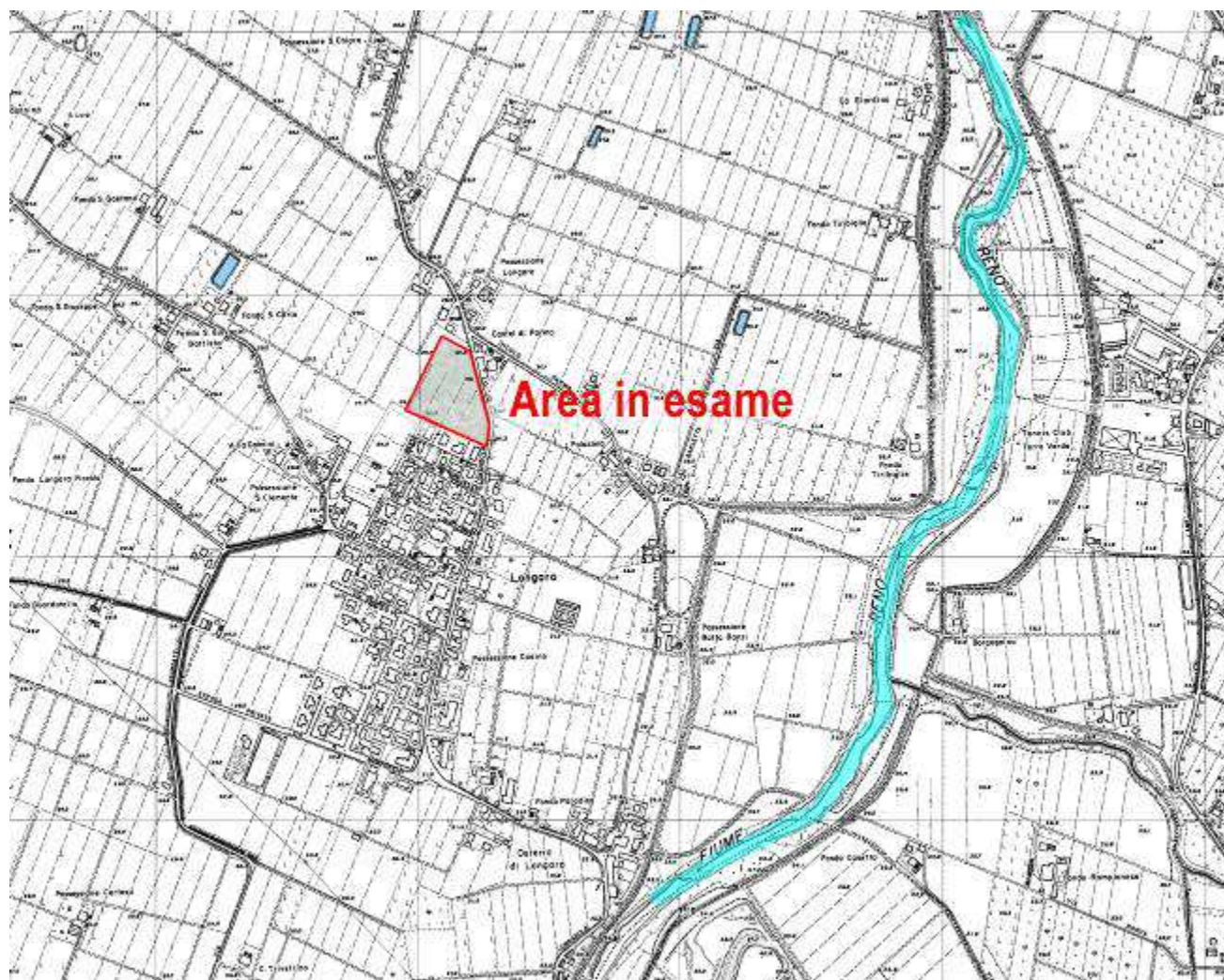


Fig. 1/1: Ubicazione dell'area in esame, su base cartografica C.T.R. alla scala 1: 5 000. Scala libera.



Fig. 1/2: Ubicazione dell'area in esame, su orto- foto aeree a Scala libera. Si è riportato il corso del Reno, i suoi argini artificiali (in arancione) e l'individuazione dei corpi divagativi locali (Ventagli di Rotta/di Esondazione) di cui si dirà in relazione.

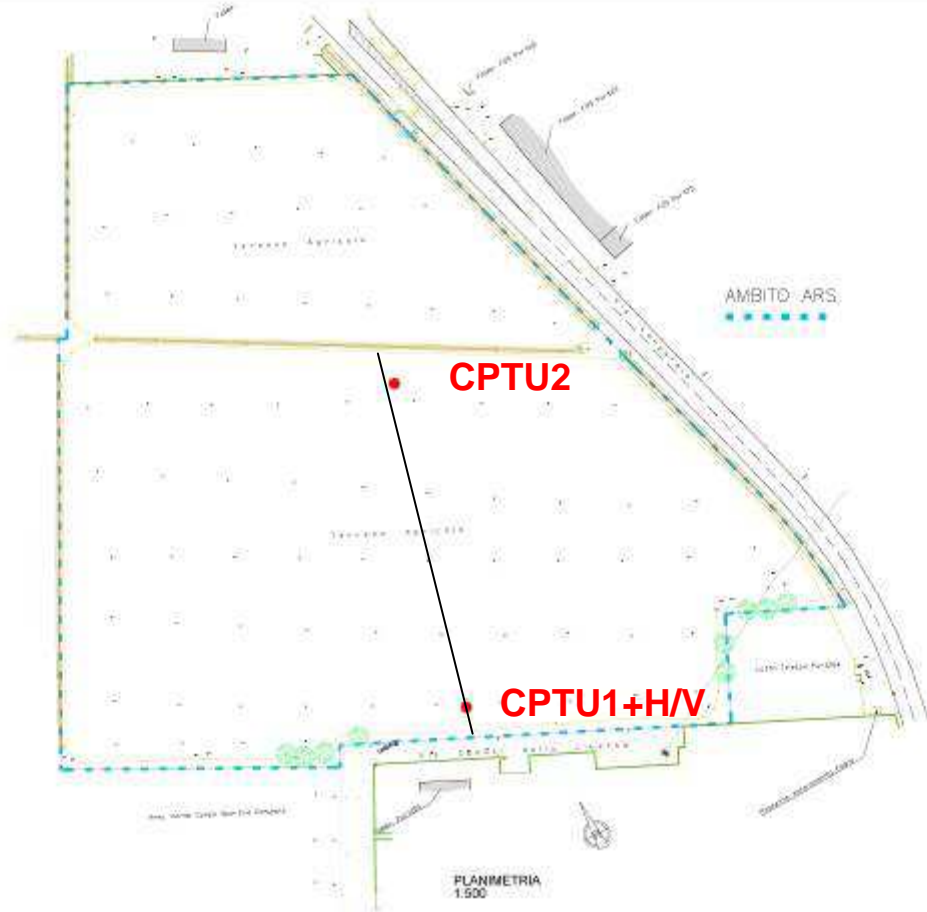


Fig. 1/3: Area in esame e Ubicazione dei punti di indagine a Scala Libera, su base Planimetrica trasmessa dai Progettisti allo scrivente. è riportata la traccia della Sezione di cui alla Fig. 2/28.



Fig. 1/4: punto esecuzione CPT1.



Fig. 1/5: punto esecuzione CPTU2.

2.1. Indagini appositamente eseguite:

Come indicato dalla Committenza allo scrivente l'area in esame è stata indagata dalle seguenti indagini (come sopra ubicate):

- una prova penetrometrica statica meccanica CPT;
- una prova penetrometrica statica con piezo- cono CPTU;
- un punto di indagine tromografica H/V.

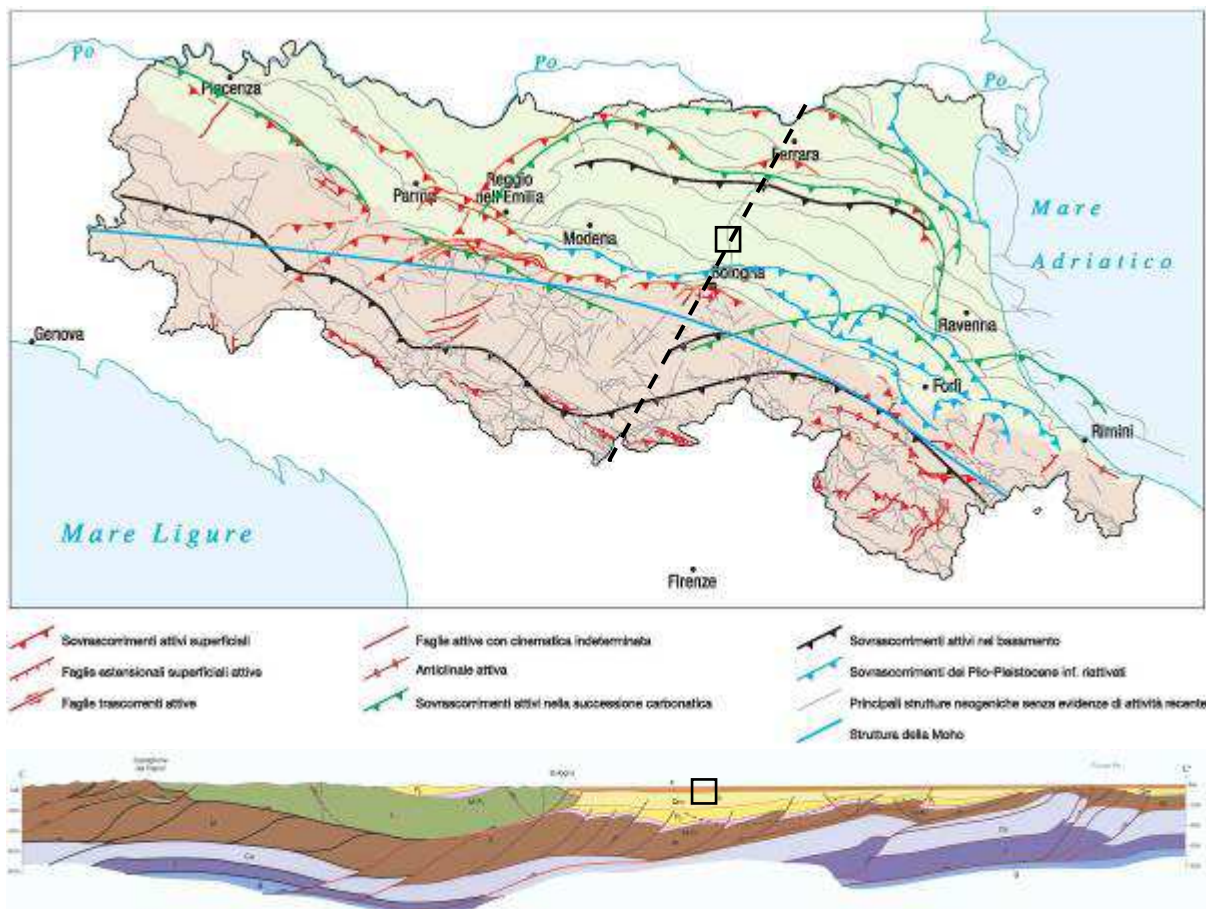
Per l'esecuzione dell'indagine penetrometrica si è utilizzata una apparecchiatura penetrometrica carrellata di costruzione Deep- Drill tipo Gouda dotata di punta Begemann a doppio effetto atta al rilievo dell'attrito laterale. La strumentazione è regolarmente mantenuta e tarata (moduli di descrizione della metodologia penetrometrica sono presenti in allegato), le indagini sono state eseguite dallo scrivente e da altra Ditta su progettazione e direzione dello scrivente. L'indagine geofisica tromografica è stata eseguita utilizzando un tromografo TROMINO ® e l'apposito software GRILLA ® di costruzione Micromed (la descrizione metodologica dell'indagine è proposta in altra parte della presente documentazione). L'indagine ha potuto, nel complesso indagare profondità ampiamente superiori ai 30,00 m previsti dal DM/NTC.

Ci si è ulteriormente riferiti a varie indagini di bibliografia eseguite nei pressi dell'abitato di Longara (per le ubicazioni si rimanda ad altre immagini che saranno riportate più oltre in relazione), presenti nel database della Regione Emilia- Romagna.

2. GEOLOGIA DELL'AREA IN ESAME

L'assetto geologico complessivo dell'area in esame è legato all'evoluzione del grande bacino subsidente padano, di riempimento detritico ed all'evoluzione tettonica compressiva e convergente fra il

dominio Sud- alpino ed il dominio appenninico. Normalmente si è in presenza di un notevole “pacco” di deposizioni alluvionali sciolte e/o fini, d’età Pleistocenica (dal Pleistocene Medio- Olocene: 0,45 Milioni di anni-presente, al Pliocene Medio- Superiore: 4,1- 1,8 Milioni di anni) che sovrastano le strutture appenniniche sepolte, d’età Miocenica (2,4- 5,4 Milioni di Anni fa). Vi è poi la presenza di un complesso sistema di pieghe compressive e faglie, orientate da NNO a SSE, ovvero da ONO a ESE o ancora Nord- Sud. Per la porzione di territorio in esame la situazione può essere descritta in maniera molto semplificata con un relativo avvicinamento al piano di campagna delle strutture sepolte, come riportato alle seguenti figure. Ricadute sismiche dei movimenti delle strutture sepolte sono registrabili nella storia sismica dell’area padana e dell’area in esame, e se ne darà rapido conto all’apposito capitolo (al quale si rimanda).



Figg. 2/1 e 2/2: Schema geologico e sezione geologica profonda esemplificativa della Pianura Padana. Sono evidenti l’andamento delle pieghe e delle faglie del substrato e traccia della medesima sezione. Col quadratino nero si riporta l’area in esame.

2.1 Assetto geologico e geomorfologico dell’area in esame:

da Cartografia Regionale:

Dall’analisi della Carta geologica di pianura dell’Emilia -Romagna (a cura della Regione Emilia-Romagna, Direzione Generale “Sistemi Informativi e Telematica”, Servizio Sistemi Informativi Geografici, Ufficio Geologico) si evince che i depositi alluvionali presenti nell’area in esame sono costituiti da Sabbie-Limose (SL) e/o Limi- Sabbiosi (LS), deposizioni da ascrivere a “Deposizioni paleo Fluviali, depositi di

canale argine e rotta”; queste deposizioni sono il retaggio del paleo corso del Reno nelle sue definizioni ascrivibili al VI Secolo. Negli immediati pressi dell’area in esame si rilevano anche deposizioni ascrivibili a Limi- Argillosi (LA) ascrivibili a “Depositi di Piana Inondabile” dell’ambiente deposizionale della “Piana Alluvionale”. Come si potrà meglio vedere nel prosieguo della presente relazione, dall’analisi delle indagini eseguite sull’area in esame, si noter  la presenza sia delle deposizioni granulari che delle deposizioni fini (argillose). Come gi  riportato alle Figg. 1/2 l’area in esame ed i suoi pressi sono caratterizzata dalla presenza di Ventagli di Rotta Fluviale/Esondazione (in sinistra idrografica) del paleo Reno. Di seguito si riportano stralci di varia cartografia geologica e/o geomorfologica di riferimento (tratti dall’apposito data- base regionale e dagli strumenti locali di Pianificazione ecc.).

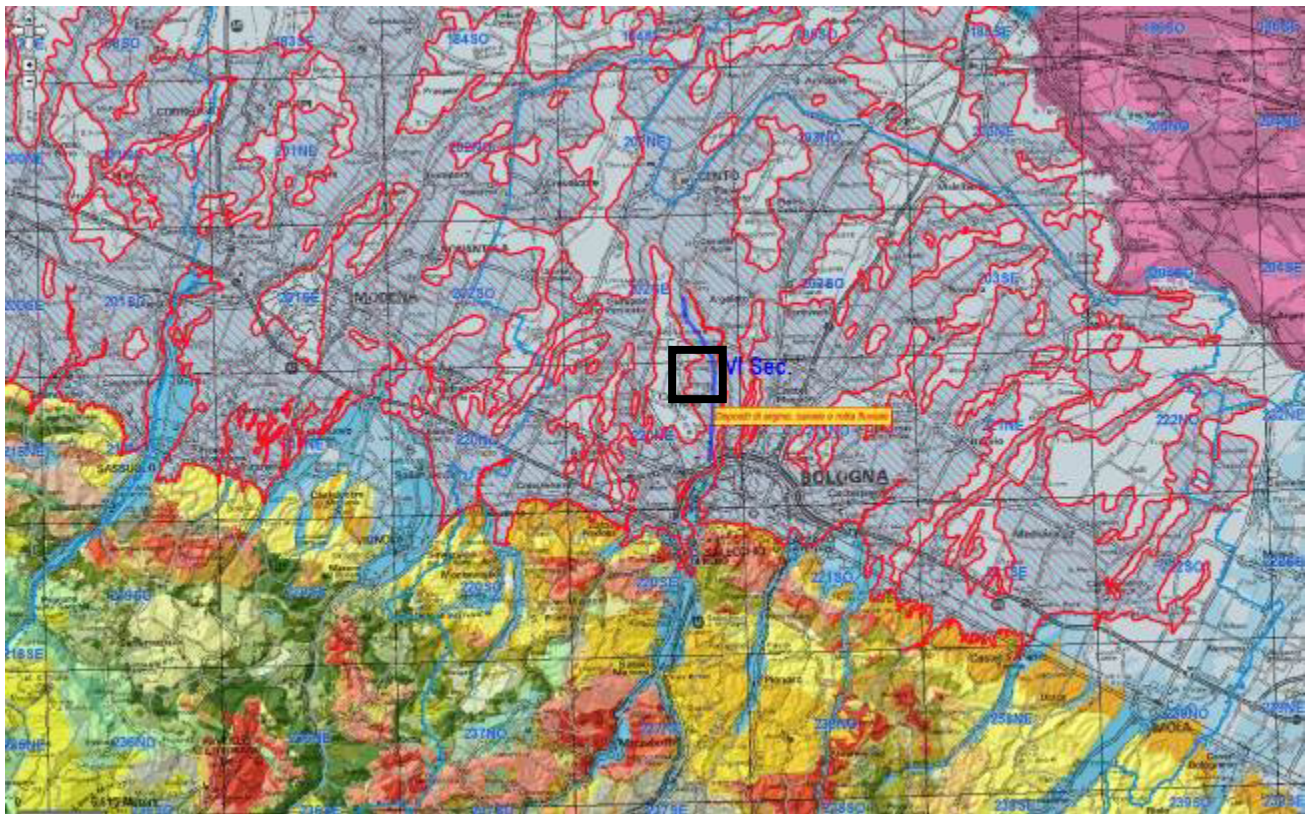


Fig. 2/3: stralcio a scala libera della Cartografia Geologica Regionale di riferimento alla scala 1: 250 000. In rosso le deposizioni di natura SL/LS ascrivibili alle deposizioni di Argine, Canale e Rotta Fluviale.

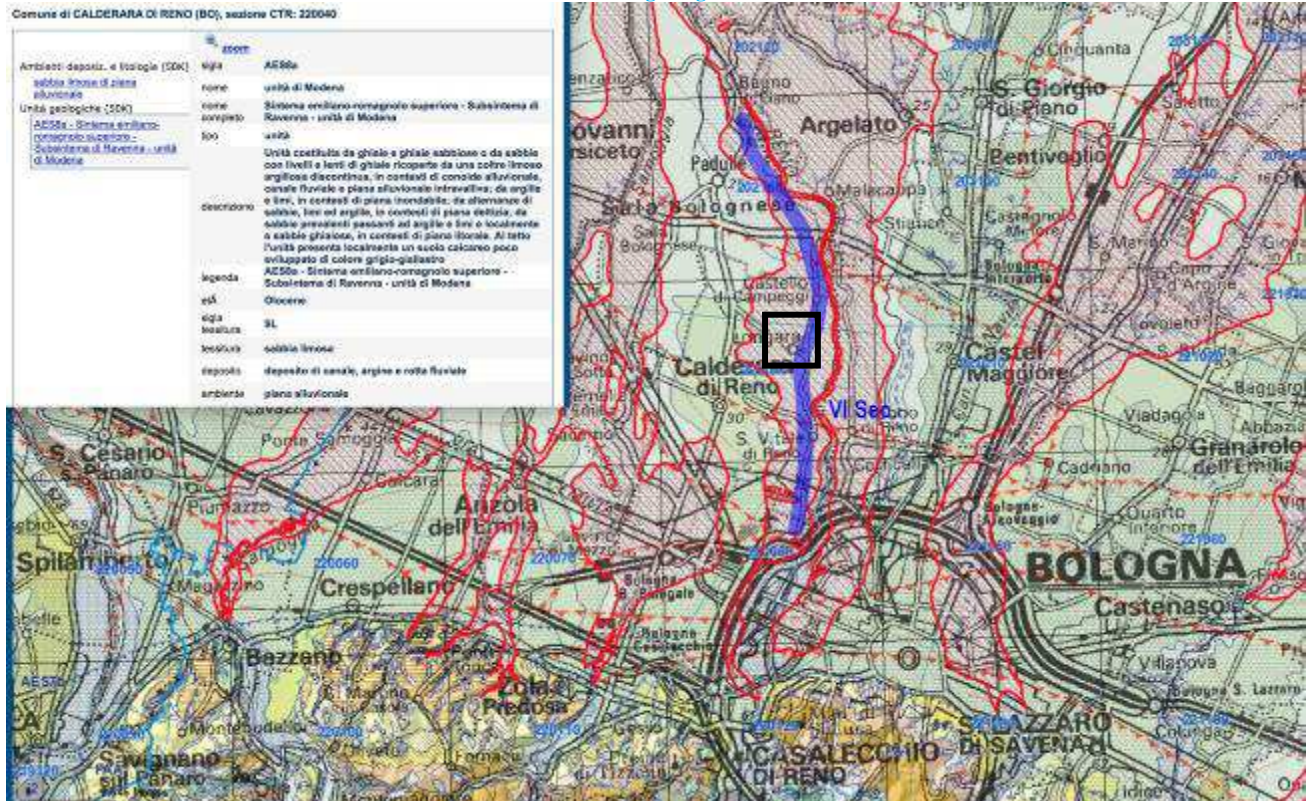


Fig. 2/4: Particolare a scala maggiore dell'assetto paleo- idraulico locale, stralcio della carta regionale (alla scala 1: 100 000), Scala Libera. Si è riportato il paleo corso del Reno che interessa i pressi dell'area in esame. In rosso i terreni di natura SL/LS ascrivibili alle deposizioni di Argine, Canale e Rotta Fluviale.

La formazione localmente affiorante è l'Unità di Modena, Sub- Sistema di Ravenna, del Sistema Emiliano- Romagnolo Superiore: AES8a ed è di seguito descritta come riportato all'apposito sito regionale. Come già citato la tessitura localmente rilevabile dovrebbe essere la SL(Sabbioso- Limosa) ovvero LS (Limoso- Sabbiosa), come di seguito descritta.

Comune di CALDERARA DI RENO (BO), sezione CTR: 220040

Ambienti deposiz. e litologie (50K) sabbia limosa di piana alluvionale Unità geologiche (50K) AES8a - Sintema emiliano-romagnolo superiore - Subsintema di Ravenna - unità di Modena	 zoom	
	sigla	AES8a
	nome	unità di Modena
	nome completo	Sintema emiliano-romagnolo superiore - Subsintema di Ravenna - unità di Modena
	tipo	unità
	descrizione	Unità costituita da ghiaie e ghiaie sabbiose o da sabbie con livelli e lenti di ghiaie ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, in contesti di conoide alluvionale, canale fluviale e piana alluvionale intravalliva; da argille e limi, in contesti di piana inondabile; da alternanze di sabbie, limi ed argille, in contesti di piana deltizia; da sabbie prevalenti passanti ad argille e limi e localmente a sabbie ghiaiose, in contesti di piana litorale. Al tetto l'unità presenta localmente un suolo calcareo poco sviluppato di colore grigio-giallastro
	legenda	AES8a - Sintema emiliano-romagnolo superiore - Subsintema di Ravenna - unità di Modena
	etÀ	Olocene
	sigla tessitura	SL
	tessitura	sabbia limosa
deposito	deposito di canale, argine e rotta fluviale	
ambiente	piana alluvionale	

Comune di CALDERARA DI RENO (BO), sezione CTR: 220040

Ambienti deposiz. e litologie (10K) Limo Sabbioso - Piana alluvionale Coperture quaternarie (10K) AES8a - Unità di Modena	 zoom	
	data di ultima modifica	Poligono non aggiornato rispetto al rilievo originale
	sigla	AES8a
	legenda	AES8a - Unità di Modena
	nome	Unità di Modena
	tessitura	Limo Sabbioso
	sigla tessitura	LS
	ambiente	Piana alluvionale
	deposito	Piana alluvionale
	legenda tessitura	Limo Sabbioso - Piana alluvionale

Fig. 2/5: Legenda della precedente cartografia, descrizione delle deposizioni SL e LS.

La geologia profonda ubica l'area in esame in prossimità di una struttura caratterizzata dalla presenza di tre Sovrascorrimenti post- Tortoniani ad andamento indicativamente parallelo che descrivono un'ampia curva

da Nord- Ovest ad Est e che originano importanti rigetti della profondità della base del Pliocene che infatti è compresa fra 5 000 e 8 000 m circa dal p.c. Queste difformità profonde sono normalmente sede di movimenti tellurici, lo sono state nel passato anche recentissimo (come potrà vedersi all'apposito punto della presente relazione) e lo potranno quindi essere anche nel futuro.

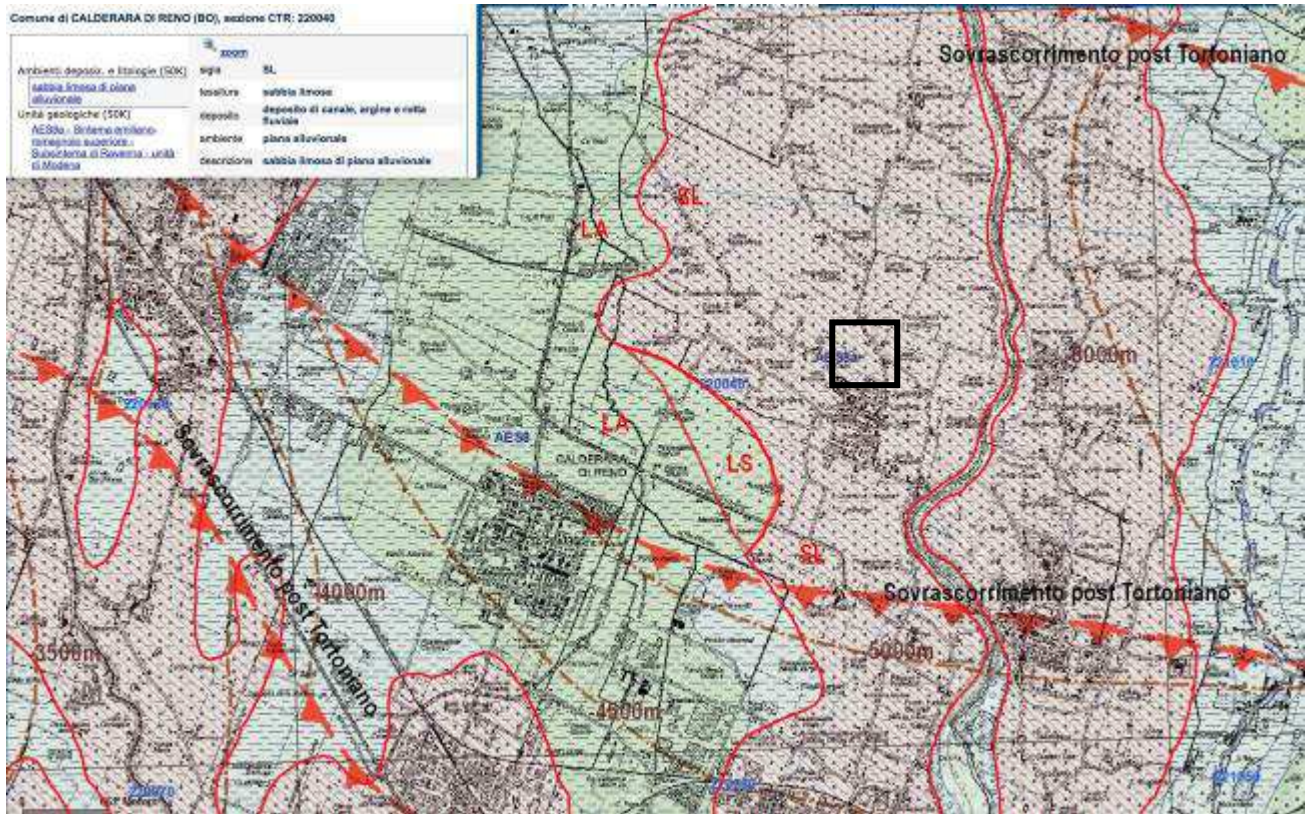
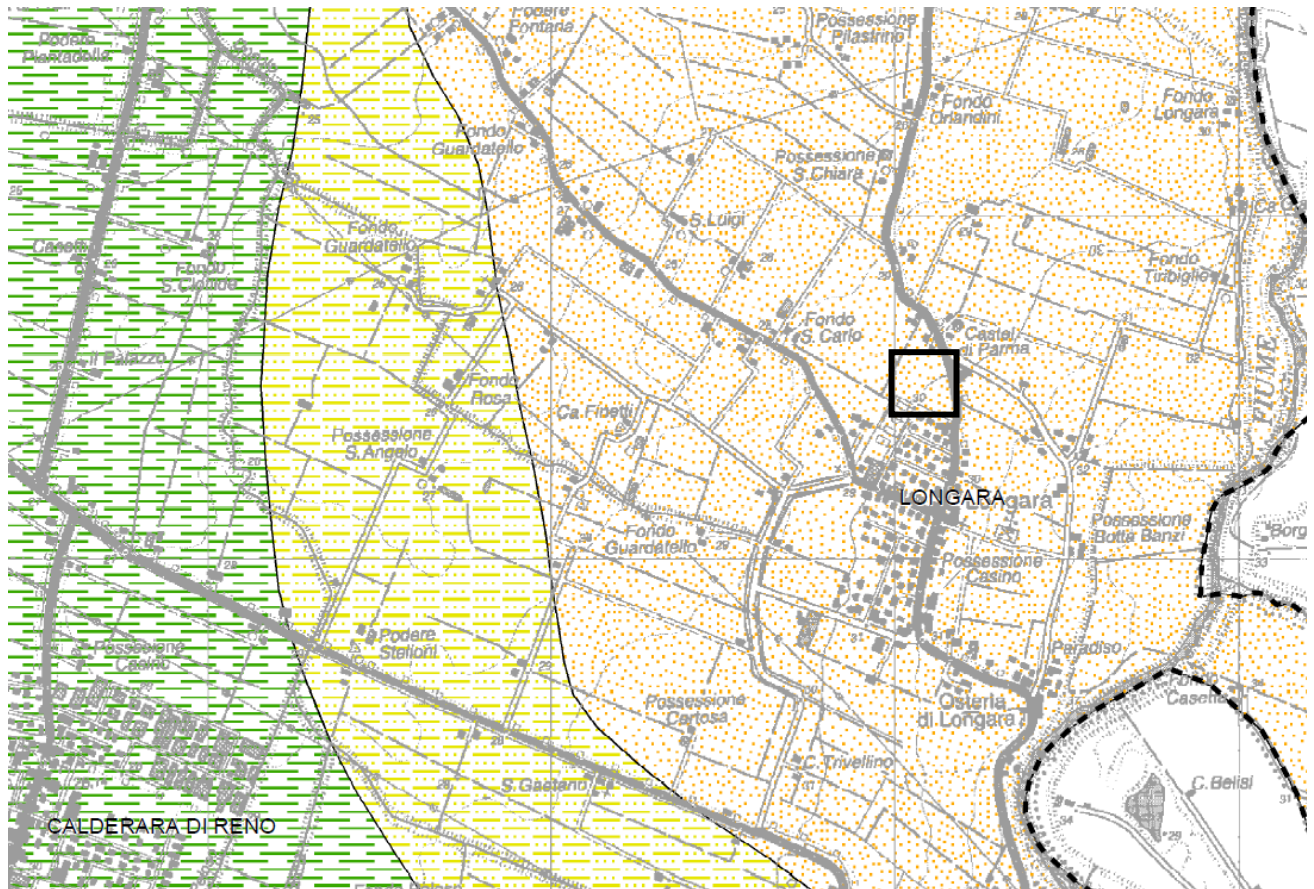


Fig. 2/6: stralcio a scala libera della Cartografia Geologica Regionale di riferimento alla scala 1: 25 000. In rosso le deposizioni di natura SL/LS ascrivibili alle deposizioni di Argine, Canale e Rotta Fluviale. Le deposizioni AL sono invece ascrivibili alla Piana Inondabile. Sono altresì riportati i caratteri di geologia profonda fra cui la profondità in metri dal p.c. della base del Pliocene.

da Cartografia di Pianificazione locale (P.S.C.):



Litologie superficiali





-  Terreni prevalentemente ghiaiosi
-  Terreni prevalentemente sabbiosi
-  Terreni prevalentemente limosi
-  Terreni prevalentemente argillosi

Fig. 2/7: stralcio a scala libera e Legenda della Carta delle Litologie di Superficie (Qc. 6/t1c) del Quadro Conoscitivo (Suolo, Sottosuolo, Acque) del P.S.C. dell'Associazione Intercomunale Terre d'Acqua. Per l'area in esame si individuano Terreni prevalentemente Sabbiosi, ovviamente in riferimento alle litologie presenti in superficie (come da titolo della carta).

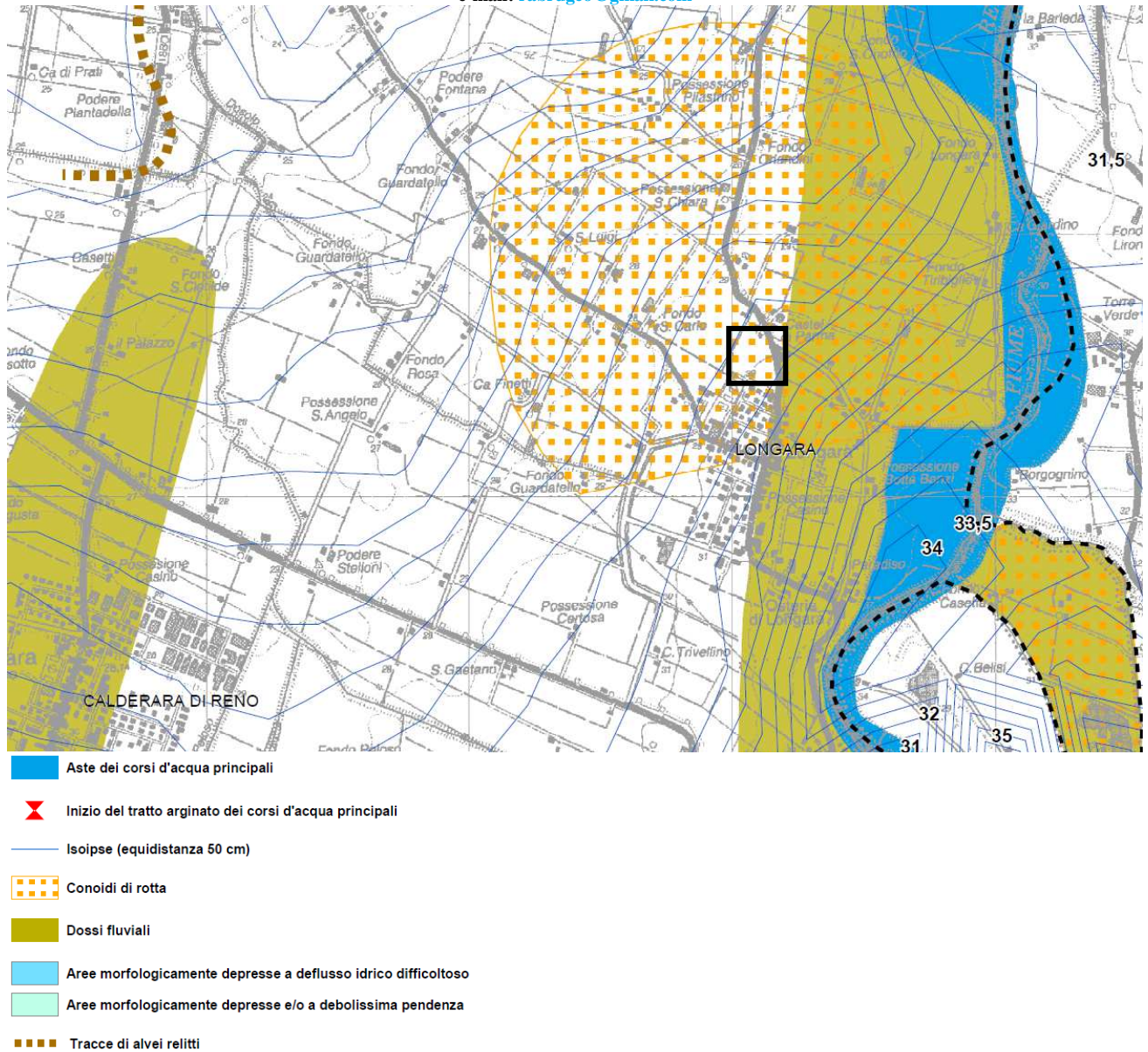


Fig. 2/8: stralcio a scala libera e Legenda della Carta Geomorfologica (Qc. 6/t2c) del Quadro Conoscitivo (Suolo, Sottosuolo, Acque) del P.S.C. dell'Associazione Intercomunale Terre d'Acqua. Per l'area in esame si individua in maniera molto esplicita la presenza del Conoide di Rotta/Esondazione Fluviale in modo del tutto coerente con quanto rilevabile dalle fotografie aeree riportate anche alle Figg. 1/2.

La cartografia del PSC individua per l'area in esame (ed i suoi pressi) la presenza di deposizioni granulari, individuate come Sabbiose per le porzione superficiale. Tali deposizioni sono ascrivibili ad un Ventaglio di Rotta/Esondazione Fluviale di dimensioni rilevanti sul centro del quale è ubicata l'area in esame.

2.2. Dati stratigrafici locali, Penetrometrie, Pozzi, Sondaggi ecc.:

tratti dal data- base della Regione Emilia- Romagna.

Di seguito si riporta l'ubicazione dei dati disponibili all'apposito data- base regionale, più oltre i dati stessi ed apposite sezioni stratigrafiche.

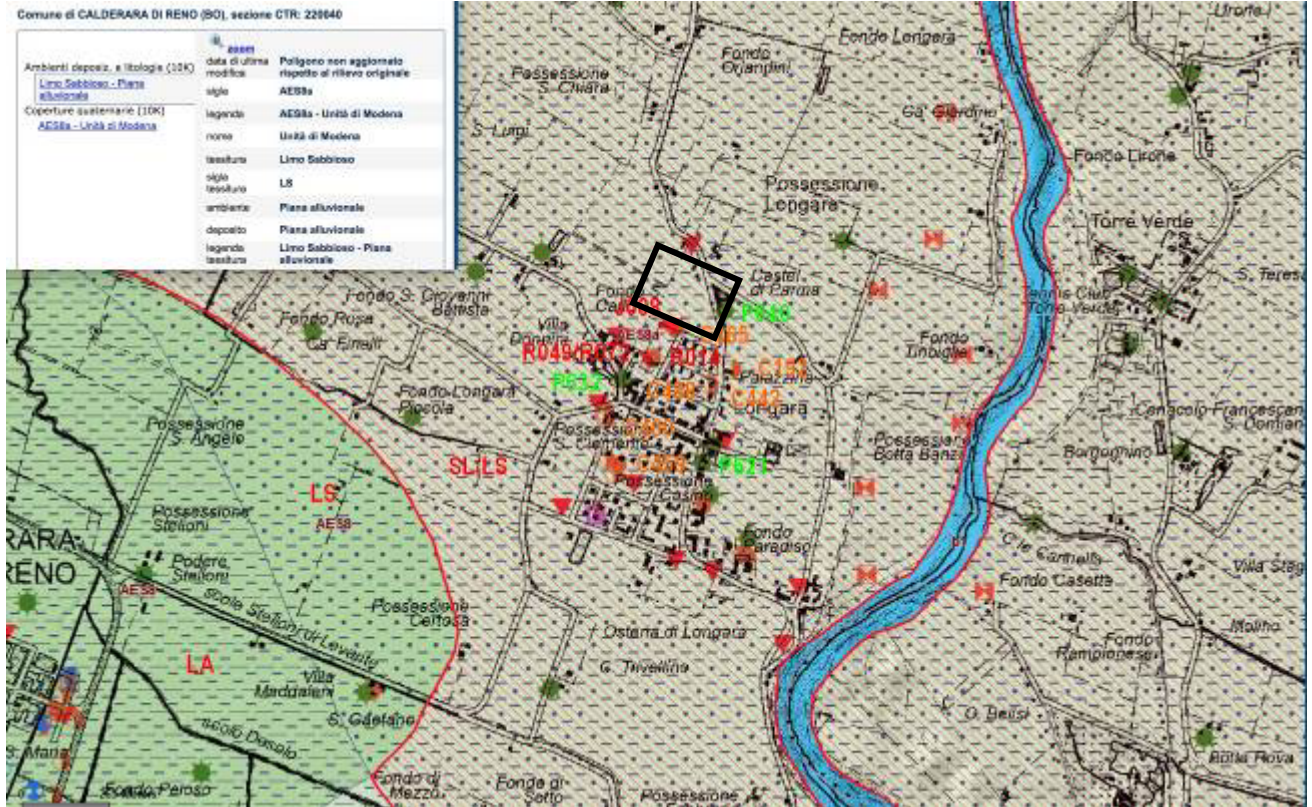


Fig. 2/9: stralcio a scala libera della Cartografia Geologica Regionale di riferimento alla scala 1: 10 000. In rosso le deposizioni di natura SL/LS ascrivibili alle deposizioni di Argine, Canale e Rotta Fluviale. Si riporta l'ubicazione dei punti di indagine di bibliografia (tratti dall'apposito sito regionale) che verranno di seguito riportati.

GEO-SERVICE di BASSI Dr. FABIO

Via Jussi, 174/A
40068 San Lazzaro di Savena (BO)

Rifer. 370-01

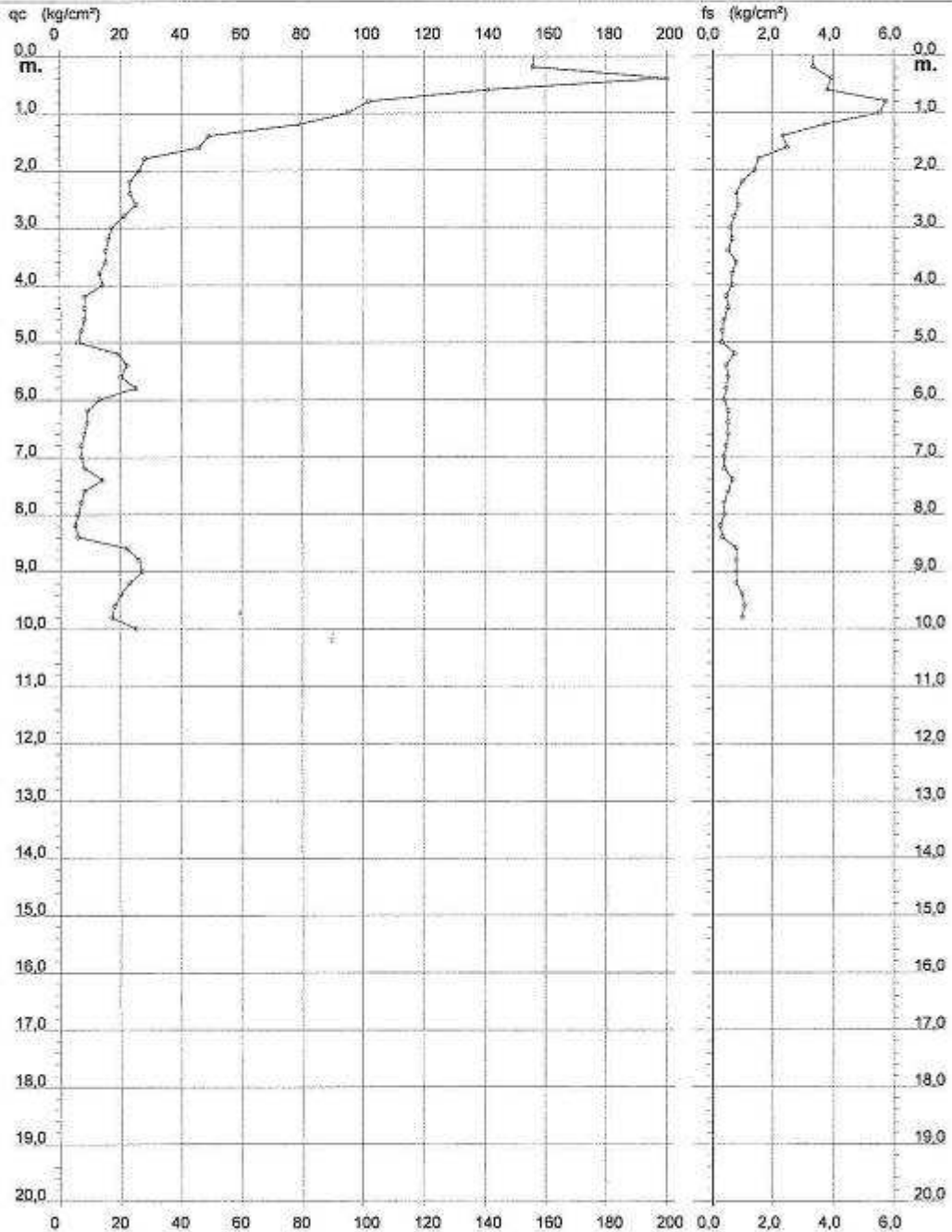
**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 1

2.01PG05-037

- committente : Studio BL - Dott. Geol. Bergozzi M.
- lavoro :
- località : BO - Calderara di Reno, via Longarola 72-74
- note : Pareti foro crollate ad estrazione aste.

- data : 09/07/2003
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- scala vert.: 1 : 100



Software by: Dr. D. MERLIN - 0425840820

Fig. 2/10: CPT C192.

Studio di Geologia Tarabusi

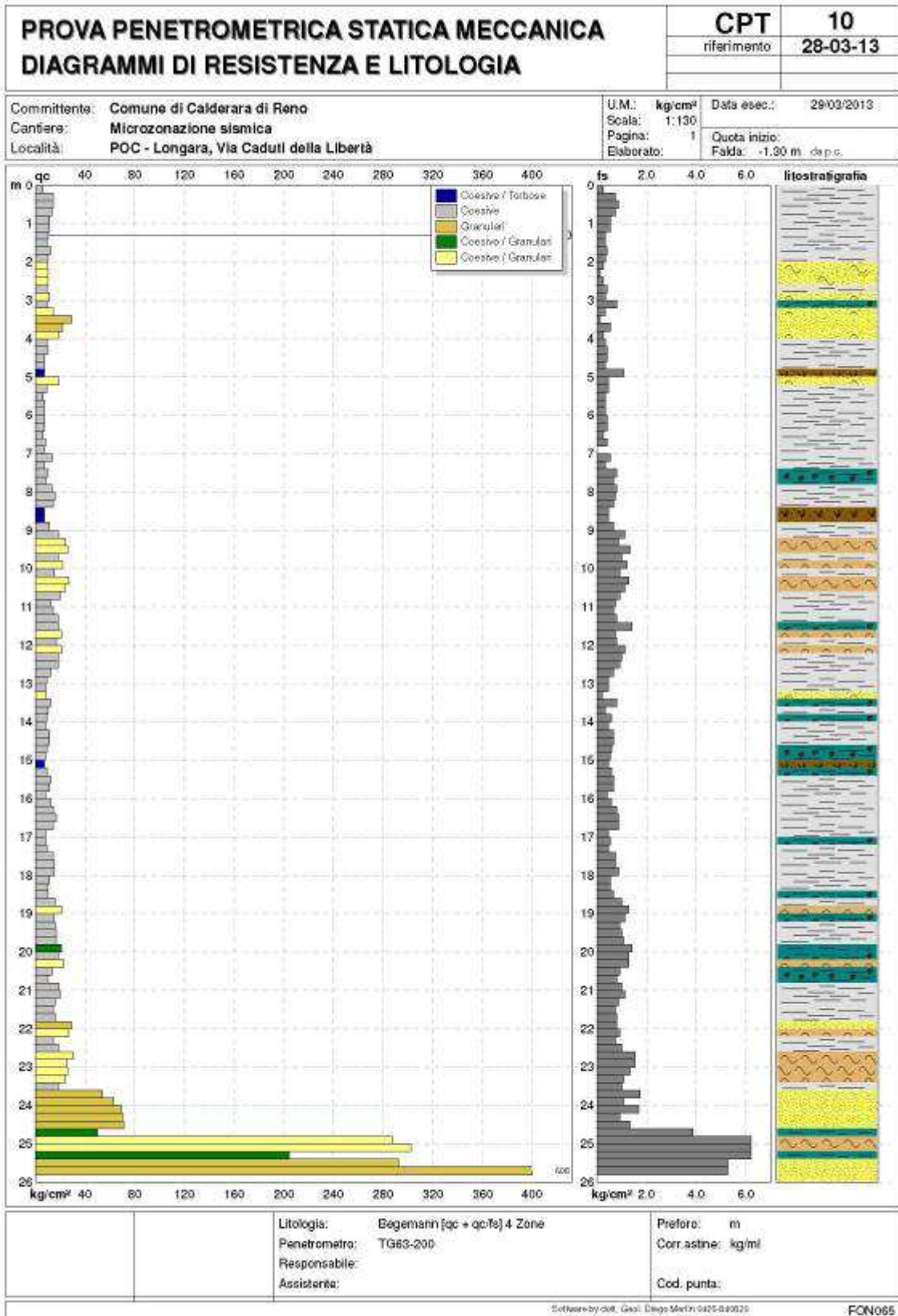


Fig. 2/11: CPT C442.

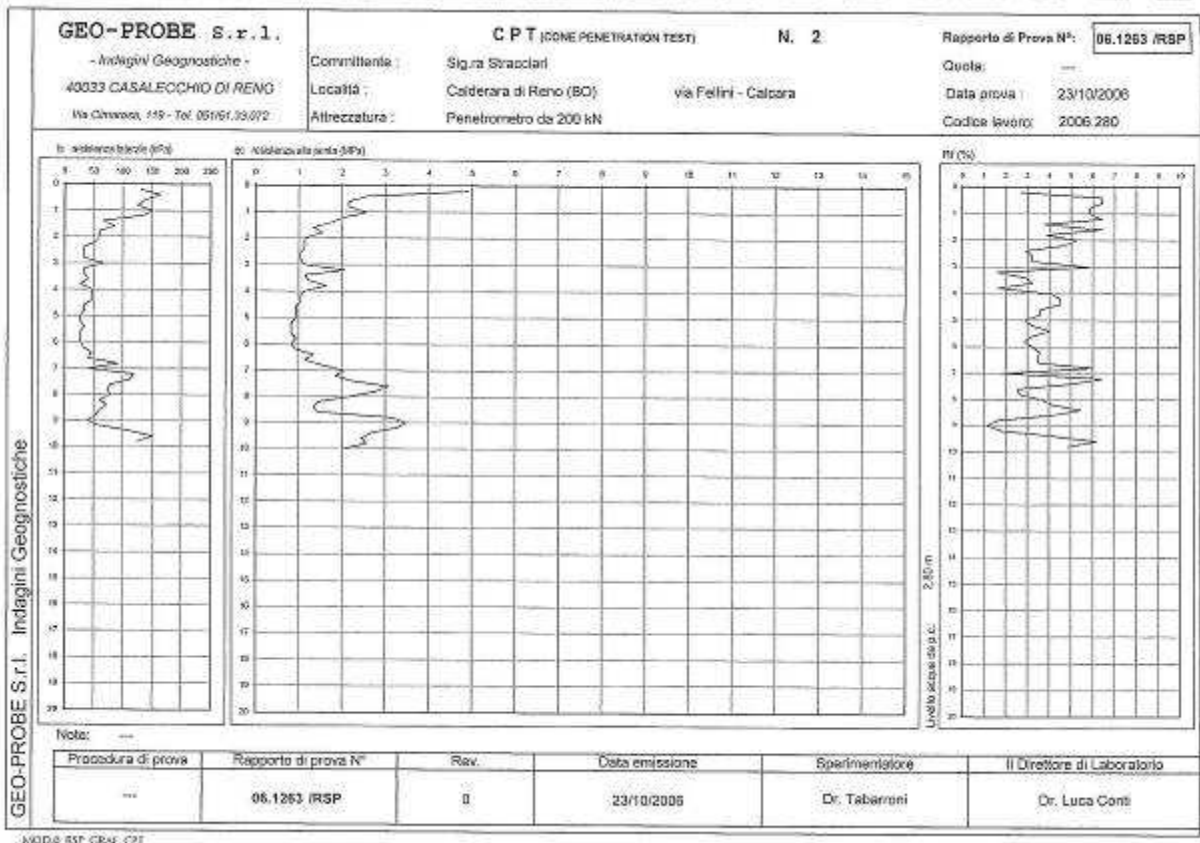


Fig. 2/13: CPT C460.

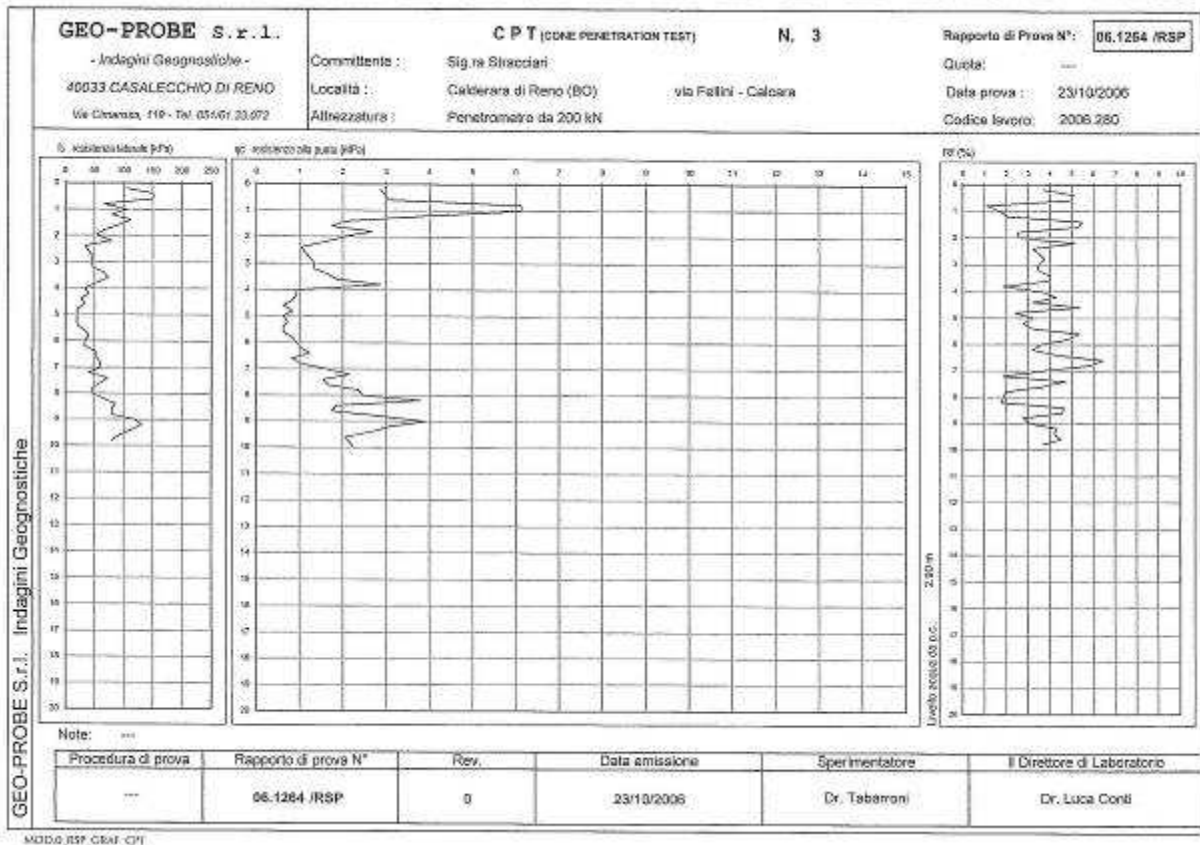


Fig. 2/14: CPT C465.

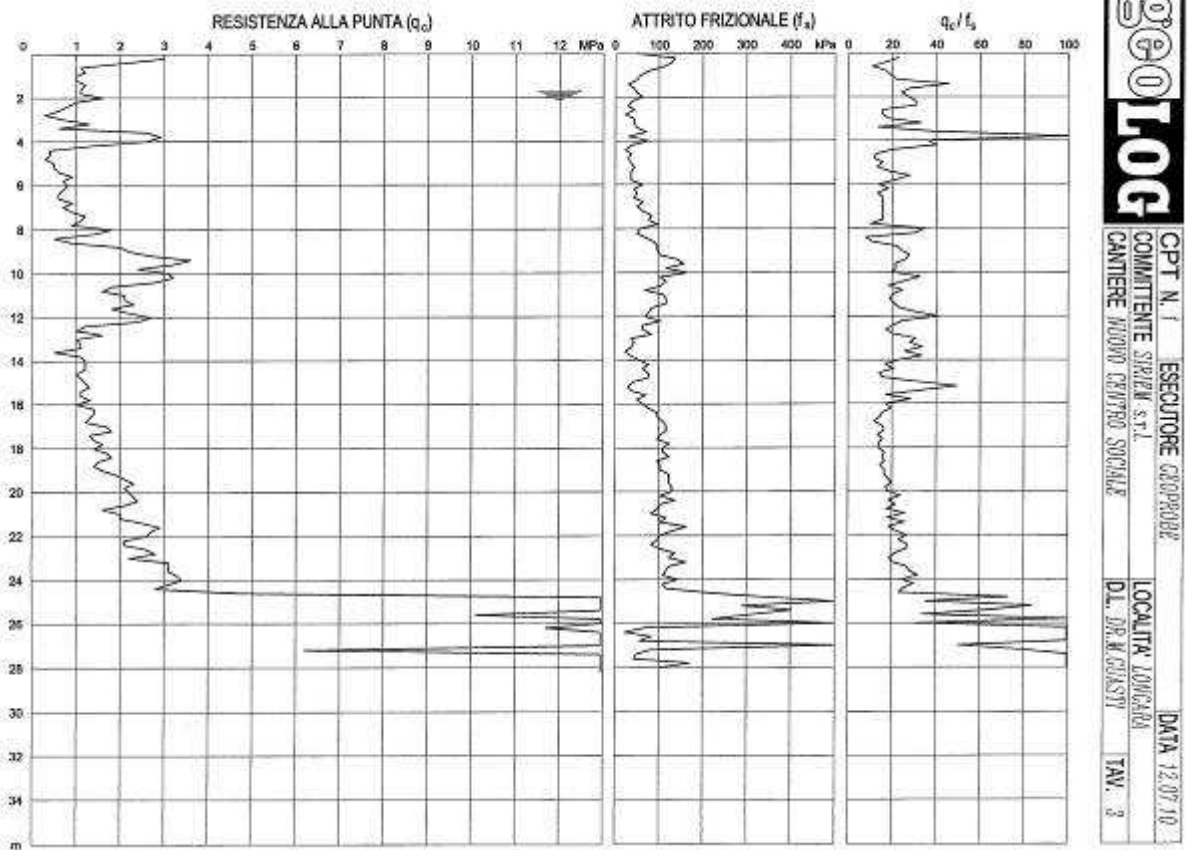


Fig. 2/15: CPT C488.

220FP621

214

la-Romagna

POZZO AD USO DOMESTICO

scheda di denuncia

COMPRESORIO COMUNE NUMERO PROGRESSIVO

-Ditta titolare del pozzo: Beneficio par. S. Michele arc. di Longera
 residente a Caltore di Reno in Via Longerola 582

-Pozzo in Frazione: Longera, Località Longera, Mapp.N° 1211

-Data perforazione: 1960; -Ditta perforatrice: Persico Gustavo

● Parte riservata alla Ditta

-Caratteristiche del pozzo:
 avanpozzo (si o no): si
 Ø dei tubi: mm. 60
 profondità mt. 30

Usi cui è destinata l'acqua

-familiare

-abbeveraggio bestiame

-inaffiamento orto

-inaffiamento giardino

-Portata: lt./sec. 1
 -Consumo giornaliero: no
ql. 3

La Ditta sottoscritta afferma, sotto la propria responsabilità, che la presente dichiarazione è completa e veritiera:

data: 3.10.97
 firma: Persico Minarini

Parte riservata all'Ufficio Tecnico Com.le

Localizzazione del pozzo

Longit.	<input type="checkbox"/>	Latit.	<input type="checkbox"/>	Ha.	<input type="checkbox"/>
---------	--------------------------	--------	--------------------------	-----	--------------------------

Quota piano campagna: m.s.l.m.

STRATIGRAFIA DEL TERRENO

Natura dei terreni e indicazione delle falde acquifere attraversate (fenestrate)

-da mt. 0 a mt. 20
argilla chiara

-da mt. 20 a mt. 24
sabbia grossa

-da mt. 24 a mt. 25,5
torba

-da mt. 25,5 a mt. 30
ghiaia

-da mt. _____ a mt. _____

-da mt. _____ a mt. _____

Livello statico : mt. 16

Il Tecnico Comunale

N.B. : Qualora la Ditta sia in possesso di referti di analisi dell'acqua del pozzo, rilasciati da Laboratori o Gabinetti, è invitata ad allegarne copia.

Fig. 2/16: Pozzo per Acqua P621.

220FP632

32✓

Regione Emilia-Romagna

→ Scheda da ritornare al Genio Civile

Categoria N°

--	--	--	--

--	--	--	--

COMPENSORIO

COMUNE-Istat

Città ZUNARELLI GIORGIO e PIANA FRANCO

Residente a Sala Bolognese in Via Sbelloni

Pozzo ad uso industriale in Comune di Calderara di Reno

Irrigazione Longara Località _____ Mapp. N° 114 / Fg. 24

Data di ultimazione della perforazione: 1970

Città perforatrice: Gustavo Paradisi

CARATTERISTICHE DEL POZZO	
Avanpozzo (si o no)	<u>no</u>
di diametro interno tubi mm.	<u>100</u>
di profondità mt.	<u>30</u>

EQUIPAGGIAMENTO	
tipo della pompa	<u>Aturia</u>
potenza cv	<u>1,5</u>
kw	<u>220</u>
prevalenza mt.	<u>50</u>
portata lt/sec.	<u>2</u>

Livello statico mt. 16

Portata pozzo: lt/sec. 2,5

Superficie irrigata:

ha. _____ are _____ ca. _____

Consumo giornaliero (24 ore):

metri cubi 20

STRATIGRAFIA DEL TERRENO		Falde captate
Indicare la natura dei terreni e le FAIDE ACQUIFERE attraversati		
-da mt. <u>0</u> a mt. <u>21</u>	<u>argilla</u>	
-da mt. <u>21</u> a mt. <u>30</u>	<u>ghiaia</u>	
-da mt. _____ a mt. _____		
-da mt. _____ a mt. _____		
-da mt. _____ a mt. _____		
-da mt. _____ a mt. _____		
-da mt. _____ a mt. _____		
-da mt. _____ a mt. _____		

Localizzazione del pozzo										
Long.	<u>3</u>	<u>6</u>	<u>6</u>	Lat.	<u>4</u>	<u>2</u>	<u>4</u>	Ha.	<u>1</u>	<u>4</u>
Quota piano campagna: m.s.l.m.										

La Ditta sottoscritta afferma, sotto la propria responsabilità, che la presente dichiarazione è completa e veritiera.

Data 13 dic. 1977

Firma _____

Gustavo Paradisi
Piana Franca

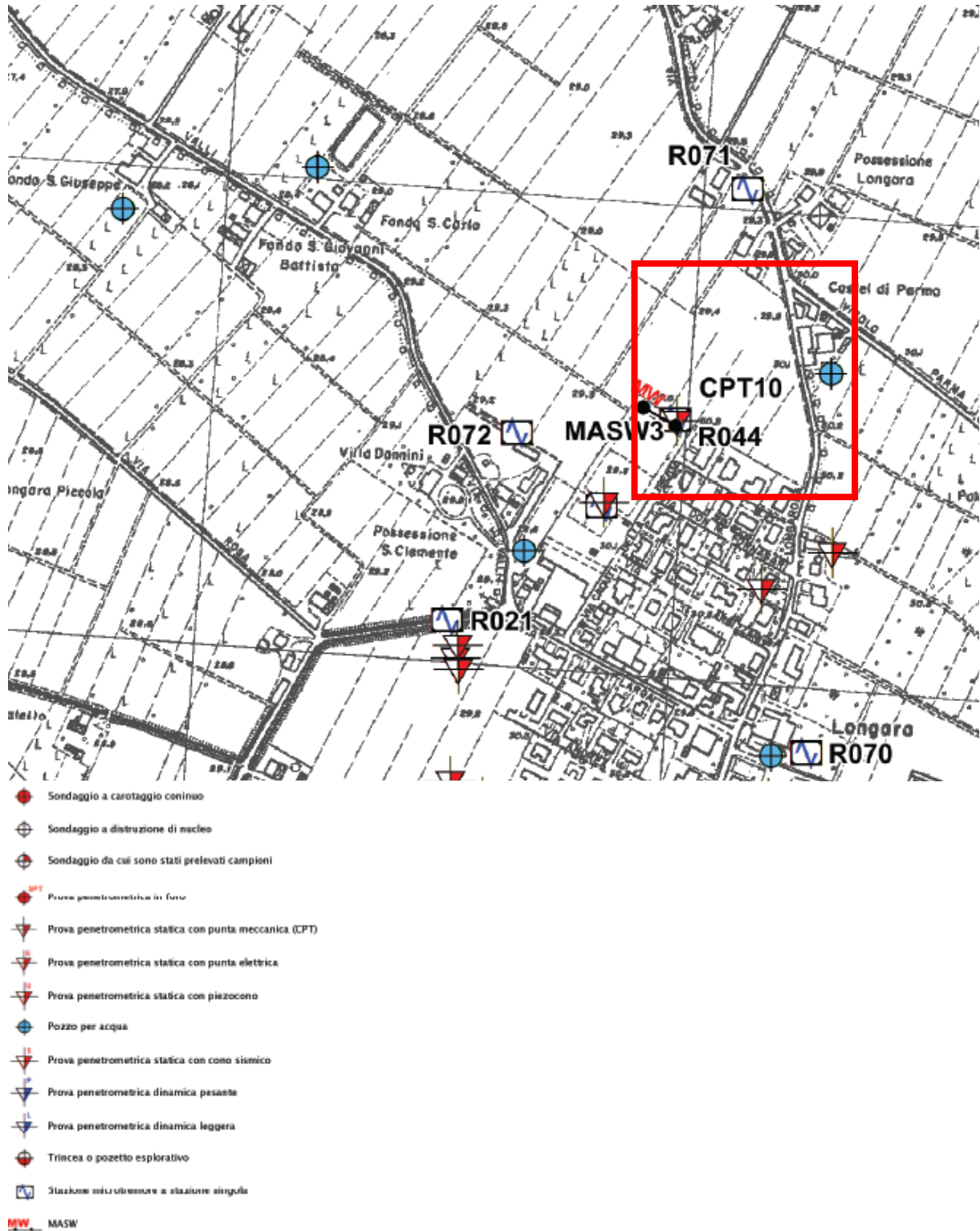
ANNOZZIONI: _____

N.B. : Qualora la Ditta sia in possesso di referti di analisi dell'acqua del pozzo, rilasciati da Laboratori o Gabinetti, è invitata ad allegare copia

Fig. 2/17: Pozzo per Acqua P632.

Dallo Studio di Microzonazione Sismica di II Livello (MSIIL):

si riportano le indagini relative all'area in esame ed ai suoi immediati pressi alle quali si è riferita la MSIIL, si noti che alcune di dette indagini sono le stesse sopra riportate.



Le indagini eseguite per lo studio di microzonazione sismica sono contraddistinte dalla sigla della prova a fianco del simbolo

Fig. 2/19: Ubicazione a Scala Libera delle indagini di MSIIL e Legenda (Stralcio della Tav. 1).
La CPT 10 è già stata riportata alla Fig. 2/11 alla quale si rimanda.

Dallo Studio di Microzonazione Sismica di III Livello (MSIHL):

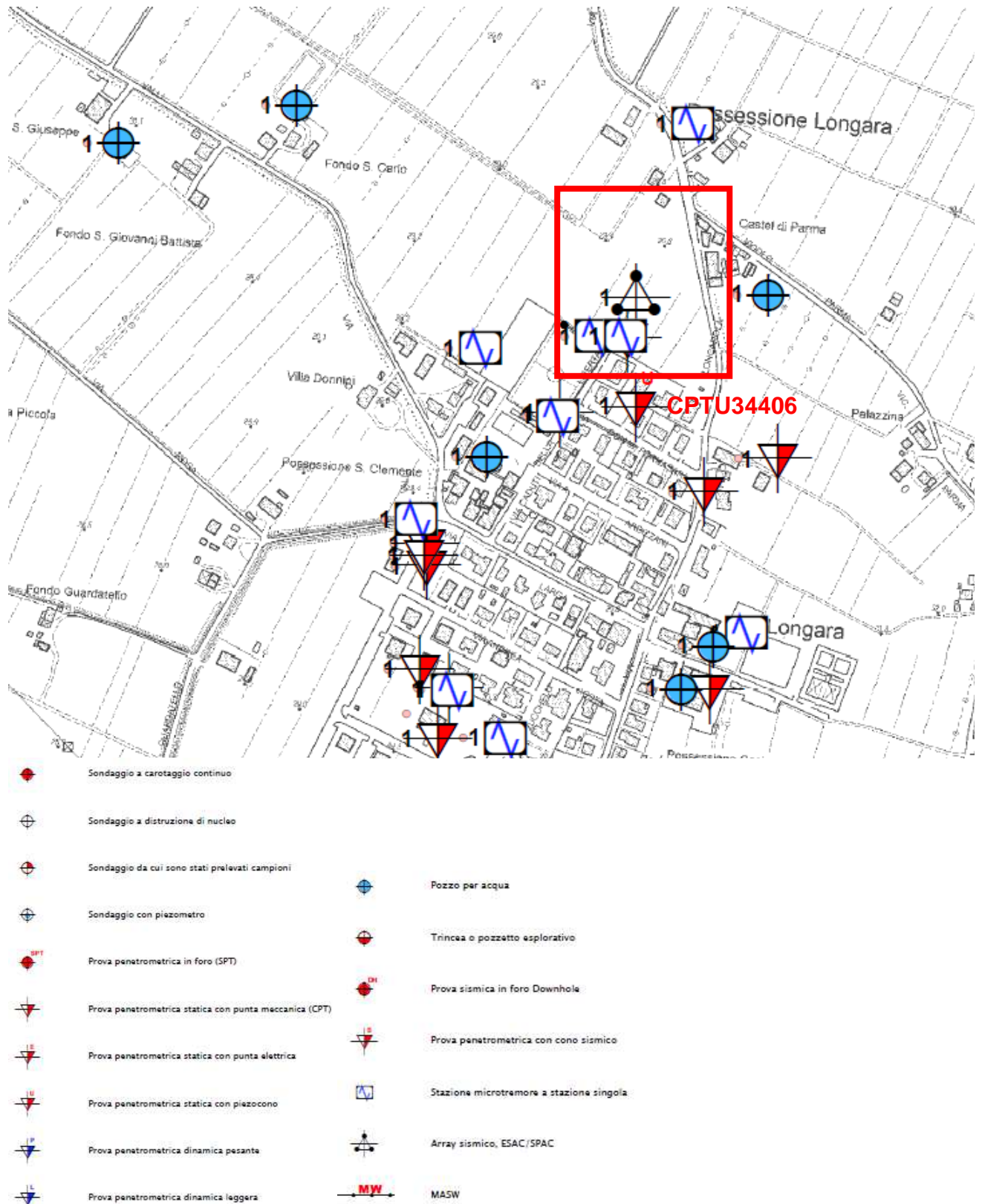


Fig. 2/20: Fig. 2/19: Ubicazione a Scala Libera delle indagini di MSIHL e Legenda (Stralcio della Tav. 1).
 La CPT 10 è già stata riportata alla Fig. 2/11 alla quale si rimanda.
 Di seguito si riporta la CPTU34406.

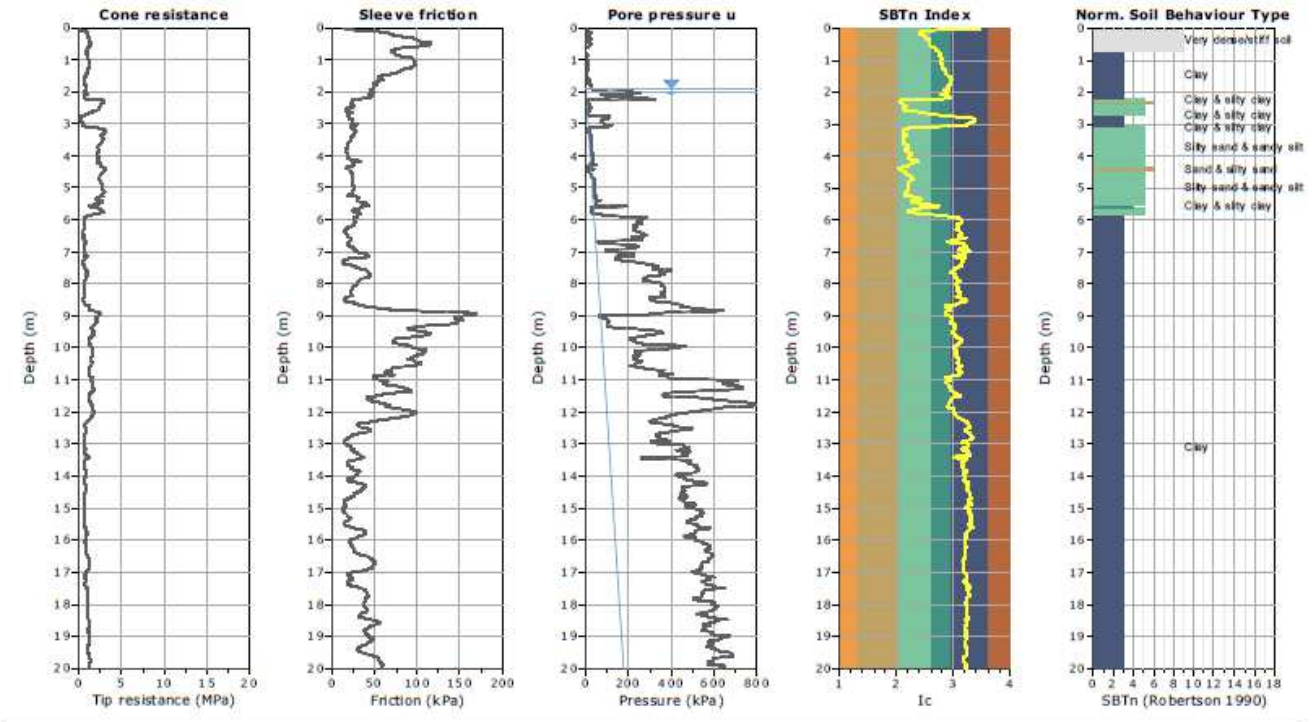


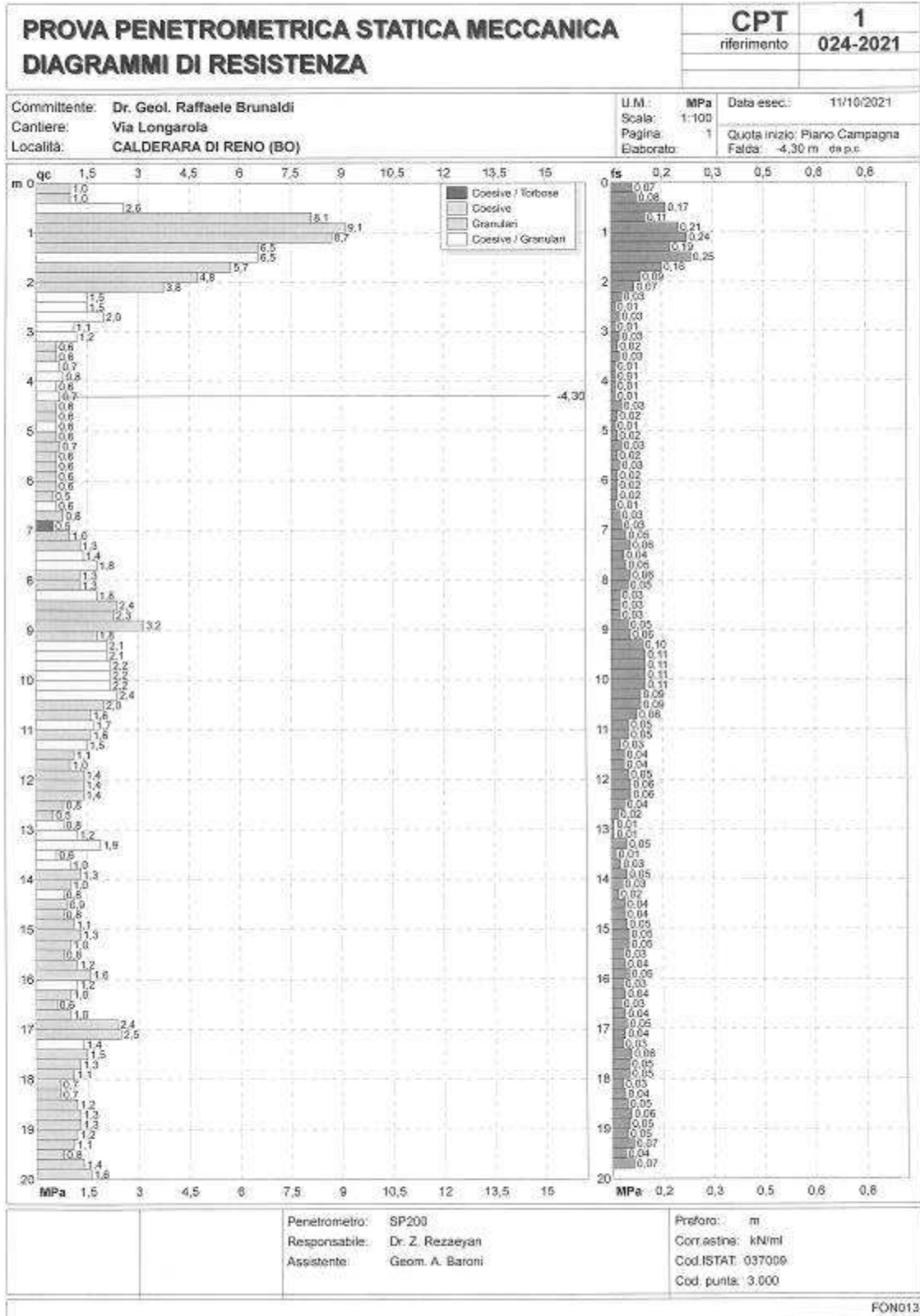
Fig. 2/21: CPTU 34406 MSIIL.

Nella sostanza, dall'analisi di tutta questa mole di dati si può rilevare come l'assetto lito- stratigrafico locale è caratterizzato dalla presenza superficiale di litotipi granulari di natura Sabbioso- Limosa/Limoso- Sabbiosa che sono seguiti da Argille ed in seguito da Argille- Limose o Limi- Argillosi. I litotipi più fini rappresentano le deposizioni di valle- palude sulle quali il paleo Reno divagava e le deposizioni granulari superficiali (di spessore sino a 3 metri circa) rappresentano l'ultimo Ventaglio di Esondazione. Le deposizioni granulari presenti fra 7 e 10 metri circa dal p.c. rappresentano o un'antica definizione del paleo corpo idrico o un più antico episodio di esondazione. Da profondità comprese fra 20 e 30 metri circa compaiono le Ghiaie.

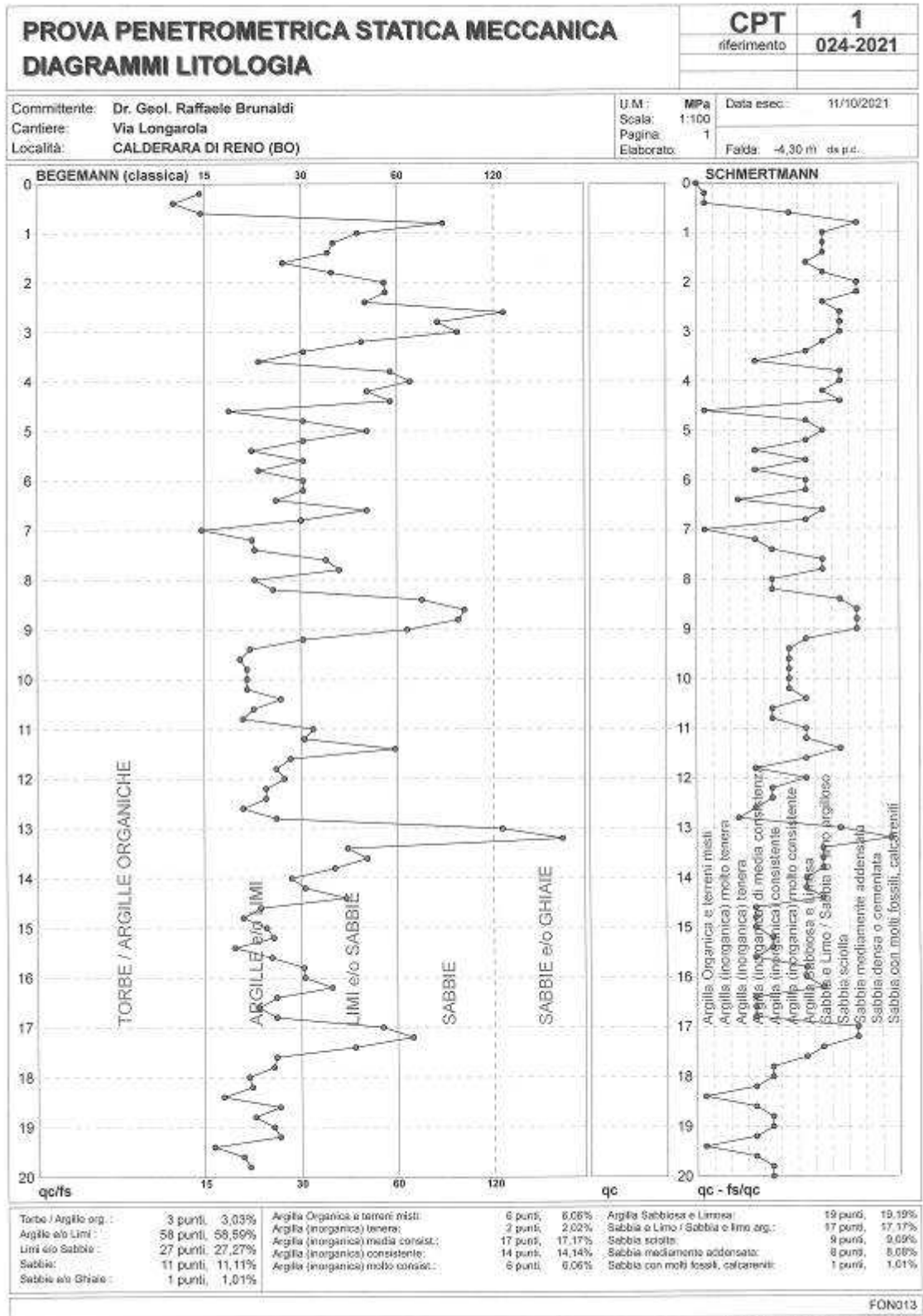
2.3 Dati Stratigrafici locali derivanti dalle indagini appositamente eseguite sull'area di Lottizzazione:

Di seguito si riportano le risultanze delle indagini penetrometriche eseguite sull'area in esame, come ubicate alle Figg. 1/2 e 1/3 alle quali si rimanda.

SILGEO s.a.s di M. Sileo & C.



SILGEO s.a.s di M. Sileo & C.



Via della Paglia 26 - 44121 Ferrara Tel 0532/472702 - info@silgeo.it

Fig. 2/21: CPT1. L'indagine è stata eseguita per lo scrivente dalla Ditta Silgeo di Ferrara con penetrometro tipo Gouda da 20 Ton dotato di Punta Begemann atta al rilievo dell'attrito laterale. Lo strumento è regolarmente mantenuto e tarato.

Studio di Geologia Raffaele Brunaldi
44011 Argenta (FE) Via A. Da Brescia 5/B,
tel. 0532/852858 fax 0532/1867152 – cell. 3355373693

1

METODOLOGIA E RISULTATI DELL'INDAGINE

Le prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm/s} \pm 0.5 \text{ cm/s}$).

La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta (martinetto idraulico) opportunamente ancorato al suolo (ovvero zavorrato), che agisce su una batteria doppia di aste (aste esterne cave e aste interne piene coassiali), alla cui estremità inferiore è collegata la punta.

Lo sforzo necessario per l'infissione viene determinato a mezzo di un opportuno sistema di misura, collegato al martinetto idraulico.

La punta conica (tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante per la misura dell'attrito laterale (punta/manicotto tipo 'Begemann').

Le dimensioni della punta/manicotto sono standardizzate, e precisamente:

- diametro di base del cono $\varnothing = 35.7 \text{ mm}$
- area della punta conica $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo apertura del cono $\alpha = 60^\circ$
- superf. laterale manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$.

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'approfondimento.

Nei diagrammi e tabelle allegate sono riportati i seguenti valori di resistenza (rilevati dalle letture di campagna, durante l'infissione dello strumento) :

- $R_p \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ = resistenza alla punta(conica)
- $R_L \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ = resistenza laterale (manicotto)

(la resistenza alla punta R_p e la resistenza laterale R_L sono rilevate a intervalli regolari di 20 cm).

Studio di Geologia Raffaele Brunaldi

44011 Argenta (FE) Via A. Da Brescia 5/B,
tel. 0532/852858 fax 0532/1867152 – cell.3355373693

2

ELABORAZIONE DATI PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

Oltre all'elaborazione dei valori di resistenza del sottosuolo, vengono fornite utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati, in base al rapporto R_p/RL fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro (Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977), ovvero in base ai valori di R_p e del rapporto $FR = (RL/R_p) \%$ (esperienze di Schmertmann - 1978).

Sempre con riferimento alle prove penetrometriche statiche CPT, nelle tavole allegate sono riportate indicazioni concernenti i principali parametri geotecnici (coesione non drenata C_u , angolo di attrito interno efficace ϕ' , densità relativa D_r , modulo edometrico M_o , moduli di deformazione non drenato E_u e drenato E' , peso di volume γ , ecc.), nonché valutazioni riguardanti la capacità portante e i cedimenti di fondazioni di forma e tipo diversi.

I cedimenti vengono valutati in via approssimata con il metodo edometrico nella ipotesi di consolidazione monodimensionale del sottosuolo, sulla scorta di opportune correlazioni fra la resistenza alla punta R_p e il modulo di deformazione edometrico M_o .

Le elaborazioni sopra citate (effettuate mediante un programma di calcolo automatico) fanno riferimento a esperienze e ricerche condotte in vari Paesi da diversi Autori (vedi bibliografia in allegato), nonché a conoscenze personali da parte di chi scrive.

In assenza di prove geotecniche di laboratorio (su campioni indisturbati di terreno), le suddette correlazioni hanno ovviamente validità orientativa.

LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

Valutazioni in base al rapporto: $F = (Rp / RL)$

(Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977)

valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

F = Rp / RL	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
F < 15	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
15 < F ≤ 30	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
30 < F ≤ 60	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
F > 60	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di Rp e di FR = (RL / Rp) % :

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$ di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato (inalterato) , per depositi coesivi.

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA

Strumento utilizzato:

PENETROMETRO STATICO OLANDESE tipo GOUDA (tipo meccanico).

Caratteristiche:

- punta conica meccanica \varnothing 35.7 mm, angolo di apertura $\alpha = 60^\circ$ - (area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$)
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' (\varnothing 35.7 mm - h 133 mm - sup. lat. Am. = 150 cm^2)
- velocità di avanzamento costante $V = 2 \text{ cm / sec}$ ($\pm 0,5 \text{ cm / sec}$)
- spinta max nominale dello strumento S_{max} variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione (lett. \Rightarrow Spinta) $C_t = \text{SPINTA (Kg) / LETTURA DI CAMPAGNA}$

fase 1 - resistenza alla punta $R_p \text{ (Kg / cm}^2 \text{)} = (L. \text{ punta}) C_t / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale $RL \text{ (Kg / cm}^2 \text{)} = [(L. \text{ laterale}) - (L. \text{ punta})] C_t / 150$

fase 3 - resistenza totale $R_t \text{ (Kg)} = (L. \text{ totale}) C_t$

$R_p / RL = \text{'rapporto Begemann'}$

- L. punta = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta (fase 1)
- L. laterale = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)
- L. totale = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

N.B. : la spinta $S \text{ (Kg)}$, corrispondente a ciascuna fase, si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione C_t .

N.B. : causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale locale RL viene computata 20 cm sopra la punta.

CONVERSIONI

1 kN (kiloNewton) = 1000 N \approx 100 kg = 0,1 t - 1MN (megaNewton) = 1000 kN = 1000000 N \approx 100 t

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m² = 0,001 MN/m² = 0,001 MPa \approx 0,1 t/m² = 0,01 kg/cm²

1 MPa (MegaPascal) = 1 MN/m² = 1000 kN/m² = 1000 kPa \approx 100 t/m² = 10 kg/cm²

kg/cm² = 10 t/m² \approx 100 kN/m² = 100 kPa = 0,1 MN/m² = 0,1 Mpa

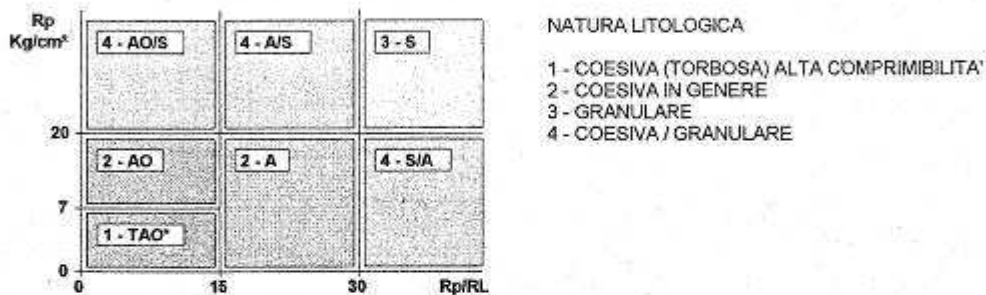
1 t = 1000 kg \approx 10 kN

LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI

SCELTE LITOLOGICHE (validità orientativa)

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto R_p / R_L
 (Begemann 1965 -Raccomandazioni A.G.I. 1977), prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

- $R_p \leq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni COESIVI anche se $(R_p / R_L) > 30$
 $R_p \geq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni GRANULARI anche se $(R_p / R_L) < 30$



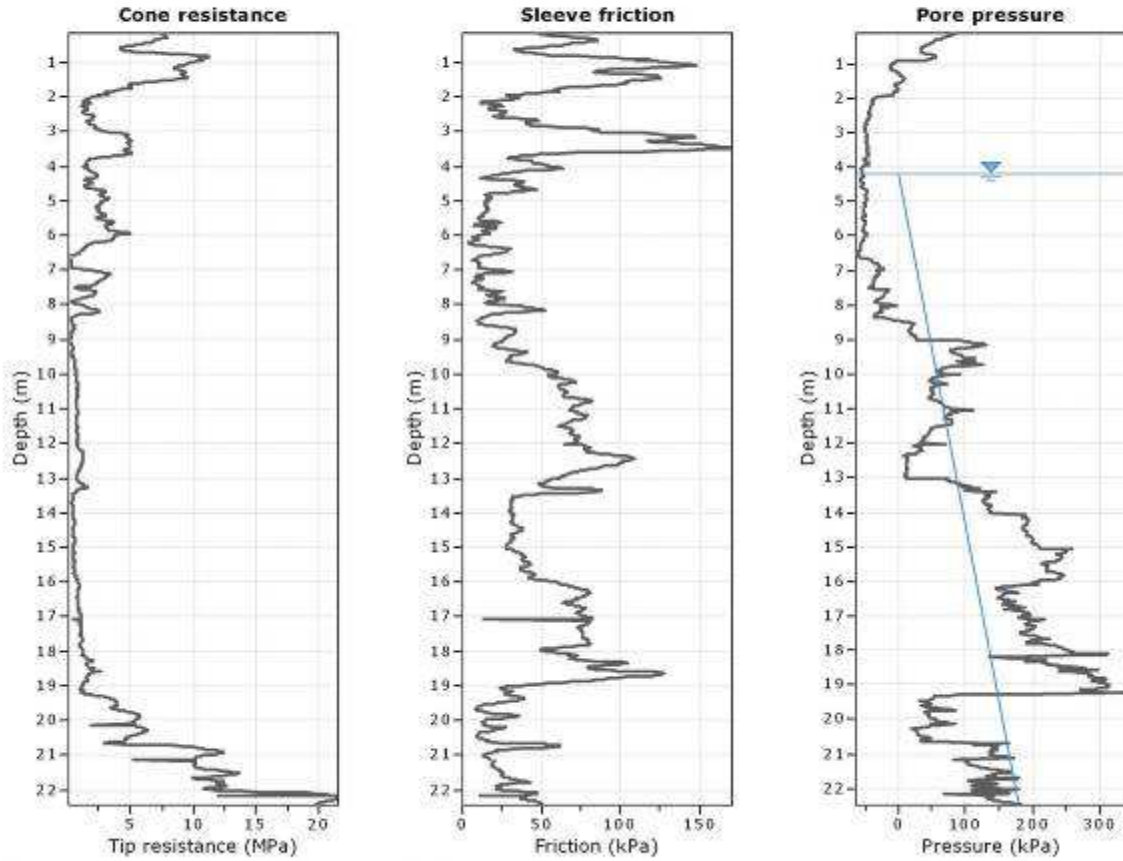
PARAMETRI GEOTECNICI (validità orientativa) - simboli - correlazioni - bibliografia

- γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : γ' - R_p - natura]
 (Terzaghi & Peck 1967 -Bowles 1982)
- σ'_{vo} = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')
- C_u = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : C_u - R_p]
- OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - C_u - σ'_{vo}]
 (Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)
- E_u = modulo di deformazione non drenato (terr.coes.) [correl. : E_u - C_u - OCR - I_p I_p = ind.plast.]
 E_{u50} - E_{u25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976)
- E' = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [correlazioni : E' - R_p]
 E'_{50} - E'_{25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (coeff. di sicurezza $F = 2 - 4$ rispettivamente)
 (Schmertmann 1970 / 1976 - Jamiolkowski et al. 1983)
- M_o = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [correl. : M_o - R_p - natura]
 (Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973)
- D_r = densità relativa (terreni gran. N. C. - normalmente consolidati)
 [correlazioni : D_r - R_p - σ'_{vo}] (Schmertmann 1976)
- ϕ' = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : ϕ' - D_r - R_p - σ'_{vo}]
 (Schmertmann 1978 - Durgunoglu & Mitchell 1975 - Meyerhof 1956 / 1976)
 ϕ'_{1s} - (Schmertmann) sabbia fine uniforme ϕ'_{2s} - sabbia media unif./ fine ben gradata
 ϕ'_{3s} - sabbia grossa unif./ media ben gradata ϕ'_{4s} - sabbia-ghiaia poco lim./ ghiaietto unif.
 ϕ'_{dm} - (Durgunoglu & Mitchell) sabbie N.C. ϕ'_{my} - (Meyerhof) sabbie limose
- A_{max} = accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)
 (g = acc.gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (A_{max}/g) - D_r]

Figg. 2/22: illustrazione del metodo di indagine utilizzato.

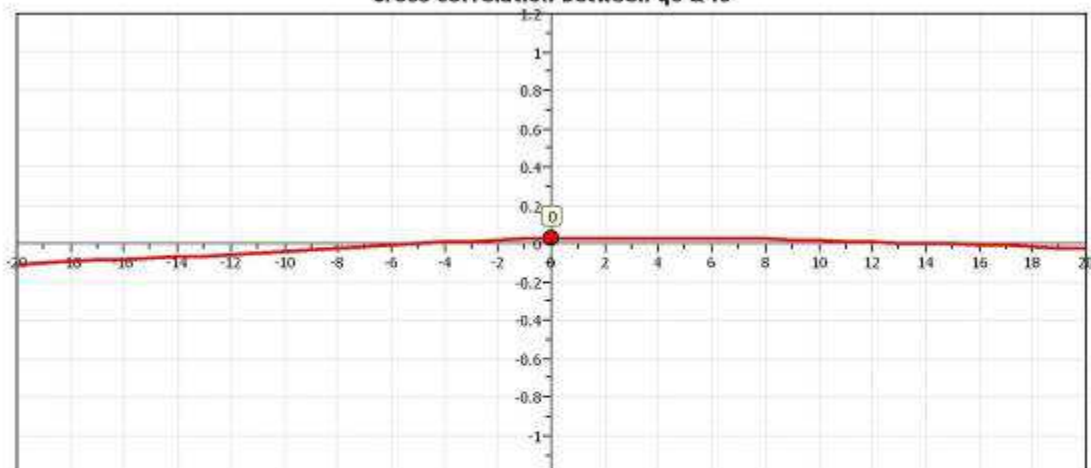
Project: CPTU2

Location: Longara, Comune di Calderara di Reno (BO)



The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw qc and fs values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).

Cross correlation between qc & fs

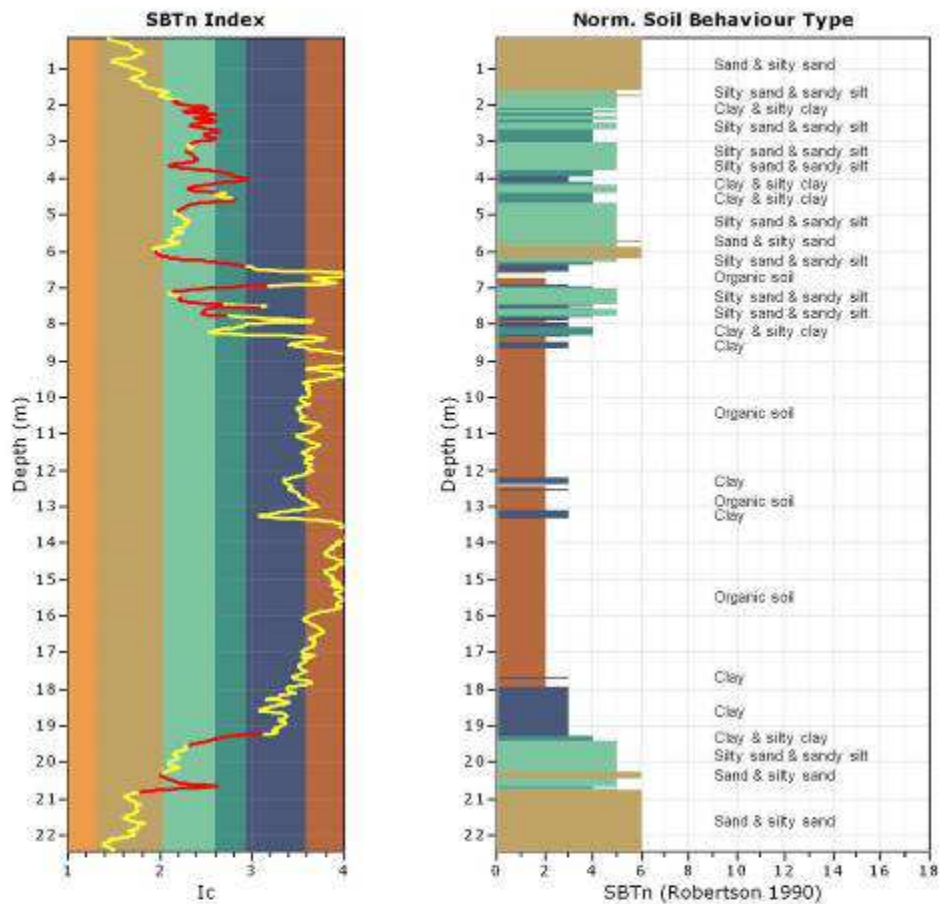


TRANSITION LAYER DETECTION ALGORITHM REPORT
Summary Details & Plots

Short description

The software will delete data when the cone is in transition from either clay to sand or vice-versa. To do this the software requires a range of I_c values over which the transition will be defined (typically somewhere between $1.80 < I_c < 3.0$) and a rate of change of I_c . Transitions typically occur when the rate of change of I_c is fast (i.e. ΔI_c is small).

The SBT_n plot below, displays in red the detected transition layers based on the parameters listed below the graphs.



Transition layer algorithm properties

I_c minimum check value: 1.70
 I_c maximum check value: 3.00
 I_c change ratio value: 0.0010
 Minimum number of points in layer: 4

General statistics

Total points in CPT file: 1116
 Total points excluded: 249
 Exclusion percentage: 22.31%
 Number of layers detected: 24

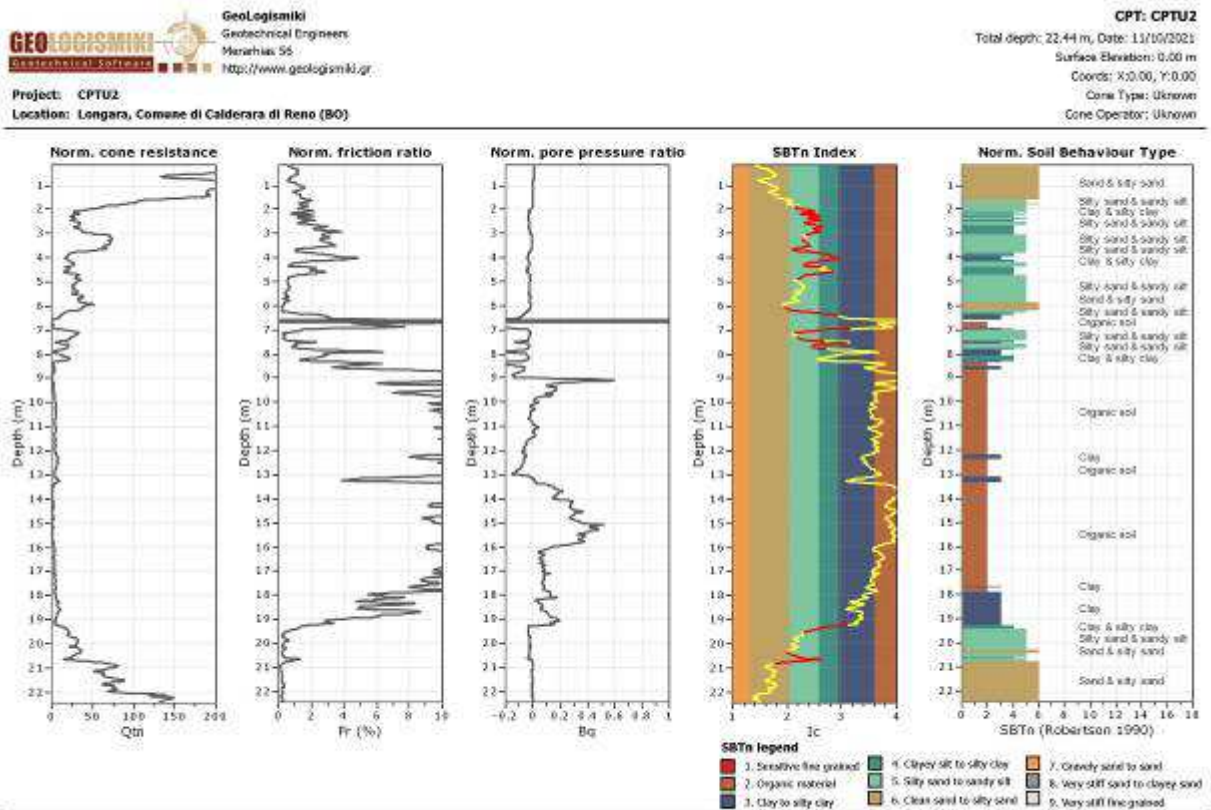
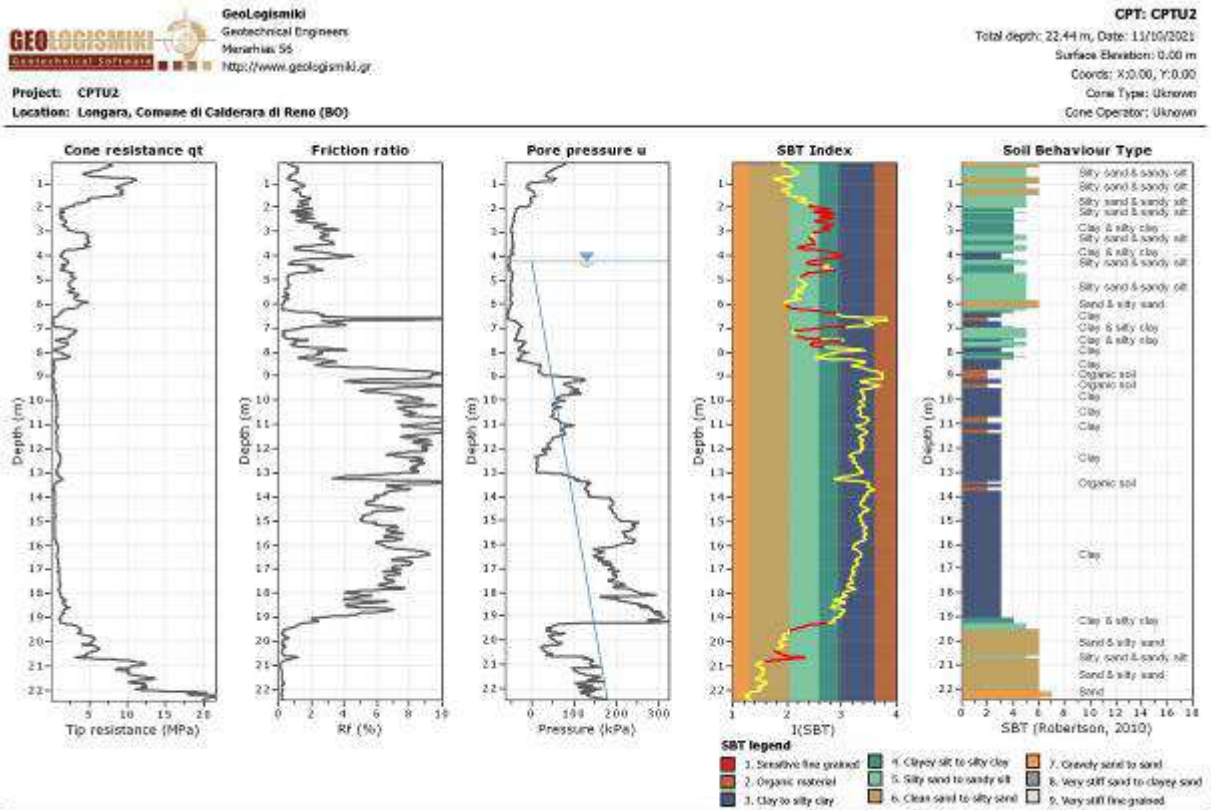


Fig. 2/23: CPTU2. L'indagine è stata eseguita per lo scrivente dalla Ditta Silgeo di Ferrara con penetrometro tipo Gouda da 20 Ton dotato di piezo-cono. Lo strumento è regolarmente mantenuto e tarato.

Le indagini localmente eseguite (CPT1 e CPTU2) rilevano la presenza di deposizioni granulari superficiali, sino a profondità variabili fra 2,80 e 3,80 m circa dal p.c.; tali deposizioni sono ovviamente ascrivibili al già ampiamente citato Ventaglio di Esondazione Fluviale. In seguito si rilevano deposizioni fine, coesive, cioè Argillose. Tali deposizioni che sono retaggio degli ambienti deposizionali intravallivi sui quali scorreva/divagava il paleo Reno si rilevano sino a profondità di 20 metri dal p.c. e possono localmente essere intervallate da lenti sospese caratterizzate dalla presenza del termine granulare Limoso. A profondità comprese fra 8 e 11 metri circa dal p.c. si può cioè rilevare una lente Limoso- Argillosa.

2.4 Sezioni stratigrafiche locali:

Di seguito si riporta ubicazione e sezione profonda reperita all'apposito data- base regionale.

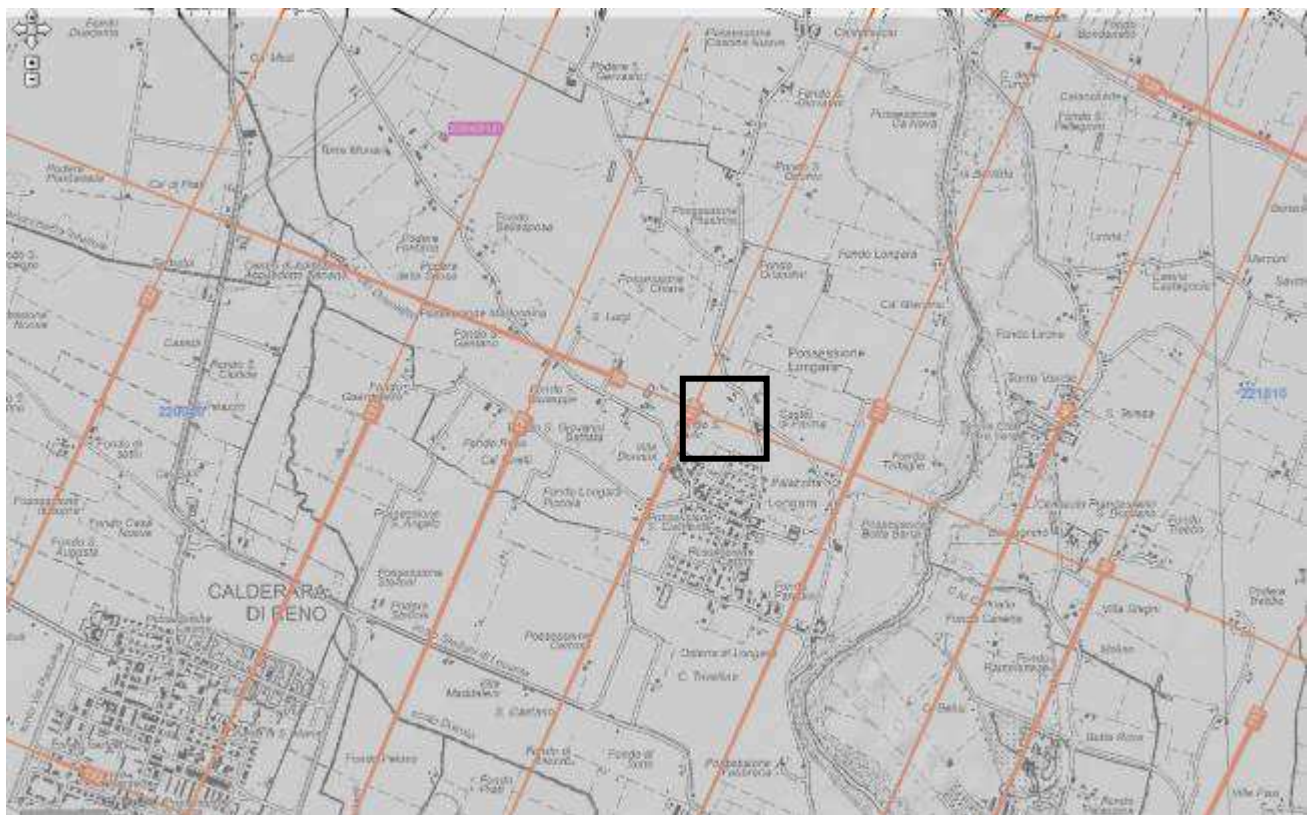


Fig. 2/24 Ubicazione a Scala Libera delle di seguito riportate Sezioni Stratigrafiche.

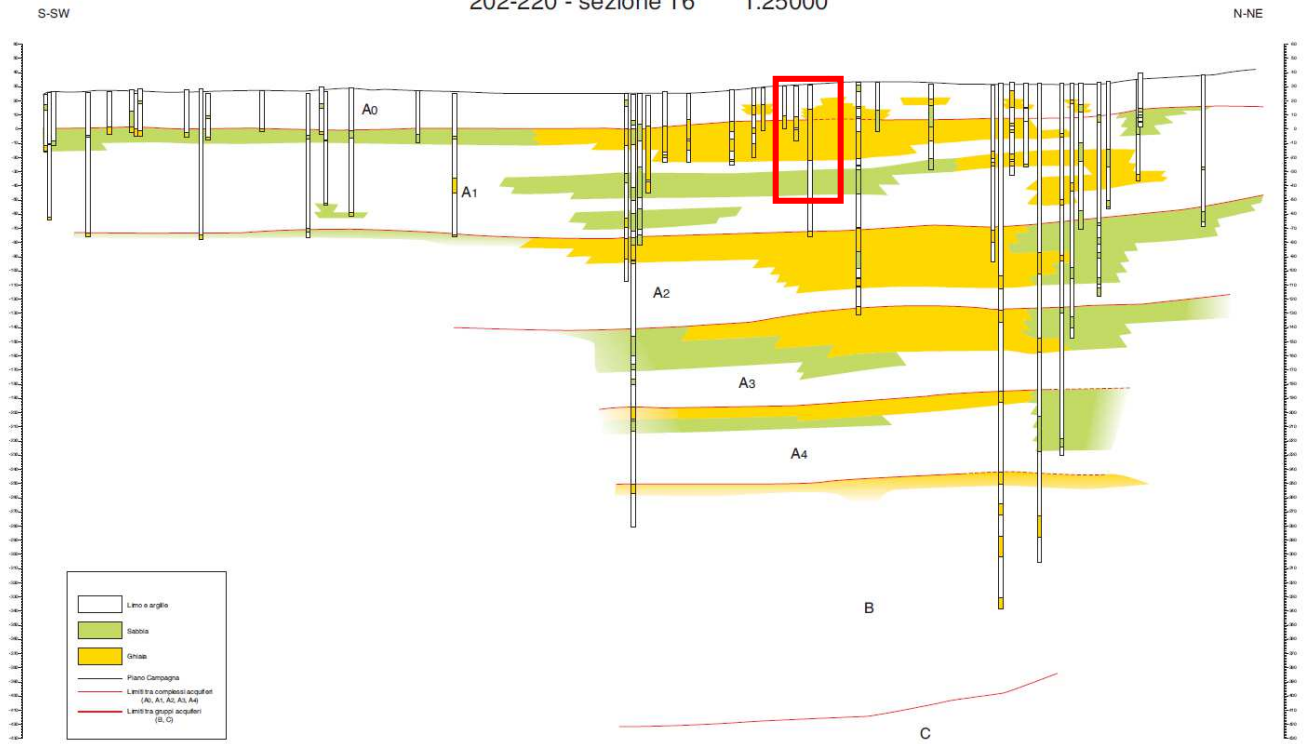


Fig. 2/25: Sezione Stratigrafica 05 e Legenda. Scala Libera.

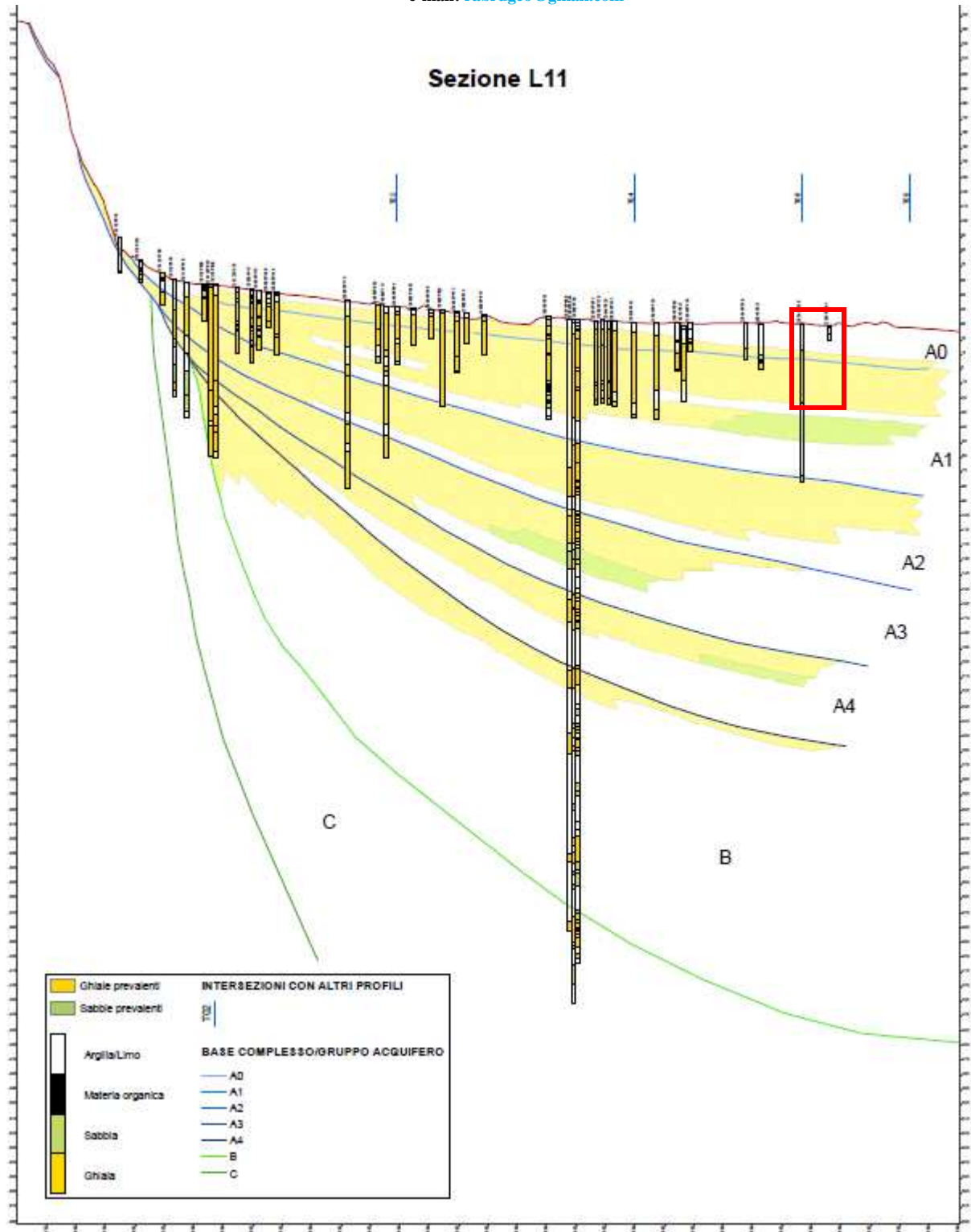


Fig. 2/26: Sezione Stratigrafica 118 e Legenda. Scala Libera.

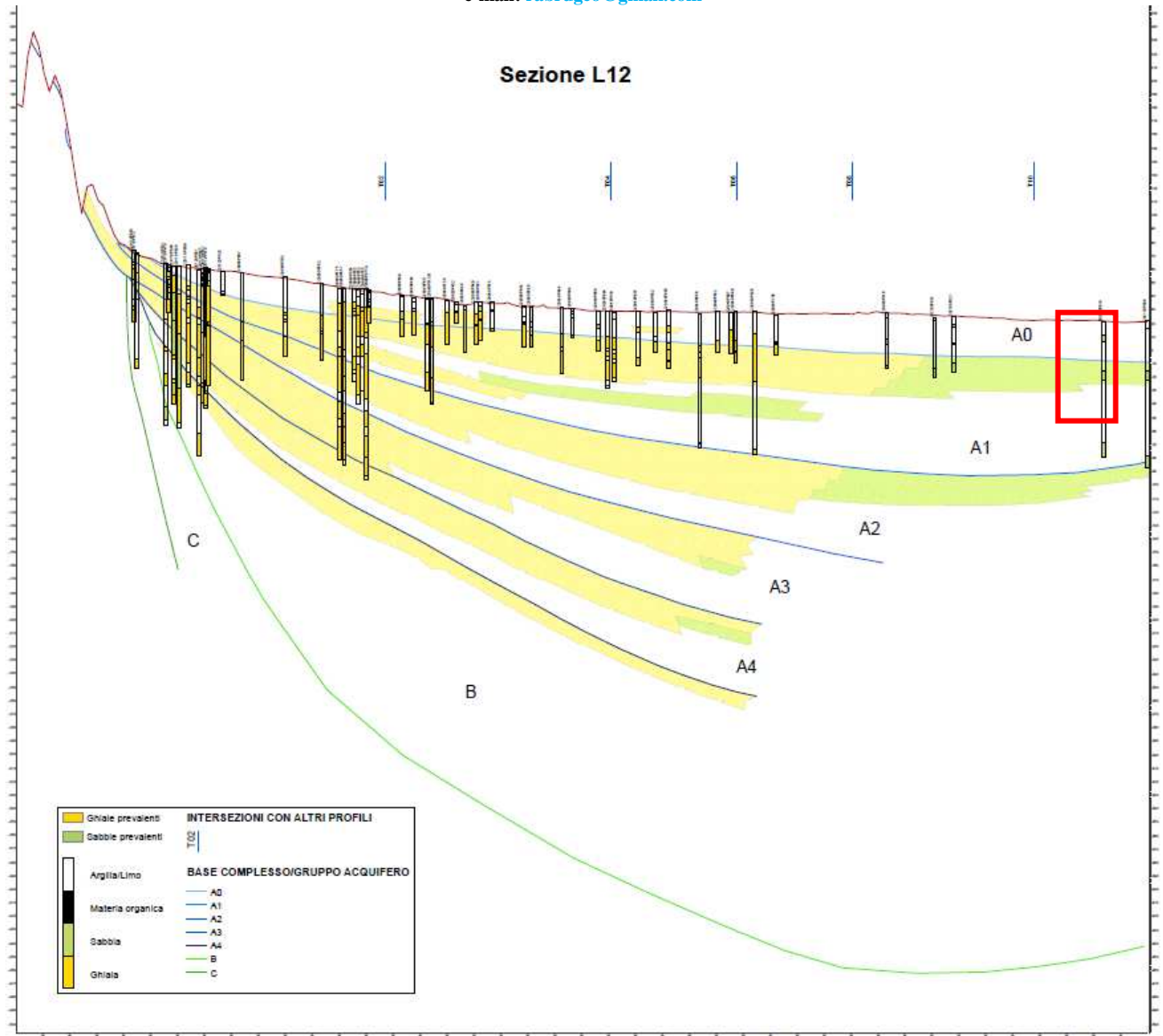


Fig. 2/27: Sezione Stratigrafica 119 e Legenda. Scala Libera.

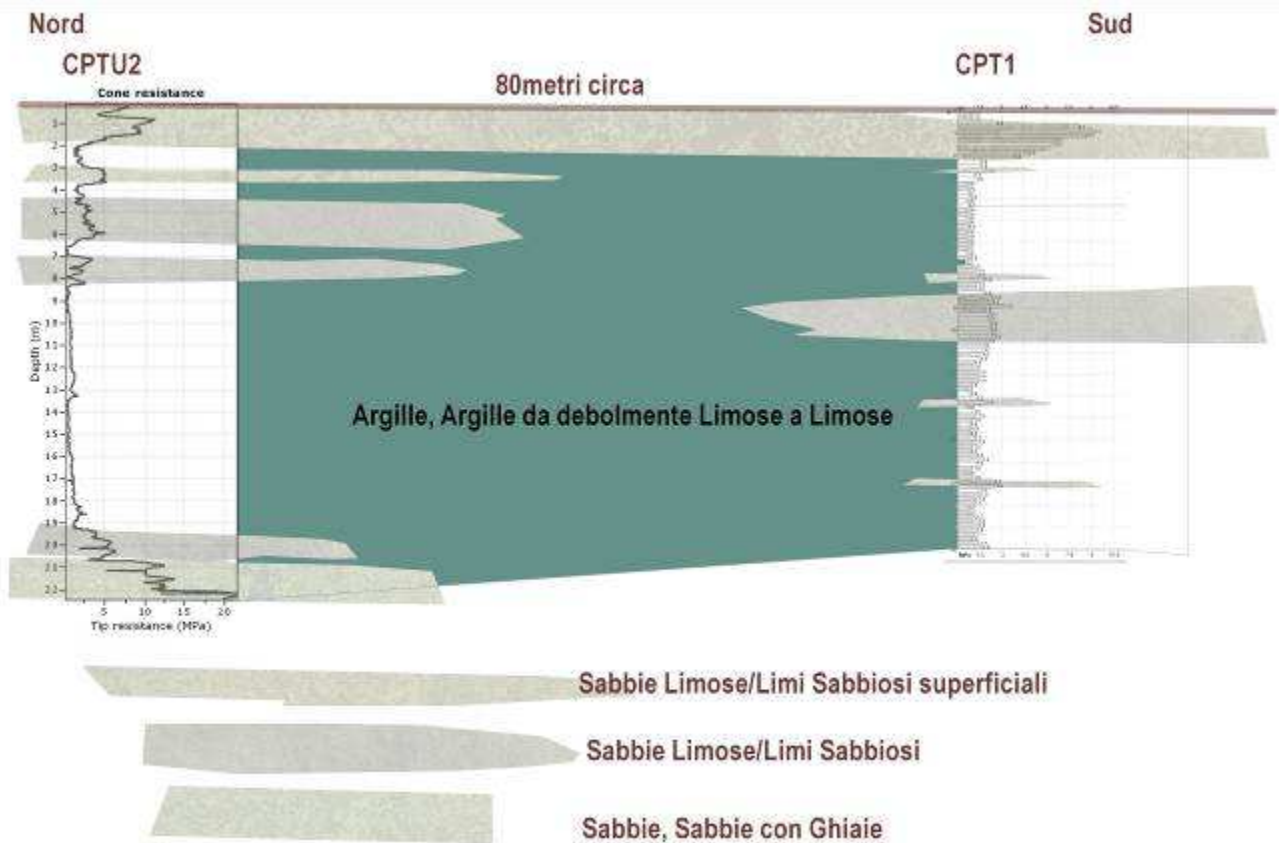


Fig. 2/28: Sezione stratigrafica a Scala Libera relativa all'area in esame, l'ubicazione della traccia è riportata alla Fig. 1/3. La scala orizzontale è doppia rispetto a quella verticale, è quindi presente una esagerazione della scala verticale.

La sezione stratigrafica locale conferma l'assetto litostratigrafico complessivo già ampiamente riportato in precedenza, ove la presenza di deposizioni di natura Sabbioso- Limosa o Limoso- Sabbiosa sia in superficie che disposte come corpi lenticolari/festonati costituisce l'elemento di caratterizzazione locale.

2.5 Considerazioni geotecniche di massima relative alla Stratigrafia dell'area di lottizzazione:

Nonostante l'elemento di caratterizzazione stratigrafica locale sia costituito dalla presenza dei litotipi granulari superficiali e di quelli presenti come lenti sospese, le peculiarità geotecniche dell'area in esame sono condizionate dalla presenza di terreni di natura fine, cioè coesiva (Argillosa). La presenza di una componente Limosa non meglio specificabile (allo stato delle conoscenze) costituisce solo modesto di miglioramento delle performances di tali terreni che comunque dovranno essere considerati di compressibilità non trascurabile. Nel complesso, relativamente alle fasi di progettazione dei singoli interventi edilizi, occorrerà considerare correttamente le caratteristiche geotecniche locali intese cioè dei singoli lotti. Per corrispondere ai dettami del DM/NTC, ogni singolo lotto dovrà essere appositamente ed individualmente indagato da un congruo numero di immagini puntuali, siano esse di natura indiretta quali penetrometrie (di qualsiasi tipo ad esclusione di indagini dinamiche), si potranno cioè realizzare indagini CPT/CPTU-E/SCPTU ecc. e/o di natura diretta, quali: sondaggi a rotazione continua (in corrispondenza dei quali raccogliere campioni di terreno indisturbati

sui quali condurre opportune ed apposite analisi di Laboratorio Geotecnico). Ogni Lotto dovrà altresì essere indagato da apposite indagini geofisiche onde confermare o confutare quanto verrà più oltre riportato in relazione circa la categoria di suolo sismico (si rimanda all'apposito punto della presente relazione). Tali raccomandazioni troveranno ulteriore conferma all'apposito punto della presente relazione relativo ai fenomeni co- sismici (nella fattispecie in merito alla liquefazione delle sabbie saturi localmente rilevate).

In merito invece all'intera area di lottizzazione, sulle basi delle indagini esperite tali caratteristiche possono essere sinteticamente descritte riportando le seguenti peculiarità:

- i terreni di fondazione presentano compressibilità/cedevolezza non trascurabili e che quindi dovranno essere appositamente ed attentamente valutate.
- Essendo i terreni di fondazione in condizioni NON drenate, la maturazione dei cedimenti (all'assunzione dei carichi) potrà prolungarsi nel tempo, per periodi non meglio specificabili (sulla base delle attuali conoscenze puntuali). Le condizioni non drenate connesse ai litotipi argillosi localmente prevalenti non consentono infatti la rapida dissipazione dei sovraccarichi derivanti dall'edificazione delle strutture. Onde addivenire a più precise indicazioni in merito ai dati geotecnici che regolano i cedimenti attesi e le tempistiche di maturazione degli stessi si dovranno eseguire -per i singoli lotti- apposite analisi di laboratorio geotecnico su terreni indisturbati.
- Condizioni drenate non sono complessivamente significative per l'area in esame.
- Le naturali/normali oscillazioni della falda freatica potranno far variare il volume dei terreni di fondazione (interessati appunto alla variazione della falda). Si potranno instaurare fenomeni di rigonfiamento/ritiro che potranno svolgersi con modalità più o meno cicliche (in connessione alla variabilità/stagionalità delle condizioni climatiche), ovvero con modalità molto meno prevedibili. Potranno altresì variare anche le stesse caratteristiche geo- meccaniche dei terreni.
- Relativamente alla presenza di terreni granulari (disposti in corpi lenticolari- festonati), occorrerà valutare in maniera numerica la suscettibilità di tali terreni al liquefarsi all'atto di uno scuotimento sismico; all'apposito punto della presente relazione al quale si rimanda, si riporteranno ulteriori considerazioni al riguardo.
- Relativamente alla valutazione dell'interazione fra i carichi che dovranno essere ospitati dai terreni di fondazione, i conseguenti cedimenti e le tempistiche di maturazione di tali cedimenti, si dovranno eseguire apposite verifiche. È chiaro che l'argomento dovrà correttamente considerare la tipologia dei vari interventi, le strutture fondali, le eventuali peculiarità in elevazione, i singoli carichi ecc. Tali verifiche andranno eseguite all'atto della progettazione di ogni singolo intervento edificatorio/ogni singolo lotto, come specificato dal DM/NTC.

Il PSC individua per l'area in esame la seguente caratterizzazione Geotecnica di massima e cioè d'ambito Pianificatorio e che non potrà essere utilizzata per le fasi relative alle singole edificazioni (l'ambito cioè regolato dal DM/NTC 2018).

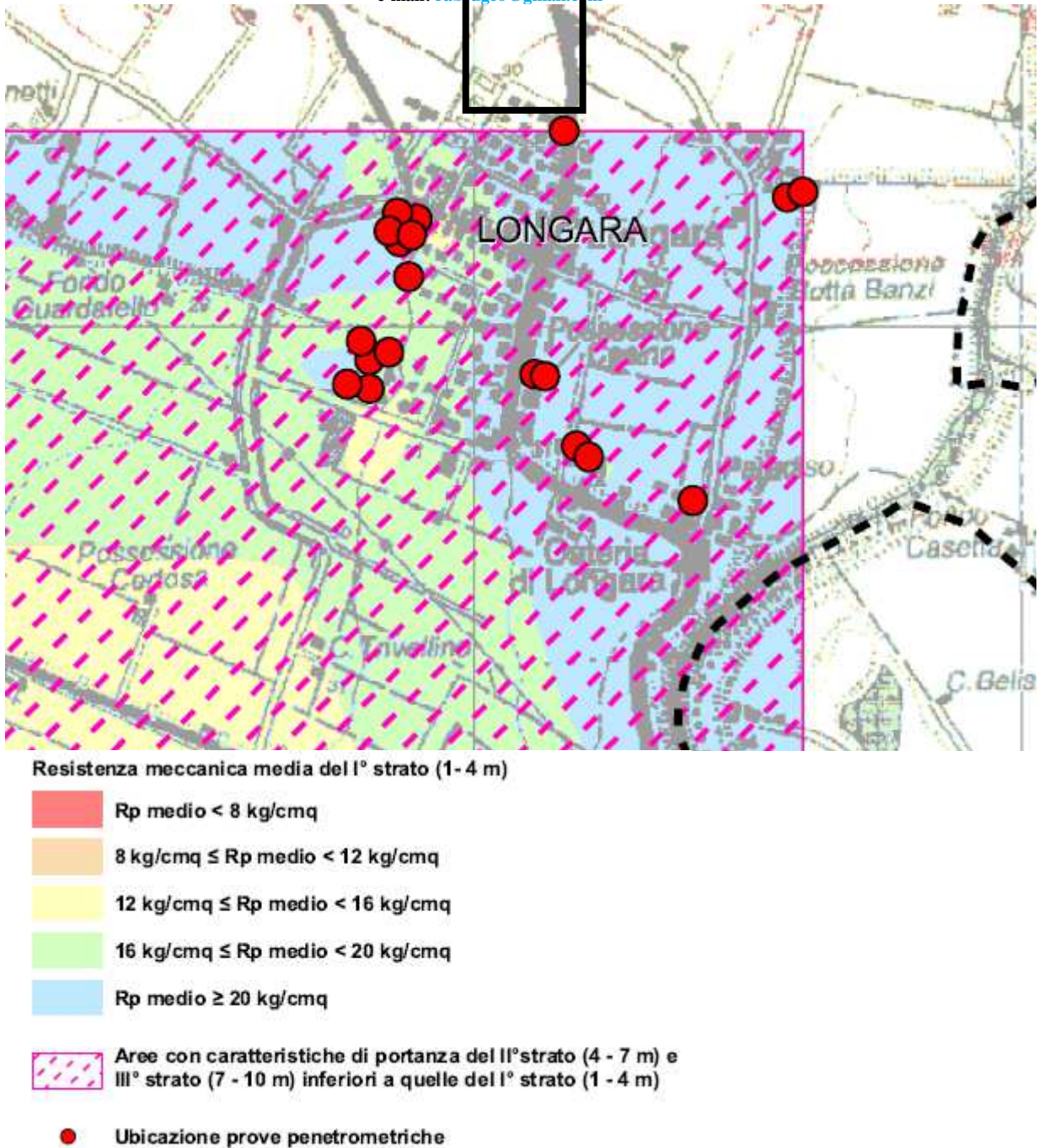


Fig. 2/29: stralcio a scala libera e Legenda della Carta della Resistenza Meccanica dei Terreni (Qc. 6/t6c) del Quadro Conoscitivo (Suolo, Sottosuolo, Acque) del P.S.C. dell'Associazione Intercomunale Terre d'Acqua. Per l'area in esame si può estrapolare un valore medio di Rp maggiore o uguale a 20Kg/cm2, le caratteristiche geotecniche del 2° strato (Argilloso) sono inferiori a quelle del 1° strato (Sabbioso). Si ritiene che tale caratterizzazione ampiamente qualitativa dovrà essere considerata come di mero riferimento e senza ombra di dubbio è necessario rapportarsi alle indicazioni poco sopra riportate circa la necessaria corretta caratterizzazione geotecnica locale/puntuale.

3 ASSETTO IDROLOGICO ED IDROGEOLOGICO LOCALE

3.1 Profondità della Falda Superficiale:

In merito al livello della prima falda freatica o meglio della frangia capillare sospesa, questa è stata rilevata, nei fori di esecuzione delle prove penetrometriche, in data 11/10/21 a profondità compresa fra 4,20 (CPTU2) e 4,30 (CPT1) m dal p.c. in considerazione della modesta diversità dell'elevazione del p.c. (la superficie di campagna è pianeggiante) dei due punti di indagine, l'assetto batimetrico locale delinea una situazione dove la falda è sostanzialmente orizzontale ovvero caratterizzata da gradienti molto ridotti e non cartografabili e da direzione di deflusso che non si riescono ad individuare a livello di area in esame.

I dati storici reperibili all'apposita tavola del PSC (di seguito riportata) dimostrano come la profondità della falda locale sia del tutto congruente con quanto localmente rilevato, infatti è compresa fra 4 e 4,50 metri dal p.c.

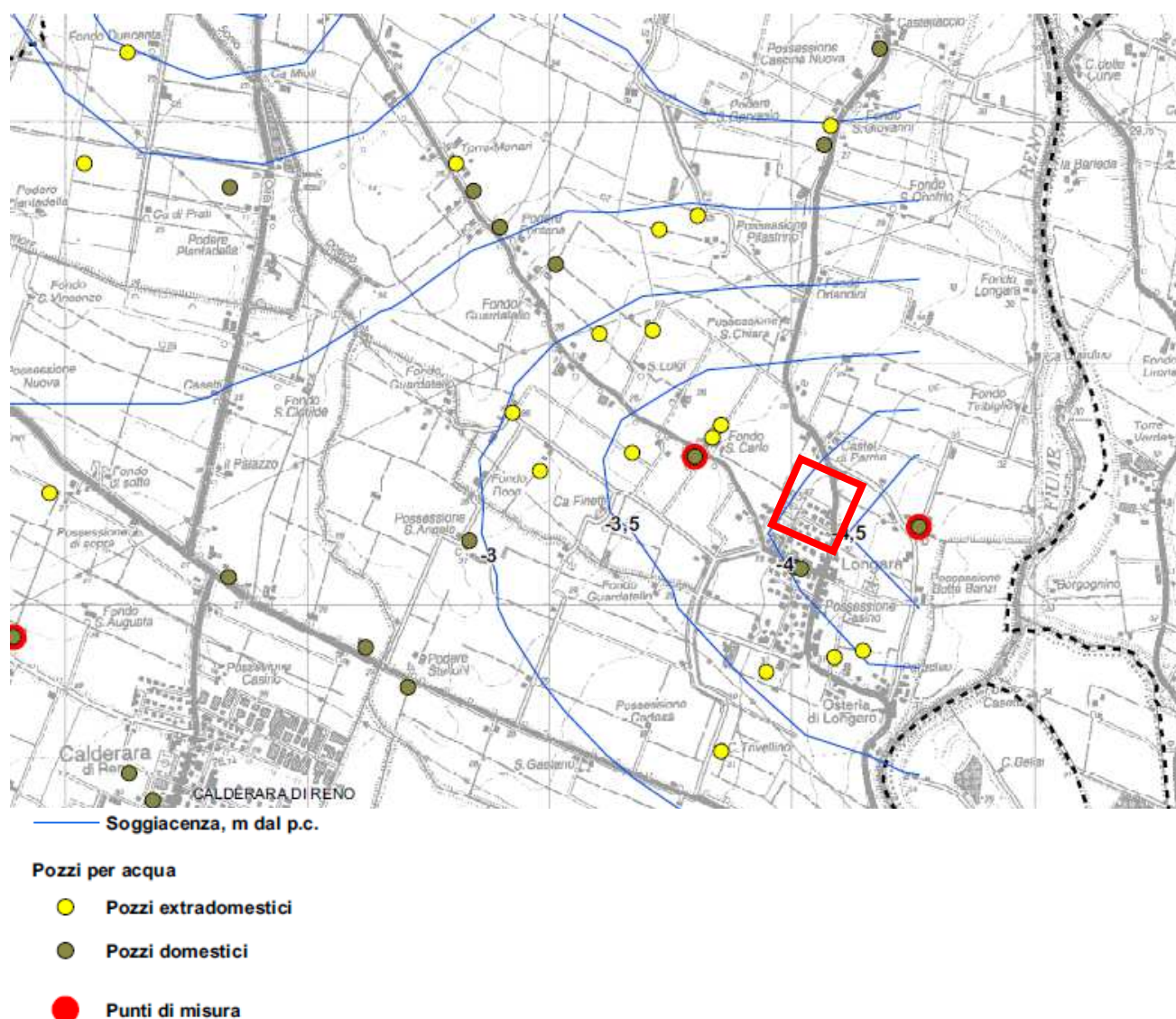


Fig. 3/1: stralcio a Scala Libera e Legenda della Carta della Soggiacenza della Falda Acquifera Superficiale (Qc. 6/t9c) del Quadro Conoscitivo (Suolo, Sottosuolo, Acque) del P.S.C. dell'Associazione Intercomunale Terre d'Acqua. Per l'area in esame si rilevano profondità comprese fra 4 e 4,50 m dal p.c.

La Carta della Piezometria (rispetto al medio mare) indica come la presenza di un alto (piezometrico) poco ad Ovest dell'area in esame con direzioni di drenaggio secondo i quattro punti cardinali (come riportato dalle frecce apposte dallo scrivente al seguente stralcio stratigrafico) che verso Est paiono delineare un andamento drenante del corso attuale e fossile del Reno.

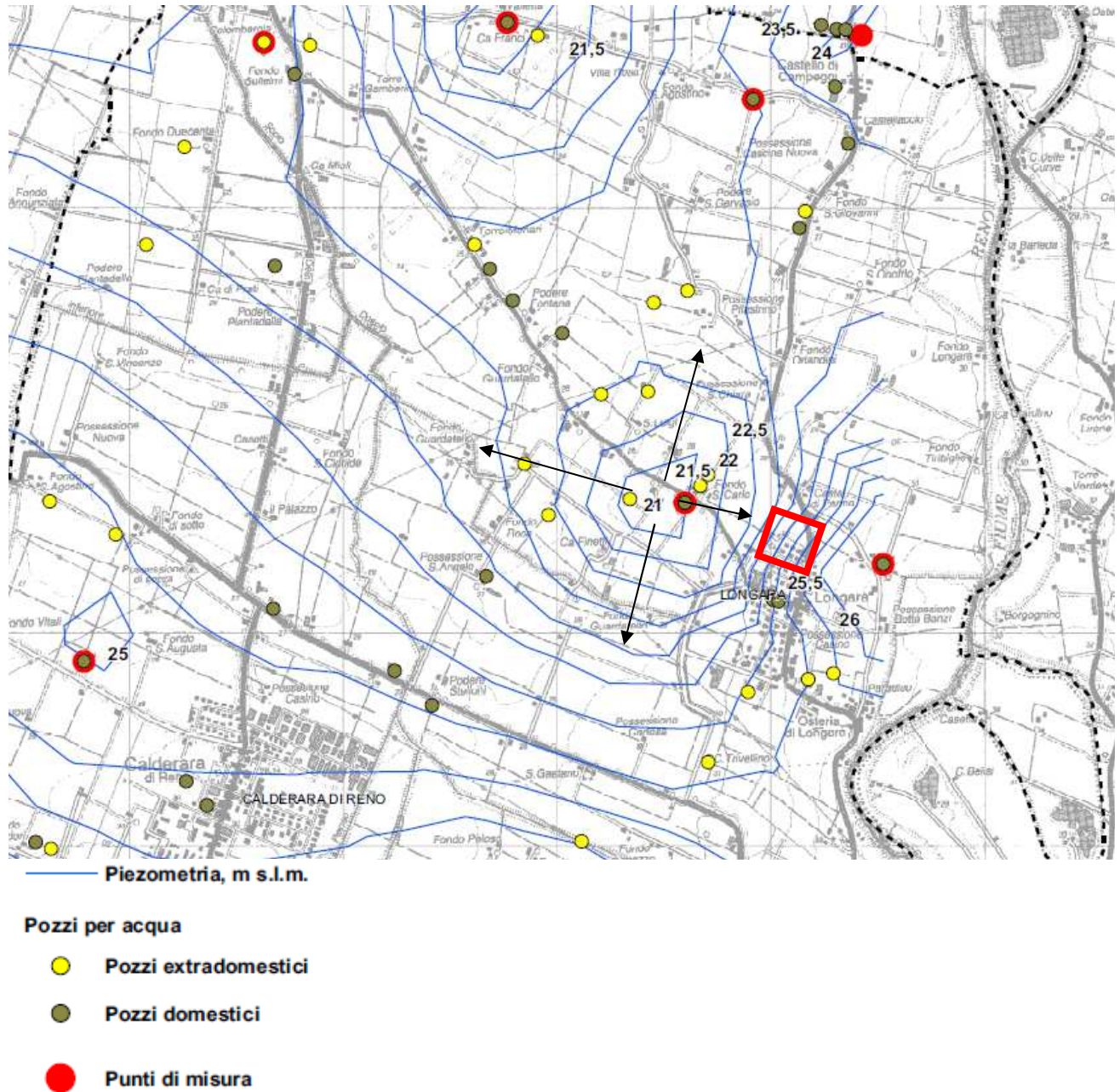


Fig. 3/2: stralcio a Scala Libera e Legenda della Carta della Piezometria della Falda Acquifera Superficiale (Qc. 6/t8c) del Quadro Conoscitivo (Suolo, Sottosuolo, Acque) del P.S.C. dell'Associazione Intercomunale Terre d'Acqua. Per l'area in esame si rilevano profondità comprese fra 4 e 4,50 m dal p.c.

Si deve osservare che la profondità della falda è un dato naturalmente/normalmente variabile nella Pianura Padana. Le variazioni possono essere di entità ampiamente metrica e sono connesse alla stagionalità delle precipitazioni (che condiziona la ricarica diretta per infiltrazione) e della temperatura dell'atmosfera (che condiziona l'evapo- traspirazione). Variazioni di livello che, per l'area in esame, si ritiene possano essere

comprese fra profondità indicative di -3,00 e -5,00 m circa dal p.c. Profondità che ricondurrebbero quindi una fascia di oscillazione consistente di circa due metri. Si ricorda, come già riportato al precedente paragrafo che i litotipi localmente rilevabili in tale fascia di oscillazione possono subire variazioni di volume (in connessione appunto alla presenza di acqua in essi contenuta) di entità che può essere valutata dell'ordine dei centimetri (in assenza di dati locali specifici e sulla base di esperienze dello scrivente ascrivibili a litotipi comparabili). Si suggerisce quindi che le eventuali strutture fondali e le strutture in elevazione adottino provvedimenti (non solo di rigidità) atti a minimizzare le eventuali variazioni di volume dei terreni di fondazione. La variazione del livello della falda e/o dell'umidità naturale contenuta potrà far variare anche le caratteristiche geomeccaniche dei terreni che subiranno tali variazioni, allo stato attuale delle conoscenze non è però possibile quantificare tali possibili variazioni ma, progettazione e realizzazione dei singoli interventi edilizi dovranno porre adeguata cautela circa tali possibili variazioni.

Ovviamente le falde profonde non sono interessate dagli interventi di urbanizzazione/edificazione previsti per l'area in esame, in quanto la profondità di tali falde esclude ben più che ampiamente che possano risentire di tali modifiche alla superficie.

3.2 Altri elementi relativi alla Falda Freatica:

Dall'analisi dell'apposita cartografia del PSC, per l'area in esame ed i suoi immediati pressi possono individuarsi alcuni interessanti elementi riguardanti la Falda freatica. Di seguito si riportano stralci delle apposite cartografie e verranno riportate alcune considerazioni in merito alla trasformazione dell'area in esame.

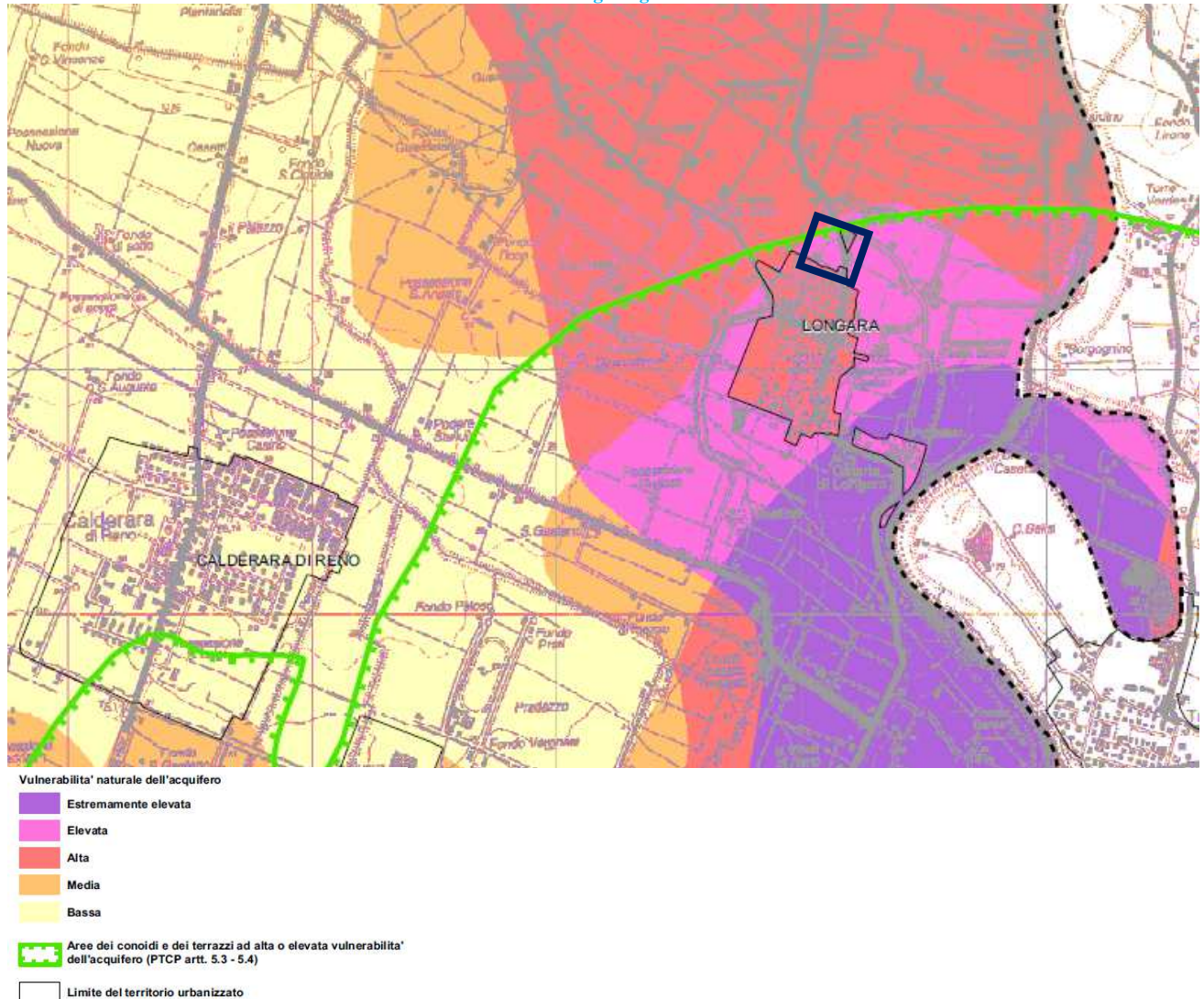


Fig. 3/3: stralcio a Scala Libera e Legenda della Carta della Vulnerabilità Naturale dell'Acquifero (Qc. 6/t10c) del Quadro Conoscitivo (Suolo, Sottosuolo, Acque) del P.S.C. dell'Associazione Intercomunale Terre d'Acqua. Per l'area in esame si rileva una Vulnerabilità Elevata.

Tale vulnerabilità è legata alla natura granulare, ovvero altamente permeabile delle deposizioni più superficiali (già ampiamente descritte in relazione). Occorrerà quindi evitare qualsiasi (occasione di) sversamento di sostanze liquide e di qualsiasi tipo di deposizioni che possano originare liquidi percolanti, si osservi che in considerazione di valori di permeabilità tipici delle Sabbie Limose, di circa 10^{-5} m/s il raggiungimento della falda che si può porre (in maniera del tutto penalizzante, tenendo in considerazione quanto già indicato in relazione) alla profondità di 3 metri dal p.c., si può concludere che la falda verrebbe raggiunta dal liquido inquinante (qualora questo si comportasse come l'acqua e non avesse per esempio meccanismi di veicolazione "chimici") in circa 9 H, che costituiscono un arco temporale che può non garantire di organizzare un efficace intervento di messa in sicurezza (dall'eventuale sversamento). Se del caso occorrerà quindi valutare la realizzazione di porzioni impermeabilizzate. Per restare all'impermeabilizzazione di varie superfici, come eventualmente previsto dal piano di lottizzazione, tali impermeabilizzazioni dovranno prevedere il mantenimento dell'invariabilità idraulica locale, come previsto dall'apposita Normativa Locale (PSC ecc.) e Regionale. L'apposita cartografia del PTCP (non allegata, in questo caso per brevità, riportare la

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi
Via A. Da Brescia 11, 44011 Argenta (FE)
Tel. e fax: 0532852858, cell.:3355373693
e-mail: rabrugeo@gmail.com

carta in questione è sostanzialmente inutile in quanto l'intero territorio provinciale è individuato come tale) individua come l'area in esame, nonchè tutta l'intera Provincia di Bologna sia regolata dall'Art. 4.8 del PTCP della Provincia di Bologna, relativo alla Gestione delle Acque Meteoriche. Di seguito si riporta per esteso il testo dell'Art. 4.8.



ARTICOLO 4.8

Gestione dell'acqua meteorica

(il presente articolo recepisce e integra i contenuti dell'art. 20 del PSAI, nonché le corrispondenti norme degli altri Piani Stralcio di Assetto idrogeologico di cui all'art. 1.4)

- 1.(P) Al fine di non incrementare gli apporti d'acqua piovana al sistema di smaltimento e di favorire il riuso di tale acqua, negli ambiti di controllo degli apporti d'acqua, come individuati nella tav. 2A, i Comuni in sede di redazione o adeguamento dei propri strumenti urbanistici, prevedono per i nuovi interventi urbanistici (v.) e comunque per le aree non ancora urbanizzate, la realizzazione di sistemi di raccolta delle acque di tipo duale, ossia composte da un sistema minore costituito dalle reti fognarie per le acque nere (v.) e le acque bianche contaminate ABC (v.), e un sistema maggiore costituito da sistemi di laminazione per le acque bianche non contaminate ABNC (v.). Il sistema maggiore deve garantire la laminazione delle acque meteoriche per un volume complessivo di:
- almeno 500 metri cubi per ettaro di superficie territoriale, ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto, nelle aree ricadenti nell'Ambito di controllo degli apporti d'acqua in pianura (tale esclusione non vale nel bacino del Navile e Savena Abbandonato, che è regolato dalle misure più restrittive previste dal Piano Stralcio per il sistema idraulico "Navile-Savena Abbandonato");
 - almeno 200 metri cubi per ettaro di superficie territoriale, ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto, per le aree ricadenti nell'Ambito di controllo degli apporti d'acqua in collina zona A,
 - almeno 100 metri cubi per ettaro di superficie territoriale, ad esclusione delle superfici permeabili destinate a parco o a verde compatto, per le aree ricadenti nell'Ambito di controllo degli apporti d'acqua in collina zona B.
- Il volume complessivo può essere garantito anche attraverso un progetto di sistemazione organica delle reti di raccolta e smaltimento delle acque.

I Comuni ricadenti all'interno del perimetro dei bacini montani, come individuato nella tav. 2A, al fine di non incrementare gli apporti d'acqua piovana al sistema di smaltimento fognario, dovranno privilegiare il recapito delle acque meteoriche ABNC (v.) nella rete idrografica, includendo eventualmente anche sistemi naturali di trattamento e smaltimento delle ABC (v.) in alternativa alla loro deviazione in fognatura nera. I nuovi interventi urbanistici (v.) potranno prevedere soluzioni tecniche che consentano riutilizzi delle acque meteoriche per usi non potabili a servizio dell'intervento.

- 1bis.(D) I Comuni ricadenti negli ambiti di controllo degli apporti d'acqua, come individuati nella tav. 2A, e il cui territorio è in parte interessato da tratti non arginati dei corsi d'acqua principali, possono individuare le parti di territorio che recapitano direttamente nei corsi d'acqua principali Samoggia, Lavino, Reno, Idice, Savena, Quadema, Zena, Sillaro, Santerno e Senio e proporre l'esclusione di tali parti di territorio dal campo di applicazione del punto 1 del presente articolo. L'Autorità di Bacino del Reno decide in merito a tali proposte secondo le procedure previste dai rispettivi piani stralcio.

I volumi minimi previsti al punto 1 del presente articolo possono essere modificati dall'Autorità di Bacino secondo le procedure previste dai rispettivi piani stralcio.

Nell'ambito della redazione dei PSC e dei POC, i sistemi di laminazione delle ABNC (v.) devono essere localizzati in modo tale da raccogliere le acque piovane prima della loro immissione, anche indiretta, nel corso d'acqua o collettore di bonifica ricevente individuato dall'Autorità idraulica competente (Regione o Consorzio di Bonifica), la quale stabilisce le caratteristiche funzionali di tali sistemi di raccolta e con la quale devono essere preventivamente concordati i criteri di gestione.

Tali sistemi oltre a riguardare tutto il territorio interessato dai nuovi interventi urbanistici (v.) dovranno, d'intesa con l'Autorità idraulica competente, privilegiare la realizzazione di soluzioni unitarie a servizio di più ambiti o complessi insediativi.

I Comuni, mediante i propri strumenti urbanistici, garantiscono che la realizzazione dei sistemi di laminazione delle acque meteoriche individuati, sia contestuale alla realizzazione dei nuovi interventi urbanistici (v.). La realizzazione di tali sistemi dovrà essere finanziata o attraverso un contributo economico chiesto in misura proporzionale alle superfici impermeabilizzate, o ponendola direttamente a carico dei soggetti attuatori dei nuovi interventi.

I sistemi di laminazione delle ABNC dovranno preferibilmente essere costituiti da canali e zone umide naturali inseriti armonicamente nel paesaggio urbano ed integrati nei sistemi di reti ecologiche (v.), includendo eventualmente anche sistemi naturali di trattamento e smaltimento delle ABC (v.) (vedi allegato 7 alla "Relazione – Variante in recepimento del PTA regionale"). I sistemi di laminazione delle acque di pioggia ABNC (v.) previsti dovranno possibilmente includere soluzioni tecniche che consentano anche il riutilizzo per irrigazione di giardini, lavaggio strade, antincendio ed altri usi non potabili.

I Comuni interessati da "Piani Consortili Intercomunali" e dal "Piano stralcio di bacino", previsti dalla "Direttiva per la sicurezza idraulica nei sistemi idrografici di pianura nel Bacino del Reno" (Direttiva dell'Autorità di Bacino del 23 aprile 2008) e finalizzati alla sicurezza idraulica del territorio già urbanizzato, laddove possibile integrano tali piani con gli obiettivi e gli approfondimenti tecnici richiesti nei successivi punti 2 e 3.

- 2.(P) I Comuni in sede di redazione o adeguamento dei propri strumenti urbanistici, elaborano specifici approfondimenti tecnici rivolti alla totalità del proprio territorio, finalizzati a verificare le criticità, le potenzialità e le relative misure per ridurre il carico inquinante dovuto alle acque di prima pioggia e di dilavamento, ridurre le superfici impermeabili esistenti nel tessuto consolidato e di nuova formazione, recuperare quote di naturalità in ambiente urbano e diffondere "buone pratiche" di gestione, (vedi Allegati 1 e 7 alla "Relazione – Variante in recepimento del PTA regionale").
3. (D) Mediante gli approfondimenti di cui al punto precedente i Comuni individuano e adottano soluzioni tecniche riguardanti i sistemi di laminazione, la riduzione del carico proveniente dagli scolmatori, i sistemi di drenaggio urbano (sdoppiamento delle reti, canali filtranti (v.), coperture verdi (v.), parcheggi drenanti, pavimentazioni permeabili (v.), riapertura di canali, zone umide a parco, ecc...) vedi all' Allegato 1 alla "Relazione – Variante in recepimento del PTA regionale", e individuano soluzioni volte ad un trattamento delle ABC (v.) (ad esempio fitodepurazione) secondo le indicazioni dell'allegato 7 alla "Relazione – Variante in recepimento del PTA regionale" e dalle Linee Guida attuative della Del.G.R. 286/2005". Tali soluzioni saranno da adottare negli interventi: nuovi, di riqualificazione e di manutenzione urbana.

- 4 (D) Al fine di contenere la crescita di superfici impermeabili, oltre ai limiti stabiliti nei successivi punti 5 e 6, i Comuni definiscono nel RUE forme di incentivazione economica da applicare in sede di rilascio dei titoli abilitativi e da quantificare in misura proporzionale alla superficie dell'intervento mantenuta o resa permeabile. Il computo della superficie permeabile potrà comprendere: pavimentazioni permeabili (v.), coperture verdi (v.), superfici impermeabili già compensate da sistemi di accumulo e riuso dell'acqua meteorica e una riduzione del valore della superficie impermeabile in misura di 1 m² ogni 50 litri di volume di accumulo e riuso dell'acqua meteorica realizzato.
5. (P) Gli ambiti per i nuovi insediamenti e gli ambiti da riqualificare ai sensi della LR 20/00, ricadenti nelle zone di protezione di cui all'art. 5.2 dovranno comunque garantire, laddove richiesto, le superfici permeabili previste all'art. 5.3.
6. (P) Le nuove aree produttive che si qualificheranno Apea (aree produttive ecologicamente attrezzate, cfr. art. 9.3) ovunque localizzate, dovranno presentare indici e parametri urbanistici tali da garantire il mantenimento di una superficie permeabile (v.) pari almeno al 25% della superficie territoriale. Una quota non superiore al 10% della superficie permeabile potrà essere costituita da pavimentazioni permeabili (v.) e coperture verdi (v.). Ai fini del calcolo delle percentuali suddette, la superficie territoriale è considerata al netto delle eventuali aree cedute al di fuori dell'ambito interessato dalle nuove urbanizzazioni o dai nuovi interventi edilizi.
7. (P) Nell'ambito di controllo degli apporti d'acqua in pianura individuato nella Tav. 2A, l'adozione, nei terreni ad uso agricolo, di nuovi sistemi di drenaggio che riducano sensibilmente il volume specifico d'invaso, modificando quindi i regimi idraulici, è soggetta ad autorizzazione da parte del Comune ed è subordinata all'attuazione di interventi compensativi consistenti nella realizzazione di un volume d'invaso pari almeno a 100 m³ per ogni ettaro di terreno drenato con tali sistemi e al parere favorevole, espresso sulla base di un'adeguata documentazione in cui sia dimostrato il rispetto di quanto previsto dal presente punto, dell'Autorità idraulica competente. Ai fini dell'applicazione del presente punto, i sistemi di "drenaggio tubolare sotterraneo" e di "scarificazione con aratro talpa" sono da considerare come sistemi che riducono sensibilmente il volume specifico d'invaso.

La Vulnerabilità in precedenza descritta potrà infine (anche) essere riferita alle seguenti Potenziali fonti “inquinanti”:

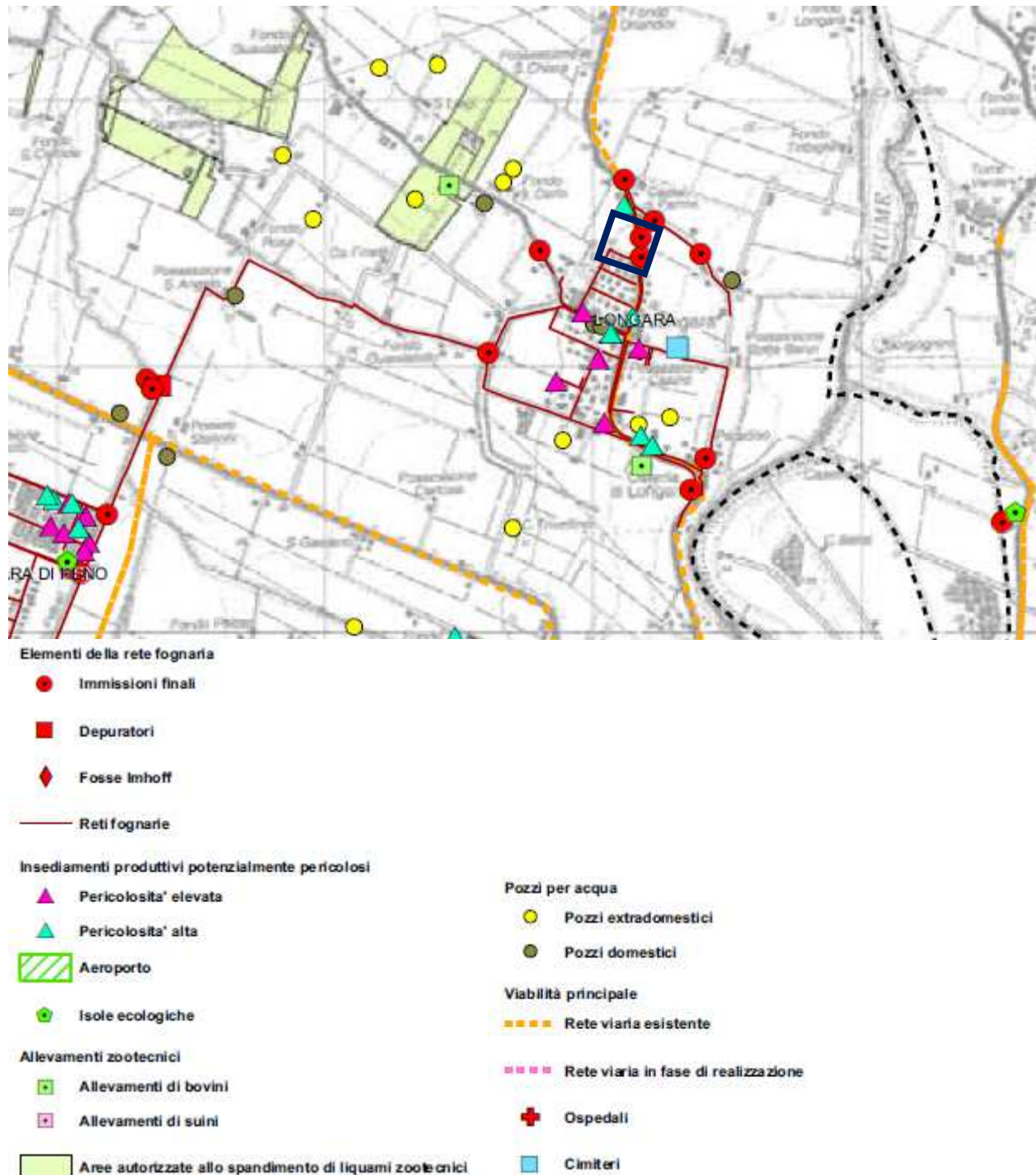


Fig. 3/4: stralcio a Scala Libera e Legenda della Carta degli Elementi di Potenziale Inquinamento delle Acque Sotterranee (Qc. 6/t10c) del Quadro Conoscitivo (Suolo, Sottosuolo, Acque) del P.S.C. dell'Associazione Intercomunale Terre d'Acqua.

Per l'area in esame si riscontra la presenza di due immissioni finali della rete fognaria ed a Nord dell'area la presenza di un Insediamento Produttivo a Pericolosità Alta (la cui natura non è cognita allo scrivente).

Tale complesso reticolo d'origine (sostanzialmente) e controllo antropico deve essere messo in relazione alle seguenti Criticità Idrauliche:

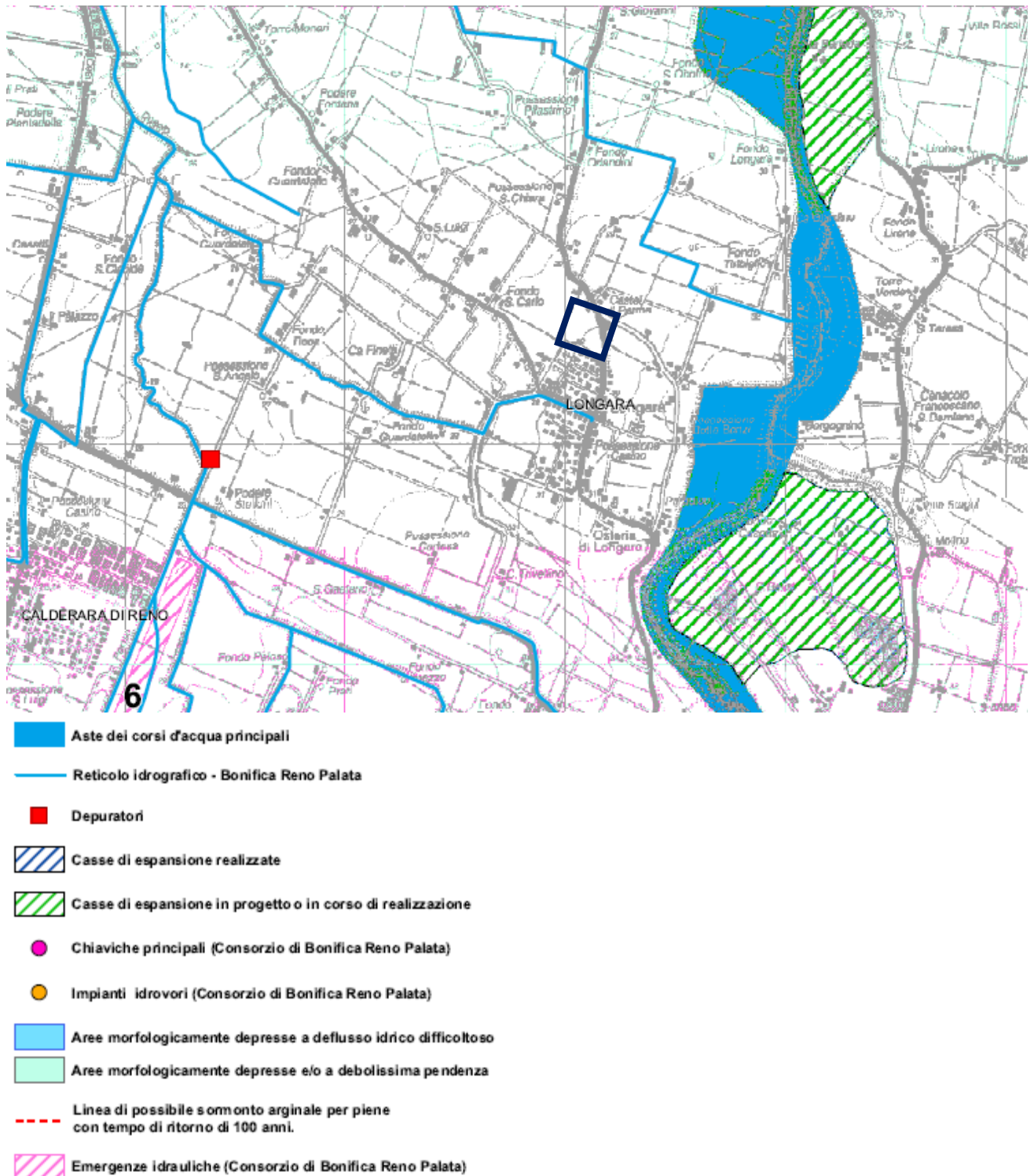


Fig. 3/6: stralcio a Scala Libera e Legenda della Carta delle Criticità Idraulica (Qc. 6/t5c) del Quadro Conoscitivo (Suolo, Sottosuolo, Acque) del P.S.C. dell'Associazione Intercomunale Terre d'Acqua. Per l'area in esame e/o i suoi immediati interni non si rilevano particolari criticità. Si notino le superfici "tributarie" delle piene del Fiume del Reno, di cui si dirà anche più oltre in relazione.

Dalla cartografia riportata si rileva che il reticolo idraulico/scolante locale dell'area in esame (e dei suoi pressi) è rappresentato dal Canale Collettore delle Acque Alte che recapita i numerosi scoli presenti attorno

all'area in esame ed all'abitato di Longara. Evidentemente lo scolo è regolato dal sistema, gerarchizzato ed a controllo antropico, di bonifica. Un collasso di tale sistema interesserebbe l'intera fascia di territorio del Comune di Calderara e di una amplissima porzione della parte alta della pianura Bolognese. L'eventualità appare remota e comunque la realizzazione della lottizzazione in oggetto non costituirebbe in tal caso che non un del tutto insignificante aumento del rischio date le dimensioni di tale evento. Ovviamente le opere di lottizzazione non dovranno aggravare l'assetto locale del deflusso delle acque meteoriche e dovrà essere garantita l'invarianza idraulica, come già illustrato. Di seguito si discuterà ampliamento del Rischio da Alluvionamento, sia in merito al reticolo idraulico locale sia anche in merito al Fiume Reno che come illustrato scorre poche centinaia di metri ad Est dell'area in esame/dell'abitato di Longara.

3.4 Rischio di Alluvionamento:

In merito alle possibilità di allagamento/alluvionamento dell'area in esame si può considerare quanto riportato dal Piano di Gestione del Rischio di Alluvionamento (PGRA) che discende dalla Direttiva Alluvioni (DA) di cui si riporteranno appositi stralci cartografici.



Piano di gestione del rischio di alluvioni
 Regione Emilia-Romagna

Direttiva Europea 2007/60/CE relativa alla
 valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni
 Mappa della pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti
 (art. 6 della Direttiva 2007/60/CE e art. 6 del D.Lgs. 49/2010)

Ambito territoriale: Reticolo naturale principale e secondario
 Dati consegnati nelle sedute dei Comitati Istituzionali dell'Autorità di
 Bacino dell'Arno e del Po del 23/12/2013

220NE - BOLOGNA NORD-OVEST

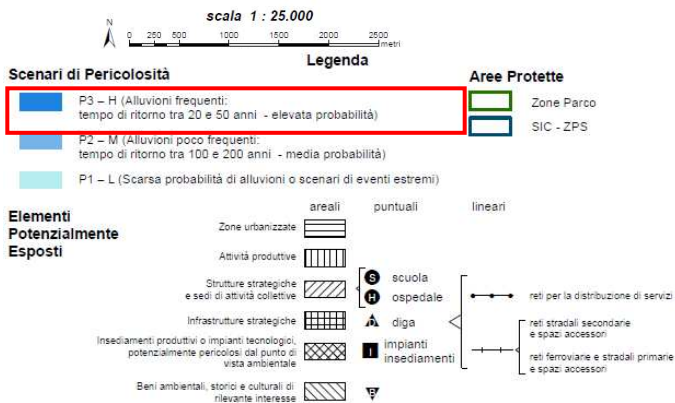
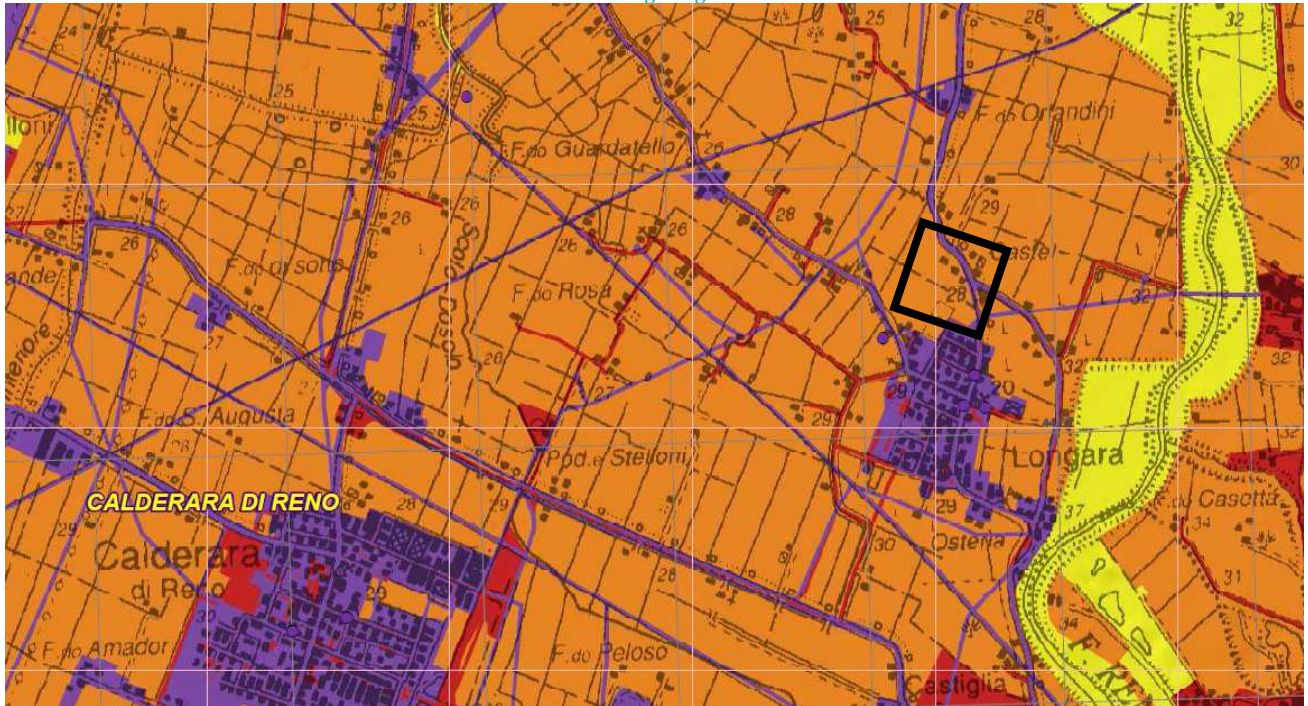


Fig. 3/5: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Mappa di Pericolosità e degli Elementi Potenzialmente Esposti della Direttiva relativa alla Valutazione e Gestione dei Rischi da Alluvioni; Reticolo Naturale Principale e Secondario. Lo scenario di Pericolosità locale è P3- H: Alluvioni frequenti, Tempo di Ritorno fra 20 e 50 AA, Elevata Probabilità.



 Piano di gestione del rischio di alluvioni
 Regione Emilia-Romagna

Direttiva Europea 2007/60/CE relativa alla
 valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni
 Mappa del rischio potenziale
 (art. 6 della Direttiva 2007/60/CE e art. 6 del D.Lgs. 49/2010)

Ambito territoriale: Reticolo naturale principale e secondario
 Dati consegnati nelle sedute dei Comitati Istituzionali dell'Autorità di
 Bacino dell'Arno e del Po del 23/12/2013

220NE - BOLOGNA NORD-OVEST

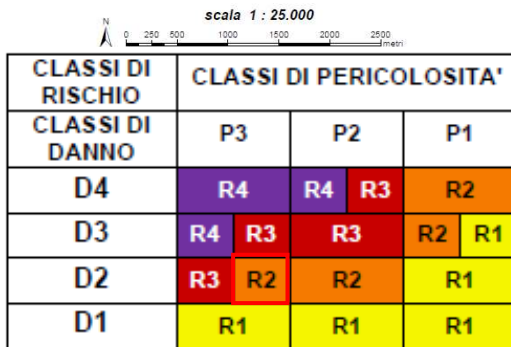


Figura 1 – Matrice del rischio (Indirizzi Operativi MATTM)

Fig. 3/7: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Mappa del Rischio Potenziale della Direttiva relativa alla Valutazione e Gestione dei Rischi da Alluvioni; Reticolo Naturale Principale e secondario. La Classe di Pericolosità è la P3 e riconduce ad una Classe di Danno D2 per la quale il rischio è R2= Rischio Medio.



Direttiva Europea 2007/60/CE relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni
 Mappa del rischio potenziale
 (art. 6 della Direttiva 2007/60/CE e art. 6 del D.Lgs. 49/2010)

Ambito territoriale: Reticolo Secondario di Pianura
 Dati consegnati nelle sedute dei Comitati Istituzionali dell'Autorità di Bacino dell'Arno e del Po del 23/12/2013

220NE - BOLOGNA NORD-OVEST

scala 1 : 25.000

CLASSI DI RISCHIO CLASSI DI DANNO	CLASSI DI PERICOLOSITA'	
	P3	P2
D4	R3	R2
D3	R3	R1
D2	R2	R1
D1	R1	R1

Figura 4 – Matrice del rischio di tipo C

Fig. 3/8: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Mappa del Rischio Potenziale della Direttiva relativa alla Valutazione e Gestione dei Rischi da Alluvioni; Reticolo Naturale Principale e secondario. La Classe di Pericolosità è la P2 e riconduce ad una Classe di danno compreso fra D3 e D1 per le quali il rischio è R1= Rischio Moderato o Nullo.

I Rischi che interessano l'area in esame sono di seguito descritti dai contenuti della Direttiva Alluvioni.

Classi di Rischio

- R1** (rischio moderato o nullo)
- R2** (rischio medio)
- R3** (rischio elevato)
- R4** (rischio molto elevato)



La cartografia rappresentata consiste nella mappatura del rischio di alluvioni, predisposta in attuazione della Direttiva 2007/60/CE e del D.Lgs. 49/2010. In particolare, l'art. 6 comma 5 del D.Lgs. 49/2010 recita:

"Le mappe del rischio di alluvioni indicano le potenziali conseguenze negative derivanti dalle alluvioni, nell'ambito degli scenari di cui al comma 2 e prevedono le 4 classi di rischio di cui al decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri in data 29 settembre 1998, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 3 del 5 gennaio 1999 [...]".

Il D.P.C.M. 29.09.98 "Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e del D.L. 11.06.98, n. 180", richiamato nel D.Lgs. 49/2010, definisce quattro classi di rischio:

•**R4 (rischio molto elevato)**: per il quale sono possibili perdite di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socio-economiche.

•**R3 (rischio elevato)**: per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socio-economiche e danni relativi al patrimonio ambientale;

•**R2 (rischio medio)**: per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche;

•**R1 (rischio moderato o nullo)**: per il quale i danni sociali, economici ed al patrimonio ambientale sono trascurabili o nulli.

Ai fini dell'attuazione del D.Lgs. 49/2010, le mappe del rischio sono state elaborate seguendo le indicazioni di cui al documento "Indirizzi operativi per l'attuazione della direttiva 2007/60/ce relativa alla valutazione ed alla gestione dei rischi da alluvioni con riferimento alla predisposizione delle mappe della pericolosità e del rischio di alluvioni", (MATTM, aprile 2013: http://www.minambiente.it/sites/default/files/archivio/allegati/varii/documento_definitivo_indirizzi_operativi_direttiva_alluvioni_gen_13.pdf)

in base ai quali la definizione del concetto di rischio si basa sulla seguente formula:
R = P x E x V = P x Dp dove:

P (pericolosità): probabilità di accadimento, all'interno di una certa area e in un certo intervallo di tempo, di un fenomeno naturale di assegnata intensità;
E (elementi esposti): persone e/o beni (abitazioni, strutture, infrastrutture, ecc.) e/o attività (economiche, sociali, ecc.) esposte ad un evento naturale;

V (vulnerabilità): grado di capacità (o incapacità) di un sistema/elemento a resistere all'evento naturale;

Dp (danno potenziale): grado di perdita prevedibile a seguito di un fenomeno naturale di data intensità, funzione sia del valore che della vulnerabilità dell'elemento esposto;

R (rischio): numero atteso di vittime, persone ferite, danni a proprietà, beni culturali e ambientali, distruzione o interruzione di attività economiche, in conseguenza di un fenomeno naturale di assegnata intensità.

L'analisi del rischio è stata svolta, pertanto, sovrapponendo, mediante procedure automatizzate su piattaforma GIS - Arcmap, alle mappe della pericolosità di alluvioni la cartografia degli elementi esposti distinti in 4 classi di danno potenziale (da D4 a D1), utilizzando l'algoritmo definito dagli "Indirizzi operativi" del MATTM, in particolare mediante la elaborazione di una matrice generale (Figura 1) che associa le classi di pericolosità P1, P2, P3 alle classi di danno D1, D2, D3 e D4, declinata in funzione della specificità e dell'intensità dei processi attesi (Figura 2, Figura 3 e 4).

Pertanto, definiti i 3 livelli di pericolosità (P3, P2, P1) e i 4 di danno potenziale (D4, D3, D2, D1) sono stati stabiliti i quattro livelli di Rischio conseguenti R4, R3, R2 ed R1 e quindi redatte le mappe del rischio.

CLASSI DI RISCHIO CLASSI DI DANNO	CLASSI DI PERICOLOSITA'		
	P3	P2	P1
D4	R4	R4	R2
D3	R4	R3	R1
D2	R3	R2	R1
D1	R1	R1	R1

Figura 1 – Matrice del rischio (Indirizzi Operativi MATTM)

CLASSI DI RISCHIO CLASSI DI DANNO	CLASSI DI PERICOLOSITA'		
	P3	P2	P1
D4	R4	R4	R2
D3	R4	R3	R2
D2	R3	R2	R1
D1	R1	R1	R1

Figura 2 – Matrice del rischio di tipo A

CLASSI DI RISCHIO CLASSI DI DANNO	CLASSI DI PERICOLOSITA'		
	P3	P2	P1
D4	R4	R3	R2
D3	R3	R3	R1
D2	R2	R2	R1
D1	R1	R1	R1

Figura 3 – Matrice del rischio di tipo B

CLASSI DI RISCHIO CLASSI DI DANNO	CLASSI DI PERICOLOSITA'	
	P3	P2
D4	R3	R2
D3	R3	R1
D2	R2	R1
D1	R1	R1

Figura 4 – Matrice del rischio di tipo C

Tipologia Matrice	Ambito
Matrice A	Corsi d'acqua naturali principali ITN008 (distretto padano)
Matrice B	Corsi d'acqua naturali principali e secondari UoM IT021, ITR081, IT101310 (distretto appennino settentrionale) e reticolo secondario collinare-montano ITN008 (distretto padano)
Matrice C	Aree costiere marine
Matrice C	Reticolo Secondario artificiale di Pianura

Le mappe del rischio elaborate applicando le matrici sopra descritte sono costituite da tre tematismi:

- copertura poligonale: derivante dall'intersezione effettuata tra pericolosità e elementi esposti di tipo areale (uso del suolo, etc);
 - copertura lineare: derivante dall'intersezione effettuata tra pericolosità e elementi esposti di tipo lineare (p.e. viabilità stradale e ferroviaria, etc);
 - copertura puntuale: derivante dall'intersezione effettuata tra pericolosità e elementi esposti di tipo areale (istituti scolastici, strutture sanitarie e ospedaliere, impianti IED, etc).
- Gli elementi a rischio di tipo puntuale (p.e. istituti scolastici) e lineari (p.e. viabilità stradale) sono stati rappresentati attribuendo al punto o alla linea il colore corrispondente al livello di rischio derivante dal calcolo.

Le mappe così redatte sono state corredate anche delle informazioni circa il numero di abitanti potenzialmente esposti all'alluvione.

Le mappe del rischio elaborate per ciascuno degli ambiti territoriali considerati (corsi d'acqua naturali, reticolo secondario artificiale di pianura e aree costiere-marine) sono state poi sintetizzate nella mappa del rischio massimo che rappresenta per ciascuna porzione di territorio la classificazione più elevata del rischio.

Le mappe del rischio devono comunque essere lette e interpretate in stretta correlazione con le mappe della pericolosità e degli elementi esposti.

Informazioni di carattere generale

Si specifica che i dati rappresentati nella mappa hanno valenza informativa e sono propedeutici alla elaborazione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni.

Le valutazioni tecniche condotte e le attività svolte dal Gruppo di Lavoro hanno consentito il raggiungimento, sull'intero reticolo idrografico e ambiti indagati, di un livello di confidenza complessivamente adeguato rispetto alla finalità delle mappe e alla prima fase di gestione prevista dalla Direttiva europea 2007/60/CE. Analisi e usi di tipo diverso, tuttavia, devono essere valutati caso per caso, in funzione delle incertezze e dei limiti intrinseci della mappatura.

Si sottolinea che i dati rappresentati potranno subire modifiche e integrazioni anche in relazione al percorso di presentazione, condivisione e diffusione che le Autorità di Bacino e la Regione Emilia-Romagna stanno portando avanti e continueranno a sviluppare contestualmente alla elaborazione del Piano.

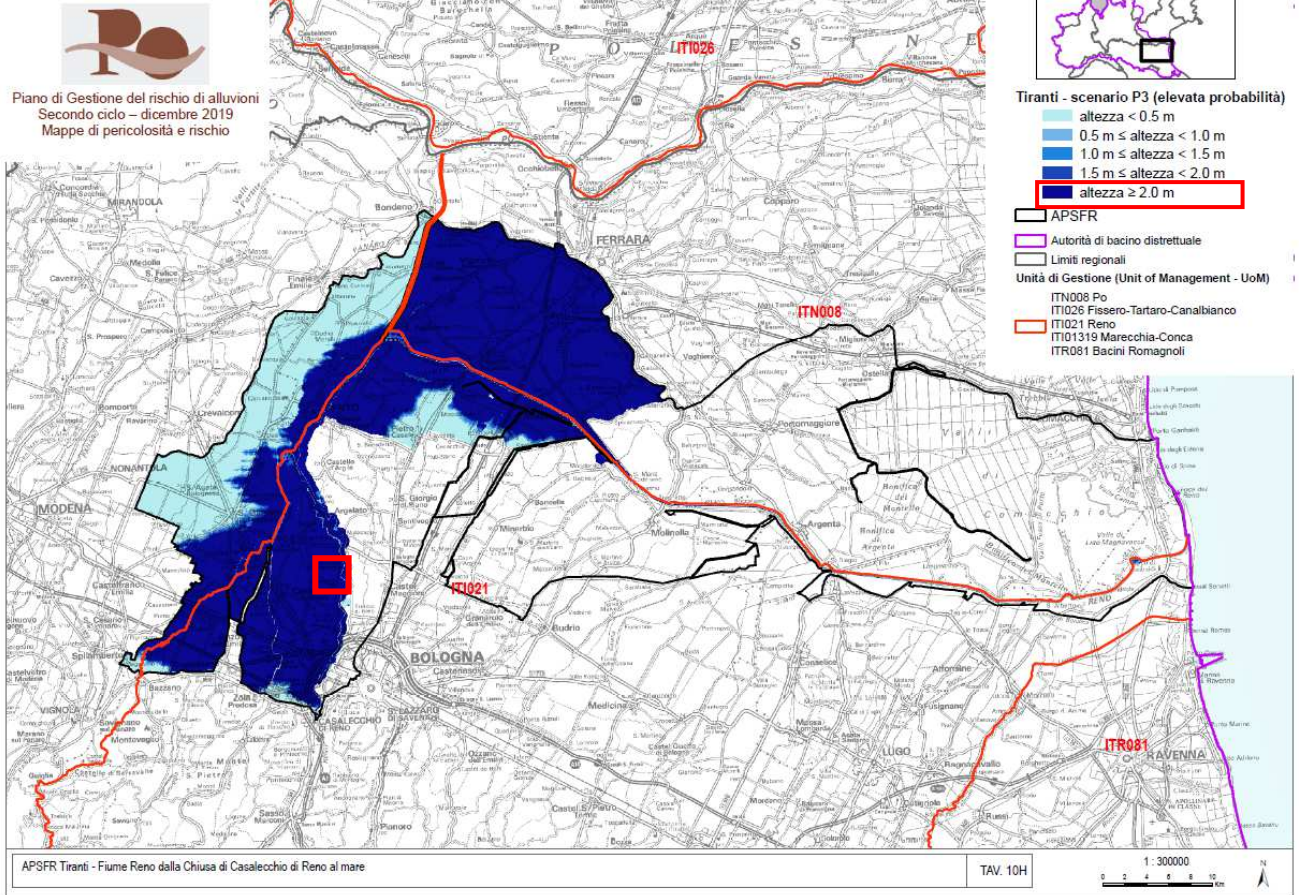
Le Autorità di Bacino e la Regione non saranno ritenuti responsabili nel caso in cui i dati venissero modificati o utilizzati per scopi diversi da quelli indicati.

I contenuti della carta possono essere utilizzati, senza alterarli, citando esplicitamente la fonte, secondo la seguente dicitura:

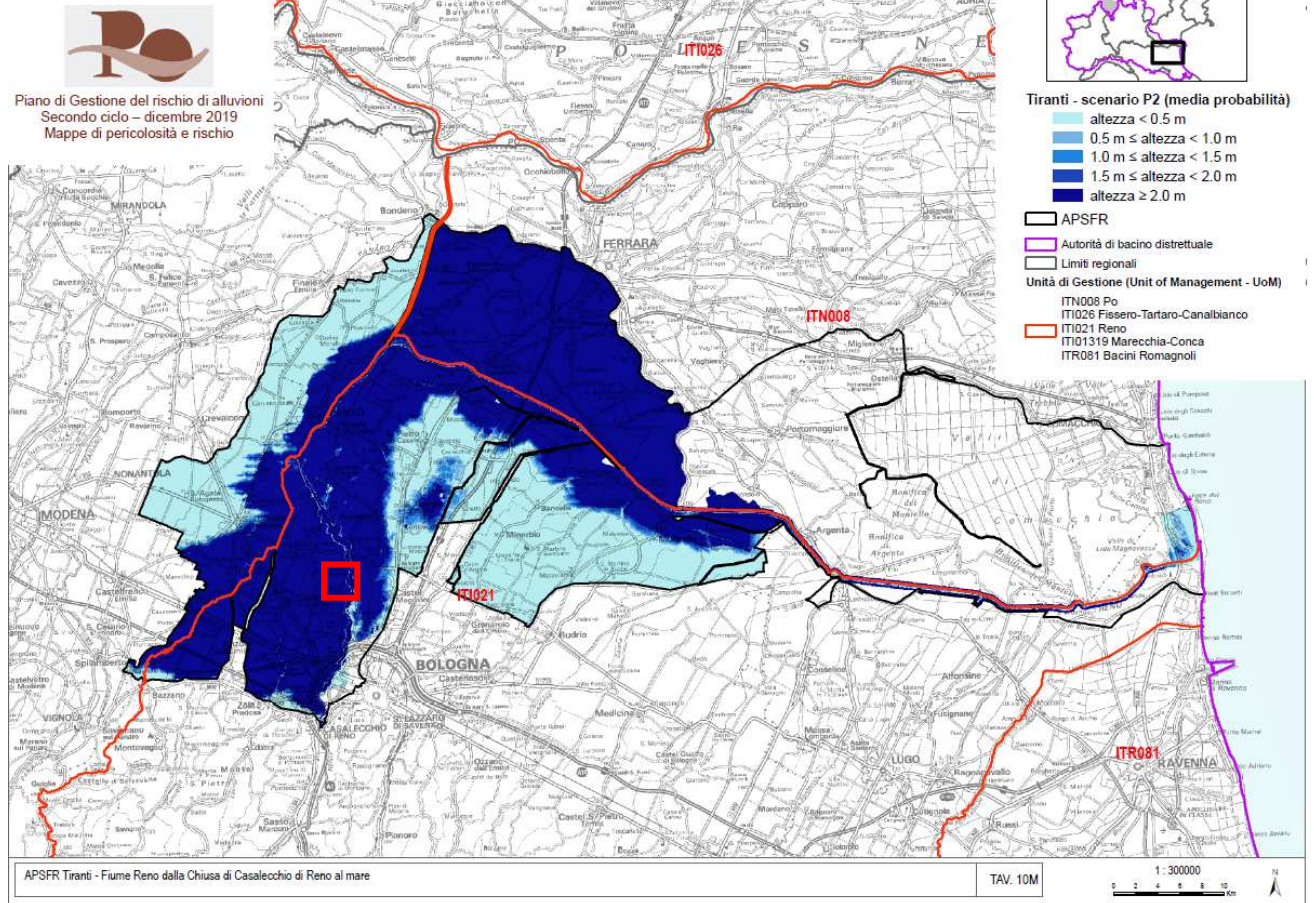
"Fonte: Mappa del rischio di alluvioni a scala 1:25'000, predisposta in attuazione dell'art. 6 della Direttiva 2007/60/CE e del D.Lgs. 49/2010".

Fig. 3/9: Legenda della Mappa del Rischio Potenziale della Direttiva relativa alla Valutazione e Gestione dei Rischi da Alluvioni; le matrici applicabili sono rispettivamente A e C come già in precedenza descritte.

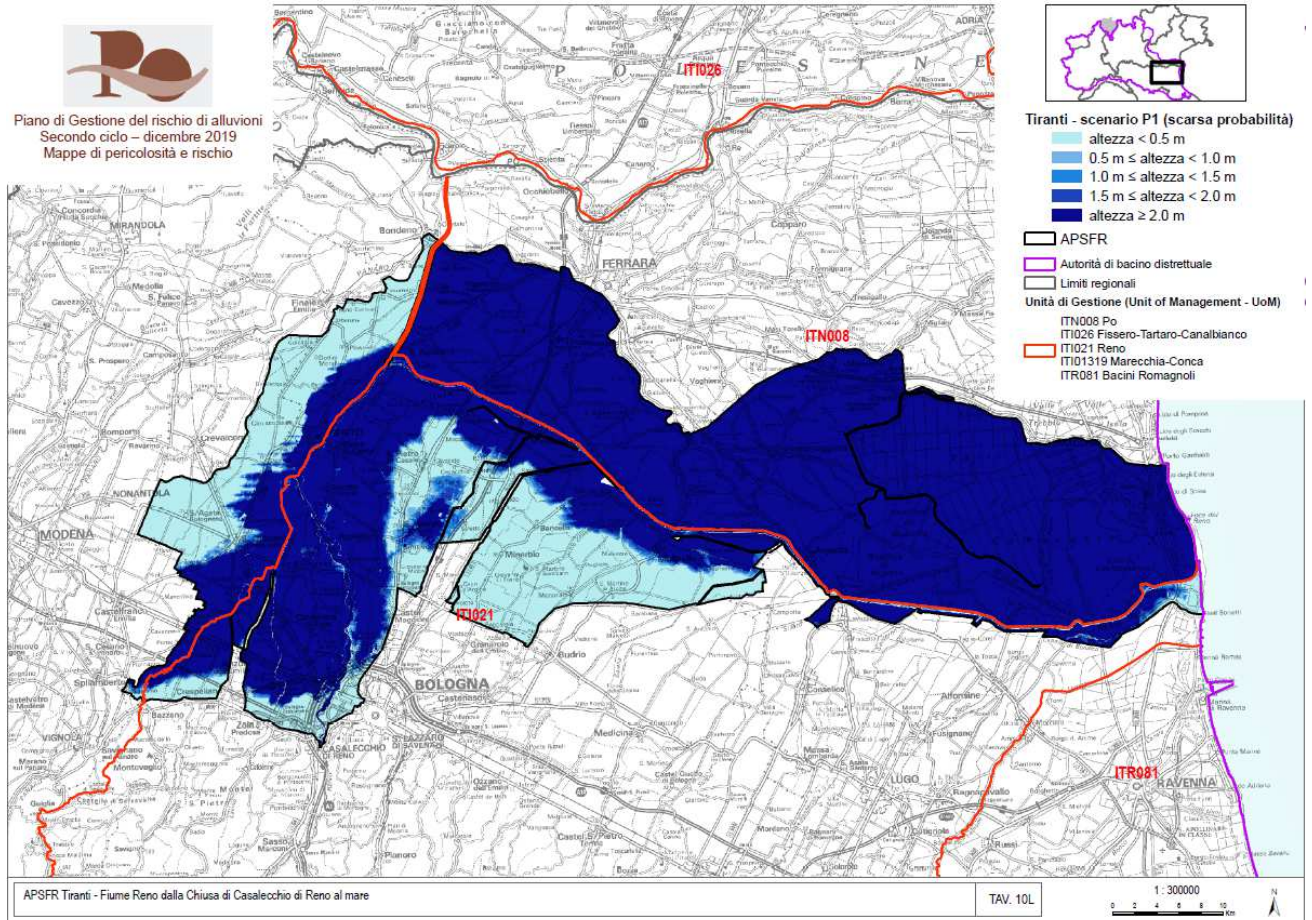
Il Tirante d'acqua atteso per gli Scenari P3- H: Alluvioni frequenti, Tempo di Ritorno fra 20 e 50 AA, Elevata Probabilità e P2- M: Alluvioni poco frequenti, Tempo di Ritorno fra 100 e 200 AA, Media Probabilità e P1- L: Alluvioni Rare, Scarsa Probabilità o Scenari di Eventi Estremi, per il Reticolo Naturale Principale e Secondario è superiore od uguale a 2,00 m (come riportato dalle seguenti figure del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, Secondo Ciclo, Dicembre 2019).



Tav. 3/10: Carta dei Tiranti delle Aree Allagabili dello Scenario P3 del Fiume Reno (Reticolo Principale) del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, Secondo Ciclo, Dicembre 2019. Scala Libera.



Tav. 3/11: Carta dei Tiranti delle Aree Allagabili dello Scenario P2 del Fiume Reno (Reticolo Principale) del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, Secondo Ciclo, Dicembre 2019. Scala Libera.



Tav. 3/12: Carta dei Tiranti delle Aree Allagabili dello Scenario P1 del Fiume Reno (Reticolo Principale) del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, Secondo Ciclo, Dicembre 2019. Scala Libera.

Le indicazioni della Direttiva Alluvioni e del connesso Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni riportano abbastanza ovviamente come, data la distanza dell'area in esame dal corso del Reno, data la natura della Pianura Padana e le caratteristiche dei suoi corsi idrici (localmente in primis il Fiume Reno), qualsiasi evento di crollo anche parziale degli argini (artificiali) del Fiume Reno o scavalco di tali argini non potrà causare alluvionamenti estesissimi e caratterizzati da altezze d'acqua per nulla trascurabili. È evidente che questa è l'attuale situazione della porzione di pianura compresa fra l'Appennino ed il Fiume Po ed il mare ed è quindi altrettanto evidente come tale situazione "affligga" sostanzialmente tutta l'edificazione di pianura della Regione Emilia-Romagna. Altrettanto evidente è che proteggersi da altezze d'acqua pari o superiori (di quanto?!) ai due metri sia un esercizio difficilmente realizzabile (se non impossibile) e non solamente per la componente del connesso costo economico. Non bisogna però illudersi che tale eventualità si configuri come impossibile, nella pianura bolognese (ad esempio) molto recente è il crollo (per vari motivi) dell'arginatura maestra del Sillaro. Tale evento ha comportato alluvionamenti estesi, per altezze d'acqua rilevanti e che hanno causato danni notevoli (in relazione, alla per fortuna scarsa densità abitativa della porzione di territorio interessata). Nel complesso comunque, gli elementi dell'idrologia e dell'idrogeologia locale, qualora opportunamente considerati, costituiscono elementi che pur non ostativi alla realizzazione dell'intervento oggetto della presente relazione, dovranno comunque essere tenuti in debita considerazione.

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA.

La caratterizzazione dell'area di lottizzazione si riferirà ai contenuti del DM/NTC 2018, per la determinazione della Categoria di Suolo (utilizzando l'Approccio Semplificato da Tab. 3.2.II) ci si è riferiti ai dati discendenti dalla misura indiretta di V_s tramite l'esecuzione di apposita indagine tomografica puntuale H/V. Ci si è altresì riferiti ai dati contenuti nel documento di MS di II e III ovvero a misure H/V o MASW eseguite nei pressi dell'area in esame. Di seguito verranno riportate tali indagini.

4.1 Misura H/V:

Descrizione della metodologia tomografica e HVSR e scopo dell'indagine:

La metodologia tomografica si basa sulla misura diretta delle frequenze di naturale vibrazione dei suoli (e/o di altri oggetti poggiati direttamente o indirettamente sul suolo), sfruttando in pratica l'effetto pendolo. Nel dominio della frequenza vengono coinvolti quattro spettri rappresentati dalle componenti orizzontali e verticali del moto in superficie (HS e VS) e alla base dello strato (HB e VB). La tecnica di Nakamura si basa sulle seguenti ipotesi: le sorgenti dei microtremori sono locali, trascurando qualsiasi contributo dovuto a sorgenti profonde; le sorgenti dei microtremori in superficie non influenzano i microtremori alla base; la componente verticale del moto non risente di effetti di amplificazione locale. Sotto queste ipotesi, il rapporto fra le componenti verticali del moto in superficie ed alla base contiene solo termini delle sorgenti locali $AS(f)$ e delle sorgenti alla base $AB(f)$, ed è pari a: $R_v(f) = V_s(f)/V_B(f) = AS(f)/AB(f)$. Mentre il rapporto fra l'ampiezza dello spettro della componente orizzontale del moto in superficie (HS) e alla base dello strato (HB), contiene oltre che il termine di sorgente anche il termine di amplificazione di sito in superficie $S(f)$ e può essere espresso nel seguente modo: $R_h(f) = H_s(f)/H_B(f) = [AS(f) * S(f)] / AB(f)$. Per rimuovere l'effetto di sorgente dai segnali, Nakamura divide i due rapporti R fra loro ottenendo così la seguente espressione per la funzione trasferimento di sito: $R_h(f)/R_v(f) = S_s(\omega) = H_s(f)/H_B(f) * V_B(f)/V_s(f)$. Ipotizzando infine che alla base dei sedimenti l'ampiezza spettrale della componente verticale e di quella orizzontale siano uguali e cioè: $V_B(f)/H_B(f) = 1$. Il fattore di amplificazione del moto orizzontale in superficie potrà essere valutato direttamente nel seguente modo: $S(f) = H_s(f)/V_s(f)$. Le varie ipotesi sono state verificate dallo stesso Nakamura (1989) con misure di microtremori in superficie e in pozzo. Le stesse assunzioni sono state verificate anche da altri autori confrontando i risultati ottenuti con modelli di propagazione di onde di Rayleigh, modelli di propagazione 1-D di onde S e con modelli di generazione sintetica di rumore. Le conclusioni a cui sono giunti gli studi suddetti sono che il picco visibile nei rapporti H/V ottenuti con il rumore simulato è indipendente dalle caratteristiche della sorgente del rumore e che dipende invece fortemente dalla stratigrafia del terreno. Tale picco è inoltre ben correlato con la frequenza fondamentale di risonanza del terreno soggetto alla propagazione di onde S verticali e con il picco fondamentale delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh. Le misure sono state eseguite con un apparecchio portatile compatto (TROMINO MICROMED) che alloggia in un unico contenitore rigido metallico tre sensori sismometrici, un digitalizzatore a 24 bit ed il sistema di archiviazione su *flash memory*. Per il punto di misura si è acquisita una registrazione della durata di 20 minuti, campionata ad una frequenza di 128 Hz. Il segnale acquisito è stato quindi corretto per la linea di base (sottraendo a ciascun punto la media effettuata sull'intera traccia); corretto da andamenti (trend) anomali (sottraendo la retta della regressione lineare effettuata su tutti i punti della traccia); filtrato con un passa banda tra 0.1 e 64 Hz, Per ogni segnale si è calcolata quindi la trasformata di Fourier e successivamente si è effettuato il rapporto spettrale fra le componenti orizzontale e verticale. Tale rapporto è stato smussato con una finestra triangolare al 5% ed il risultato di tale operazione è stato assunto come stima delle funzioni di amplificazione locale di Nakamura. Tutte le operazioni descritte sono state fatte prevalentemente in campagna, mediante un programma applicativo appositamente implementato. Questo ha permesso di avere già al sito la possibilità di verificare le misure effettuate ed eventualmente ripeterle. La misura di microtremori è infatti soggetta ad influenze ambientali (vento, pioggia, copertura artificiale dei terreni, ecc.): per una descrizione dettagliata dei problemi legati alla corretta effettuazione delle misure si veda Mucciarelli (1998). Di seguito si riporta una succinta bibliografia di riferimento circa metodologia, utilizzo e restituzione della metodologia tomografica: Mucciarelli, M. (1998). Reliability and applicability range of Nakamura's technique using microtremors: an experimental approach, *J. Earthquake Engin.*, Vol. 2, n. 4, 1-14. Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *QR Railway Tech. Res. Inst.* 30, 1.

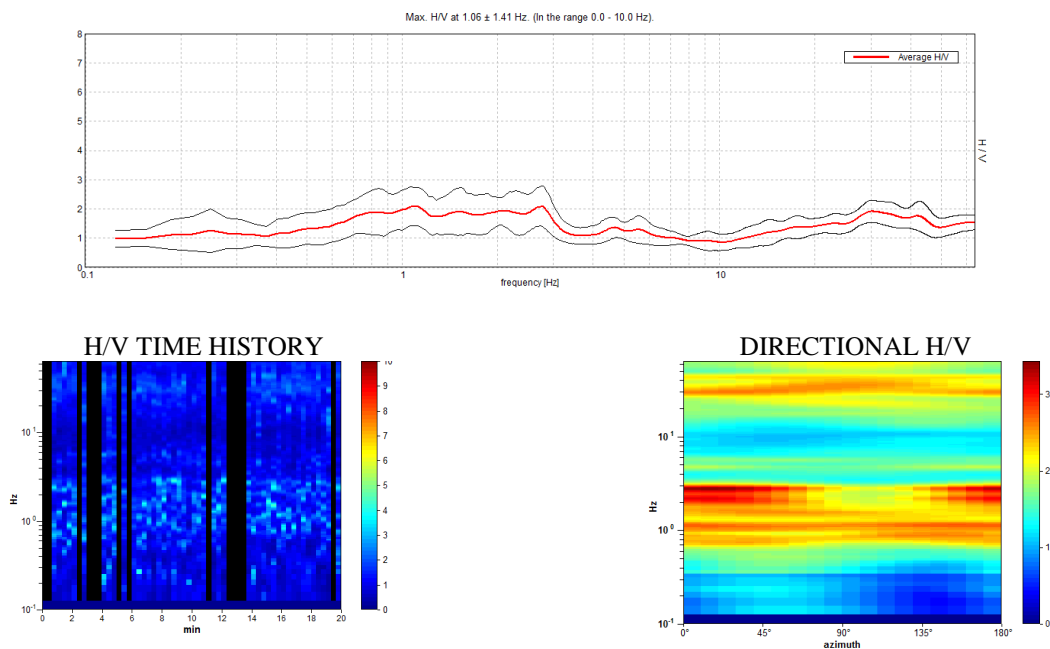
Lo scopo della misura eseguita è l'individuazione dei seguenti parametri caratteristici dell'area in esame: $V_s(30)$ e conseguente categoria sismica dei suoli di fondazione, secondo i contenuti del DM NTC 2018 che permetterà di individuare lo Spettro di Risposta sismica del suolo di fondazione e di riferimento per

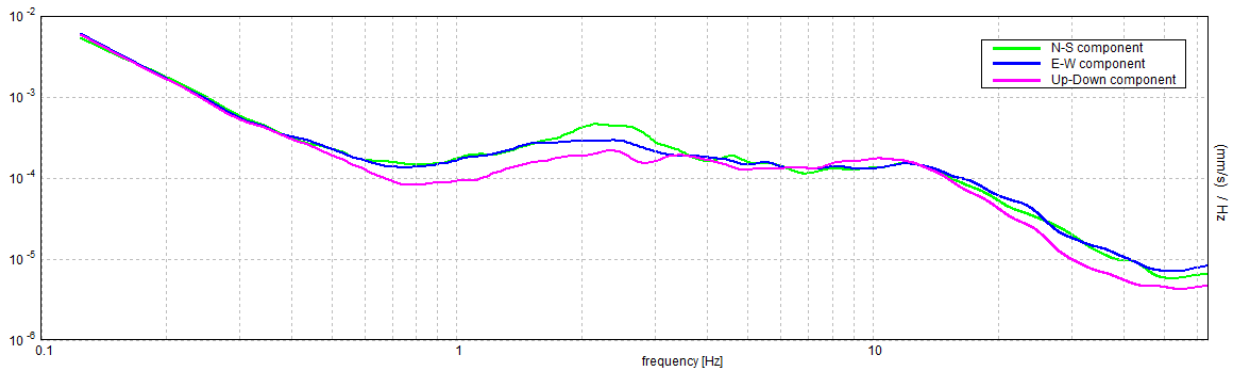
l'area; Frequenza propria (di vibrazione) dei suoli di fondazione. L'indagine tromografica si è appoggiata alle conoscenze stratigrafiche locali. Ciò è indispensabile data la natura della strumentazione utilizzata e date le possibilità offerte dalle esperienze di Nakamura (et Alii), di cui si è sopra già ampiamente riportato. È importante far osservare come uno strumento tromografico sia l'unica strumentazione in grado di misurare la frequenza propria di oscillazione dei terreni. Da tali dati si possono poi ricostruire tutte le altre componenti caratterizzanti dal punto di vista sismico i terreni di un'area (e sopra indicati). La possibilità di risalire ai dati di Vs30 conoscendo le frequenze tipiche di un suolo e gli spessori (profondità) dei suoi riflettori sismici, discende dalle esperienze di Nakamura e del derivato metodo HSVR precedentemente descritto. Il metodo di indagine utilizzato presuppone alcune approssimazioni legate ad esempio al fatto che le velocità di propagazione delle onde sismiche provocate aumentano dall'alto verso il basso (per questo il metodo consente la determinazione delle velocità intese come medie del volume di terra indagato non avendo un grado di definizione elevato); le velocità Vs così misurate sono comunque significative, trattandosi pur sempre di una misura diretta. Nei grafici H/V – f, che verranno in seguito riportati, si individuano le varie frequenze tipiche dei terreni di fondazione, dato di notevole importanza per una accurata progettazione delle strutture da realizzarsi sull'area in esame. Si dovranno evitare accoppiamenti fra le modalità di vibrazione delle strutture (prevedibili in fase di progettazione) e le modalità di vibrazione dei terreni di fondazione.

Risultanze dell'indagine H/V localmente eseguita: GRILLA FOLDER, LONGARA DI CALDERARA R 2021

Instrument: TRZ-0009/01-09
Start recording: 13/10/21 10:44:12 End recording: 13/10/21 11:04:12
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
Trace length: 0h20'00". Analyzed 77% trace (manual window selection)
Sampling rate: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing type: Triangular window
Smoothing: 10%

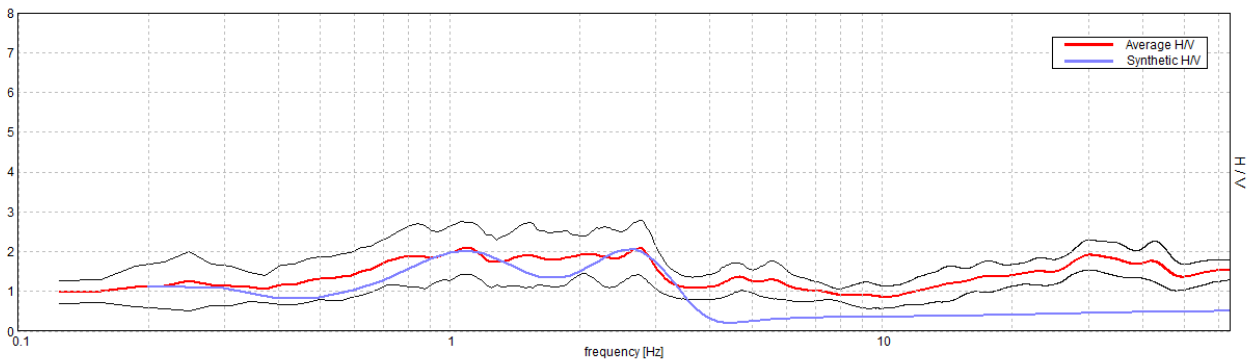
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO





EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 1.06 ± 1.41 Hz. (In the range 0.0 - 10.0 Hz).



Figg. 4/1: restituzione della misura puntuale H/V.

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
2.00	2.00	220	0.49
17.00	15.00	170	0.48
87.00	70.00	350	0.46
487.00	400.00	510	0.42
inf.	inf.	730	0.40

Tab. 1: Restituzione degli “sismo- strati” individuati sulla base della misura puntuale H/V.

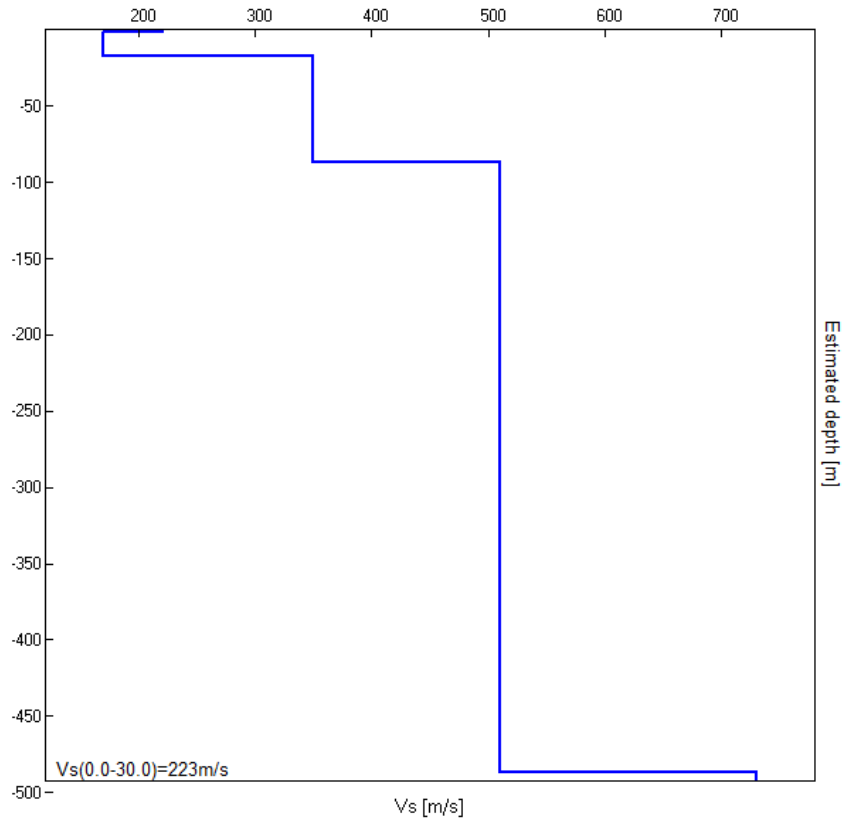


Fig. 4/2: Restituzione grafica degli “sismo- strati” individuati sulla base della misura puntuale H/V.

Frequenza natural di vibrazione dei terreni di Fondazione locali:

Max. H/V at 1.06 ± 1.41 Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz).

La misura di Vs per il caso in esame (dove non è ovviamente presente alcun bed- rock o bed- rock- like entro la profondità di 30 metri dal p.c.) corrisponde al valore di Vs30 (a cui si riferisce la Tab. 3.2.II del DM/NTC 2018) di 223 m/s, tale valore determina una Categoria di Suolo C (si veda più oltre). La Frequenza di vibrazione è di poco superiore all’Hertz. Di seguito si porteranno ulteriori considerazioni relative a questi dati, considerazioni che discendono anche dall’analisi dei dati disponibili in bibliografia, relativi ai pressi dell’area in esame.

4.3 Dati di bibliografia:

in Fig. 2/9 alla quale si rimanda si sono riportate le ubicazioni di alcune misure “geofisiche/sismiche” eseguite negli immediati pressi dell’area in esame, che di seguito vengono riportate.

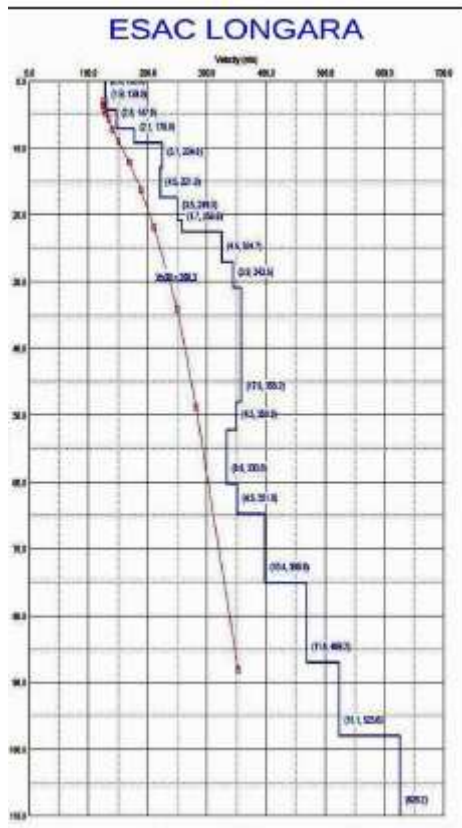
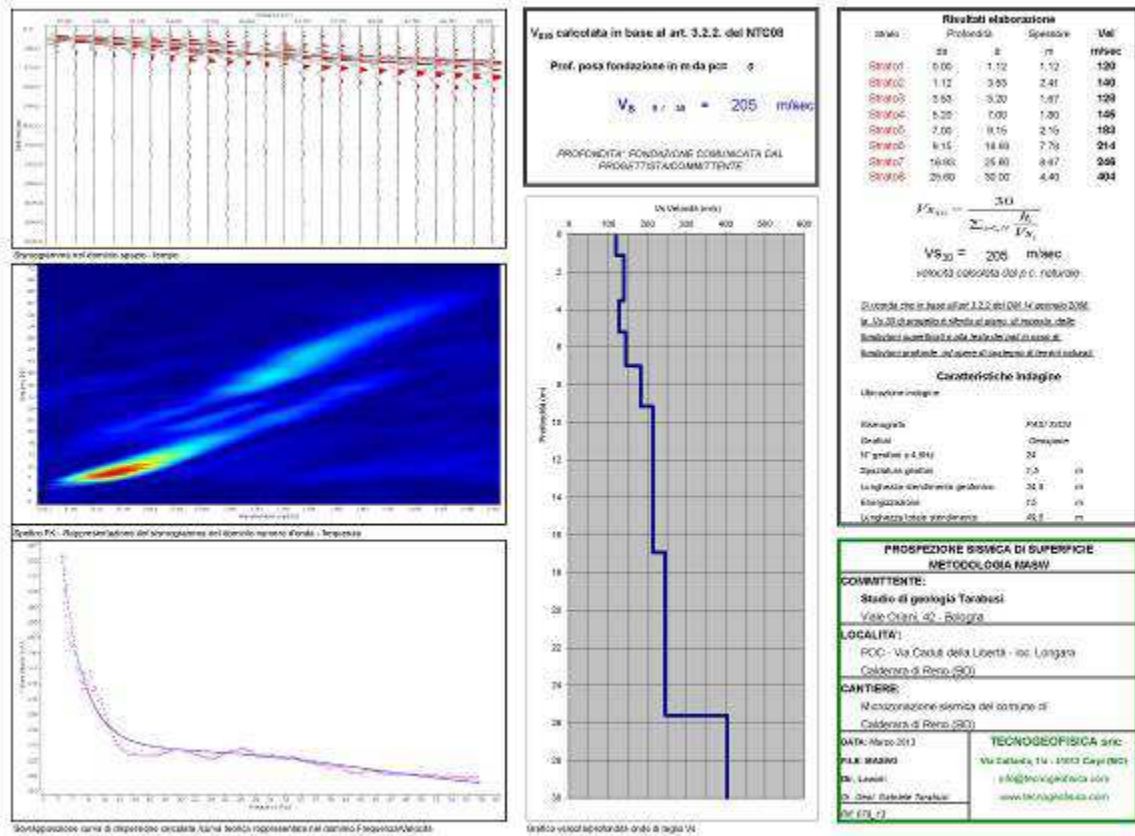
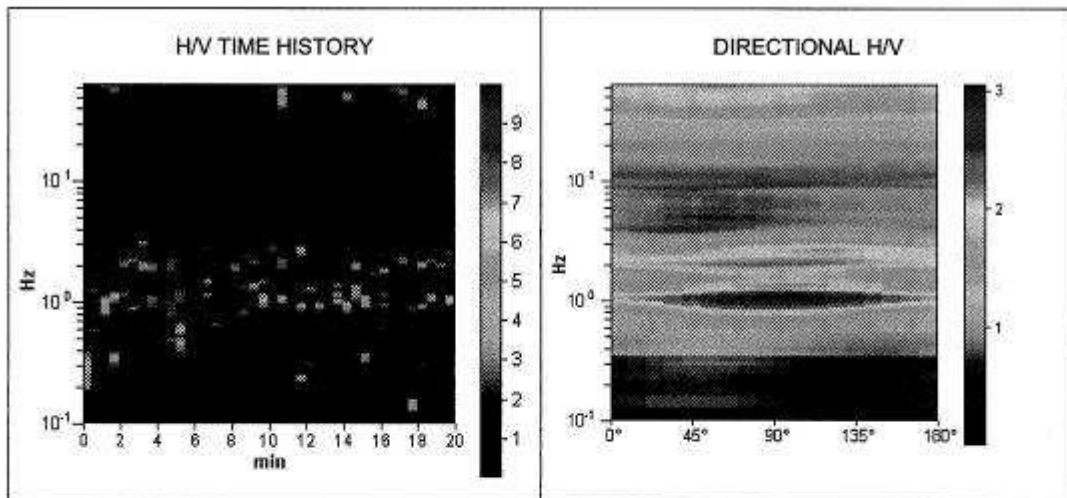
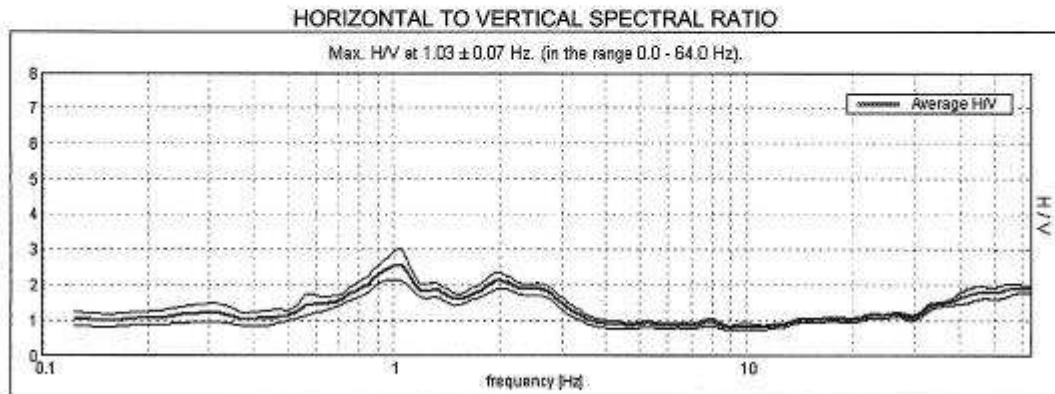


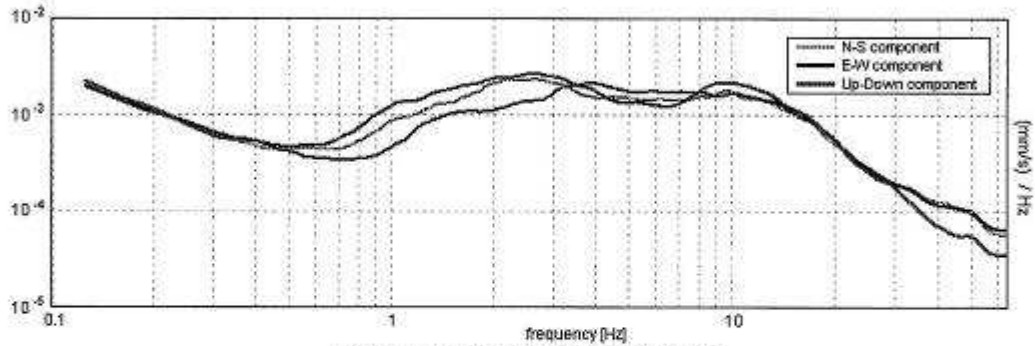
Fig. 4/3: Misura MASW J008 e misura ESAC eseguita in località Longara, da Studio di MSIIL, si noti che sino alla profondità di 30 metri i due profili possono essere ritenuti sostanzialmente congruenti. Nella restituzione della misura H/V riportata in precedenza si è molto semplificato tale modello al quale ci si è comunque riferiti come riferimento di massima.

LONGARA CENTRO SOCIALE, TR22

Start recording: 20/07/10 08:22:50 End recording: 20/07/10 08:42:51
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN
GPS data not available
Trace length: 0h20'00". Analyzed 98% trace (automatic window selection)
Sampling frequency: 128 Hz
Window size: 30 s
Smoothing window: Triangular window
Smoothing: 10%

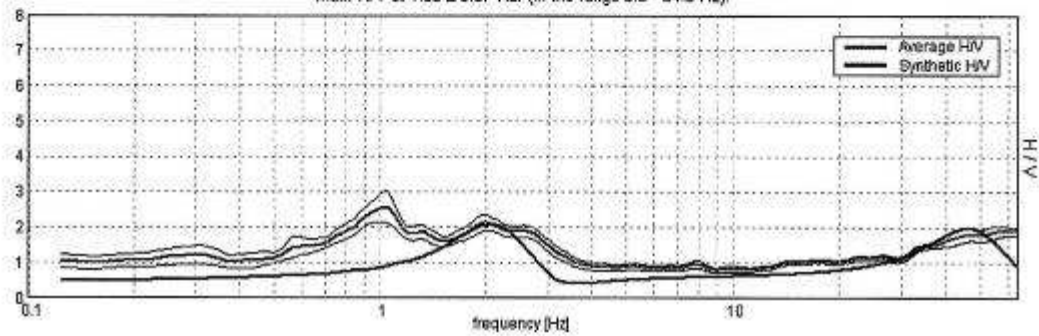


SINGLE COMPONENT SPECTRA



EXPERIMENTAL VS. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 1.03 ± 0.07 Hz. (in the range 0.0 - 64.0 Hz)



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]
0.50	0.50	95
23.00	22.50	195
inf.	inf.	420

Vs30 = 218 m/s

Figg. 4/4: Misura H/V R014. Si noti che la misura individua l'orizzonte ghiaioso inteso come il primo localmente rigido.

CALDERARA, R072

Start recording: 17/04/13 11:16:30 End recording: 17/04/13 11:30:31
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
GPS data not available

Trace length: 0h14'00", Analyzed 64% trace (manual window selection)
Sampling rate: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing type: Triangular window
Smoothing: 10%

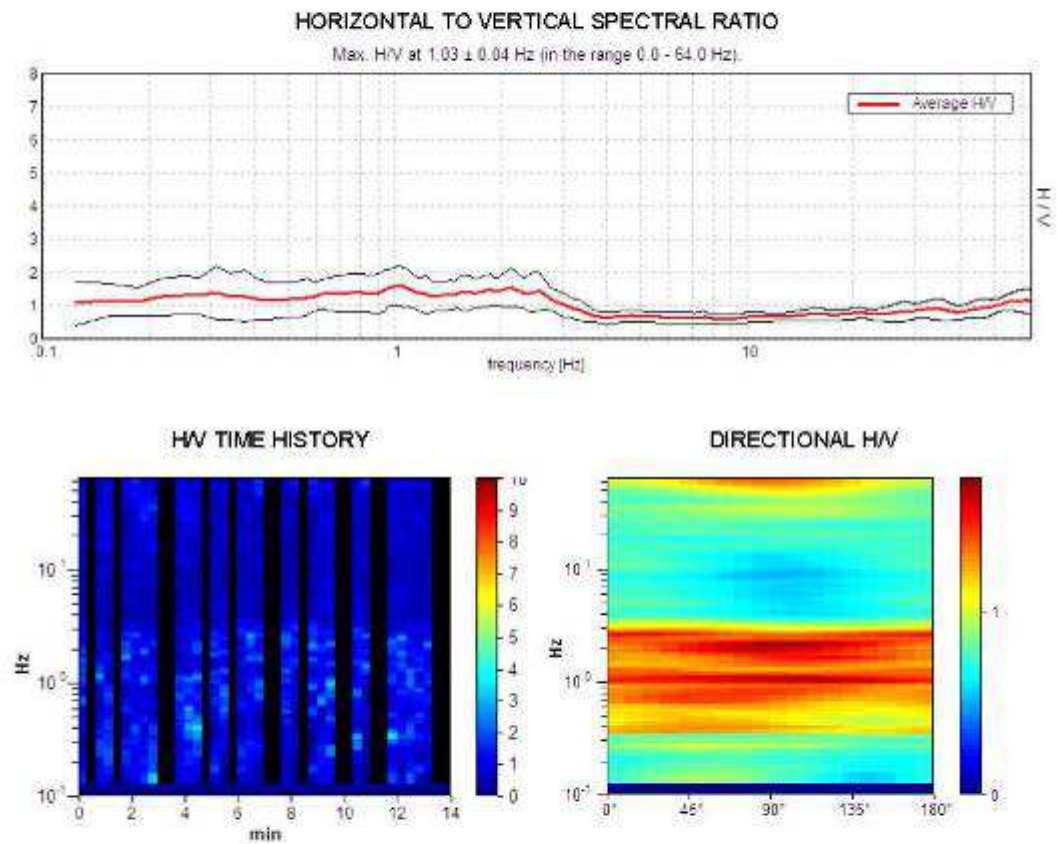


Fig. 4/5: Misura H/V R072 (R045).

I dati di MS II e IIL L vengono di seguito riportati:

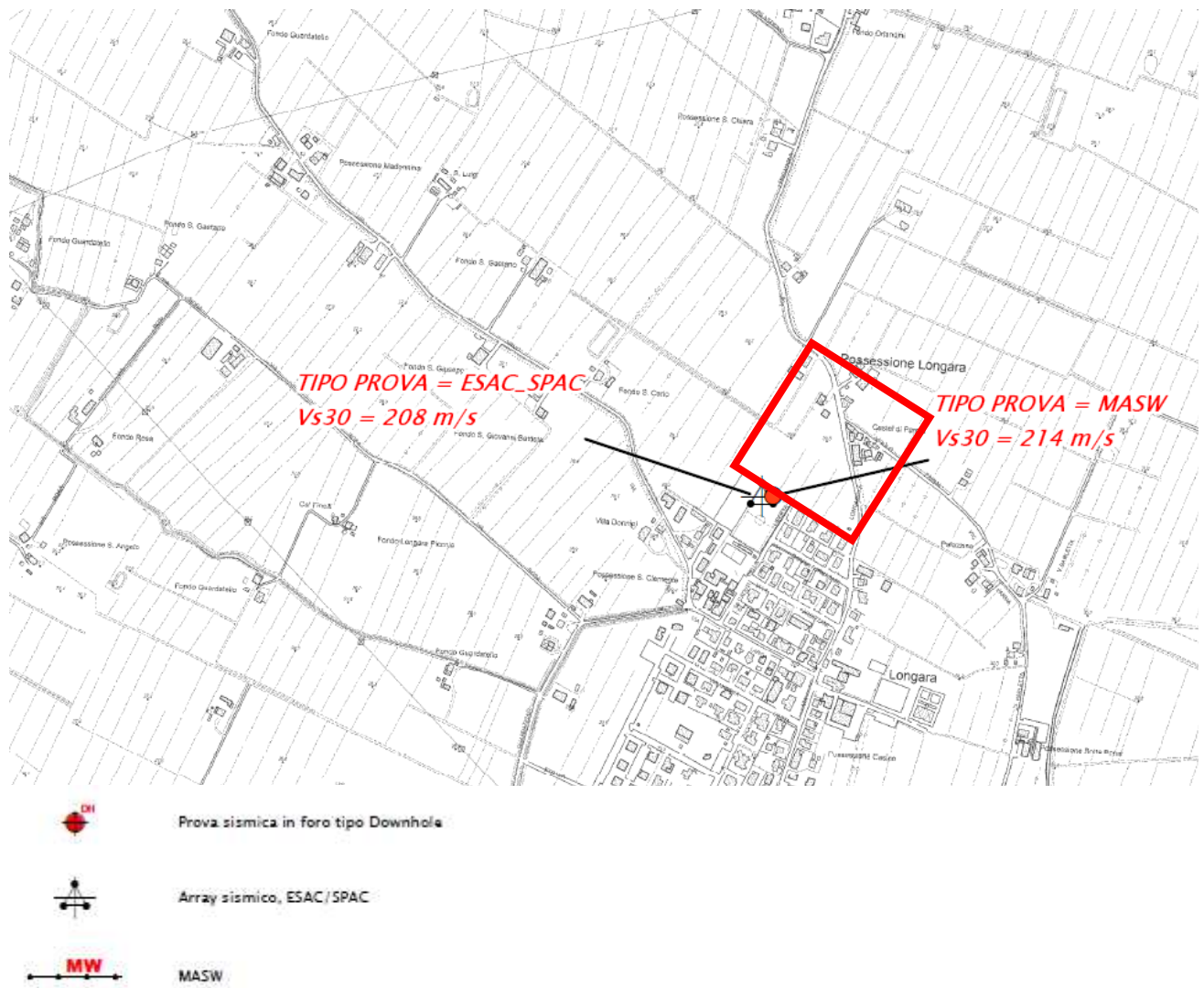


Fig. 4/6: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 5: Carta delle Velocità delle Onde di Taglio S dello Studio di MSIIL del Comune di Calderara di Reno. Si noti che sono cartografate le misure già riportate poco sopra.

I valori di Vs30 individuati sono del tutto comparabili a quello indicato dallo scrivente e confermano una Categoria di Suolo C, come di seguito descritta (da Tab. 3.2.II del DM/NTC 2018).

3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

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

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

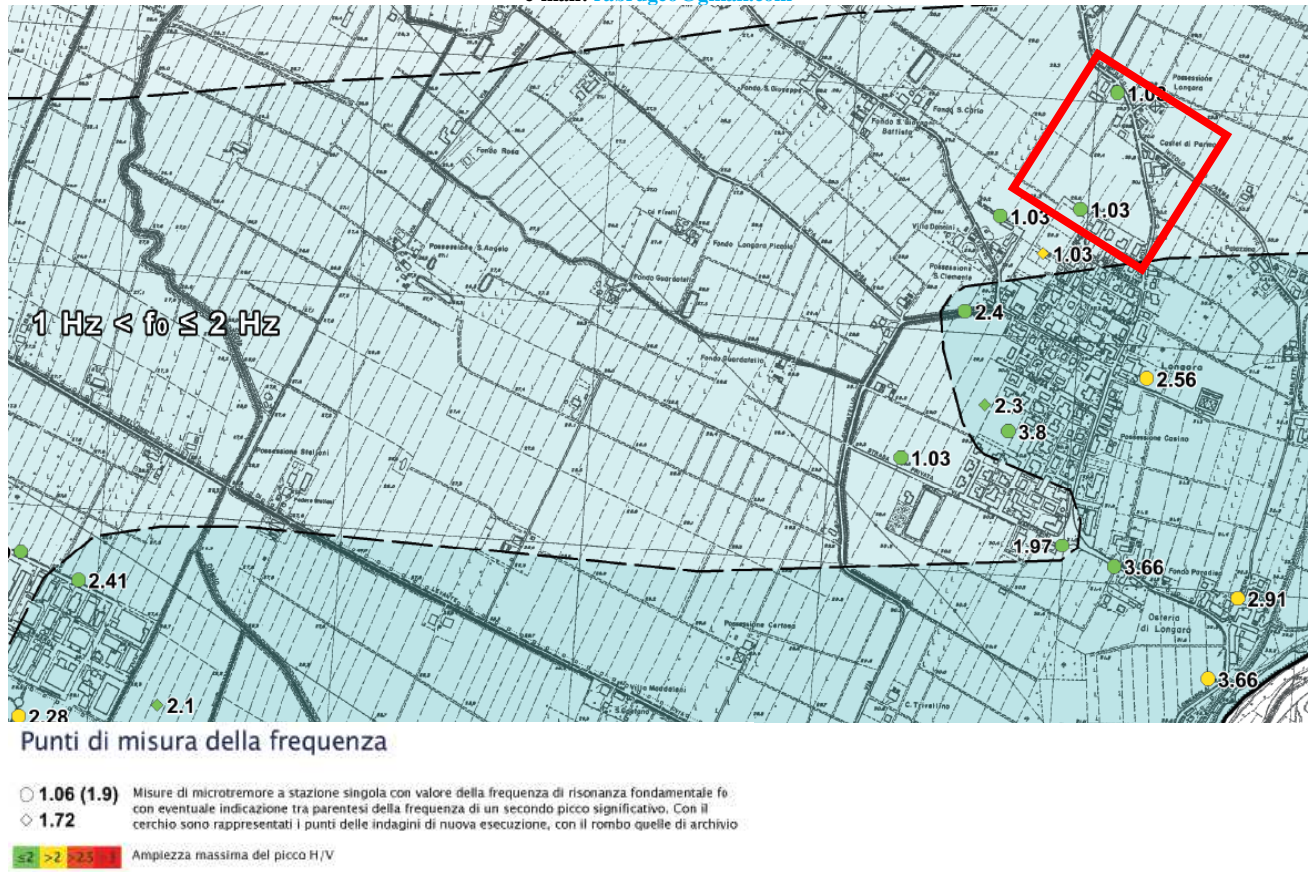
Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Fig 4/7: Tabella 3.2.II da DM/NTC 2018.

Per tornare alla frequenza naturale dei terreni di fondazione, con riferimento alla documentazione di MS, come si può vedere dalla di seguito riportata carta, i dati individuati dallo Studio di Pianificazione sono del tutto congruenti con quelli individuati dallo scrivente (e riportati più sopra in relazione) che individuano la frequenza di 1,06 Hz circa.



Suddivisione del territorio in classi di frequenza

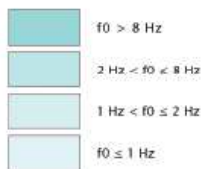
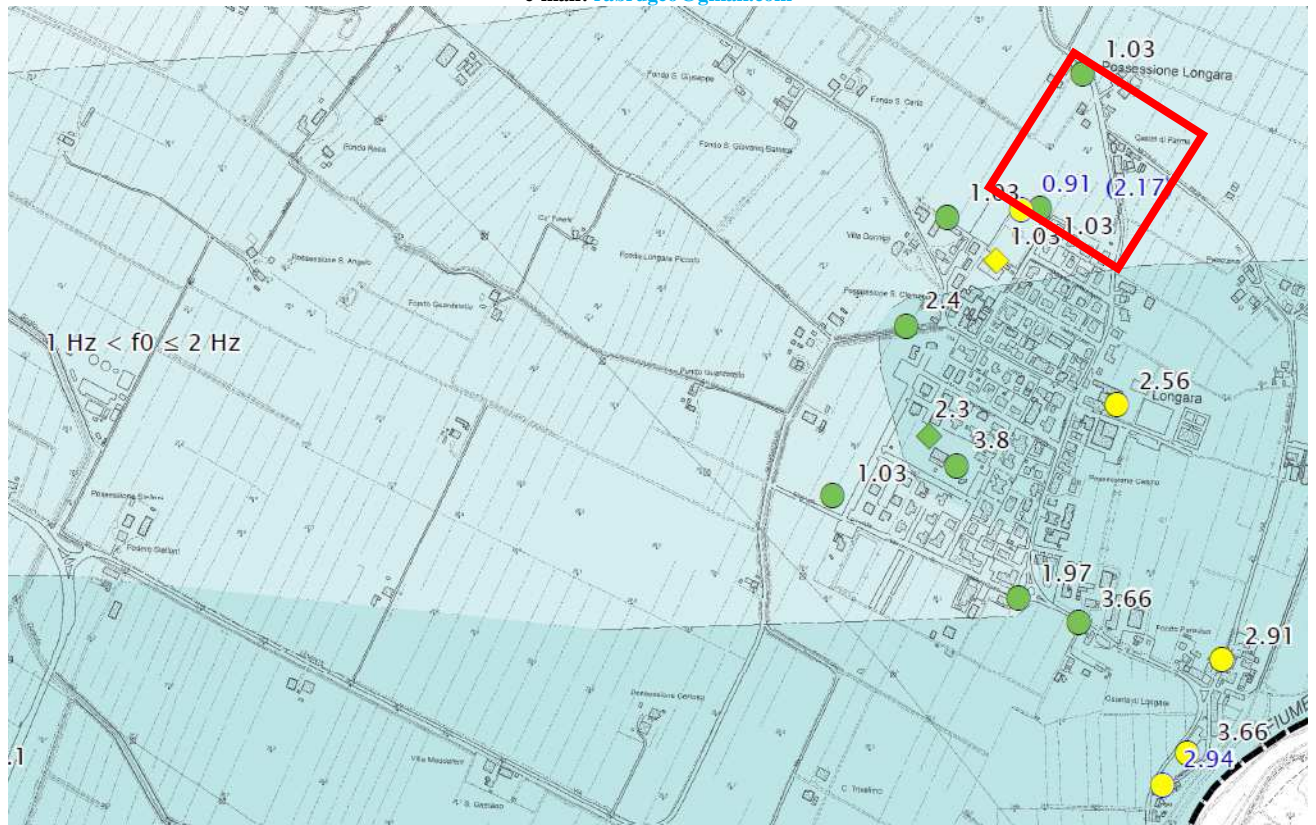


Fig. 4/8: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 3: Carta delle Frequenze Naturali di Terreni dello Studio di MSIL del Comune di Calderara di Reno.



Punti di misura della frequenza

- 1.06 (1.9) Misure di microtramore a stazione singola con valore della frequenza di risonanza fondamentale f_0 con eventuale indicazione tra parentesi della frequenza di un secondo picco significativo. Con il cerchio sono rappresentati i punti dalle indagini di nuova esecuzione (sono evidenziati in blu quelli da 50/60 minuti), con il rombo quelle di archivio.
- ◇ 1.72
- Ampiezza massima del picco H/V

Suddivisione del territorio in classi di frequenza

- $f_0 > 8 \text{ Hz}$
- $2 \text{ Hz} < f_0 \leq 8 \text{ Hz}$
- $1 \text{ Hz} < f_0 \leq 2 \text{ Hz}$
- $f_0 \leq 1 \text{ Hz}$

Fig. 4/9: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 3: Carta delle Frequenze Naturali di Terreni dello Studio di MSIII del Comune di Calderara di Reno. La Tavola riporta un ulteriore dato per il centro dell'area in esame che risulta inferiore all'Hertz. Non si aggiunge ulteriore commento.

4.4 Parametri Sismici caratterizzanti l'area in esame per Categoria di Suolo C:

Si è provveduto a caratterizzare l'area d'indagine secondo i contenuti delle NTC 2018. Per le necessità della presente fase di caratterizzazione si è utilizzato il software Geostru PS Parametri Sismici ®, di GeoStru ©. Verranno riportati i vari parametri individuati relativi alla categoria C, sulla base delle assunzioni che verranno riportate; starà al progettista eventualmente modificarle, in tal caso si dovrà ritenere non più valido quanto di seguito riportato.

Individuazione dei Parametri Sismici. Premessa:

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli stati limite, che possono verificarsi durante un determinato periodo di riferimento della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica, che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire: in primo luogo la vita nominale dell'opera, che congiuntamente alla classe d'uso, permette di determinare quel periodo di riferimento; una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, una volta definite le relative probabilità di superamento, è possibile stabilire il periodo di ritorno associato a ciascun stato limite; a questo punto è possibile definire la **pericolosità sismica di base** per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

Vita Nominale, Classi D'uso E Periodo di Riferimento:

Nelle NTC18 il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

dove:

V_R = periodo di riferimento

V_N = vita nominale;

C_U = coefficiente d'uso.

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , secondo le NTC18, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità:

$V_N \leq 10$ anni per le opere provvisorie, provvisionali e le strutture in fase costruttiva che però abbiano una durata di progetto ≥ 2 anni.

$V_N \geq 50$ anni per le opere ordinarie, ponti, infrastrutture e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.

$V_N \geq 100$ anni per grandi opere, ponti, infrastrutture e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC18 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. $C_U = 0,70$;

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. $C_U = 1,0$;

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. $C_U = 1,5$;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie, ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. $C_U = 2,0$;

Nel caso specifico $V_N = 50$ anni. In quanto essendo l'edificio in esame di Classe d'Uso II, il C_U è pari a 1,00.

Stati limite, probabilità di superamento e periodo di ritorno:

Le NTC18 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati*

limite di esercizio (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU). Gli stati limite di esercizio sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali. Le NTC18, in presenza di azioni sismiche, richiedono le verifiche allo SLO solo per gli elementi non strutturali e per gli impianti di strutture di classi d'uso III e IV (NTC18, punto 7.1). Lo SLO si utilizza anche come riferimento progettuale per quelle opere che devono restare operative durante e subito dopo il terremoto. Le verifiche allo SLC sono, invece, richieste solo per le costruzioni o ponti con isolamento e/o dissipazione (NTC18, punto 7.10).

Ad ogni stato limite è associata una probabilità di superamento P_{VR} (Tabella seguente), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R , si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $I = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$P_{VR} = 81\%$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$P_{VR} = 63\%$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$P_{VR} = 10\%$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$P_{VR} = 5\%$

Tab. 2: Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R .

Fissati V_R e P_{VR} associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni, mediante l'espressione riportata nell'Allegato A delle NTC08:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana. Poiché è $V_R = 50$ anni, il tempo di ritorno T_R sarà:

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$T_R = 30$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$T_R = 50$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$T_R = 475$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$T_R = 975$

Tab. 3: Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R .

Definizione della pericolosità sismica di base:

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC18, 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. Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC18 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica". Secondo le NTC18 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (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 NTC18:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

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

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

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

a_g , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

F_o e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti dalle NTC18, per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC18:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato, mentre $p_1, 2$ è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno $T_{R1, 2}$. Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC18:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell' i -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo vertice della suddetta maglia. Come alla seguente figura.

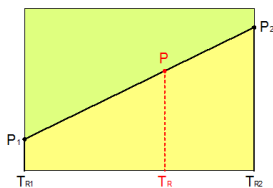


Fig. 4/11: Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC18.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella seguente figura.

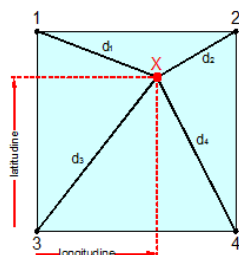


Fig. 4/12: Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC18.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC18, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due

punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(\text{lat}\beta) \cdot \sin(\text{lat}\alpha) + \cos(\text{lat}\beta) \cdot \cos(\text{lat}\alpha) \cdot \cos(\text{lon}\alpha - \text{lon}\beta)] \quad (4.3)$$

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre $\text{lat}\alpha$, $\text{lon}\alpha$, $\text{lat}\beta$ e $\text{lon}\beta$ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza. La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di $\pm 0,01g$ ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile. Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

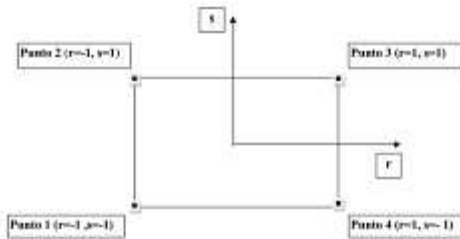


Fig. 4/13: Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1-r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1+r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1+r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate x, y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot x_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot x_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot x_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot x_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot y_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot y_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot y_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot y_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s , si determinano i parametri a_g, F_0, T_C^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot p_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot p_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot p_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot p_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot p_4] \quad (4.10)$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

Pericolosità sismica di sito:

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2 del DM/NTC '18).

Coefficienti sismici:

I coefficienti sismici orizzontale K_H e verticale K_V dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (5.1)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e P_{VR} probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R non può essere inferiore a 35 anni.

Stabilità dei pendii e fondazioni:

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa al sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq S_S \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

T1: $S_T = 1.0$; **T2:** $S_T = 1.20$; **T3:** $S_T = 1.2$; **T4:** $S_T = 1.40$.

Categoria di sottosuolo

	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tab. 4: Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.7)$$

S è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T .

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Parametri della Pericolosità sismica di base:

Coordinate geografiche del punto:

Latitudine (WGS84): 44.5750847 [°]

Longitudine (WGS84): 11.3050213 [°]

Latitudine (ED50): 44.5760231 [°]

Longitudine (ED50): 11.3060160 [°]

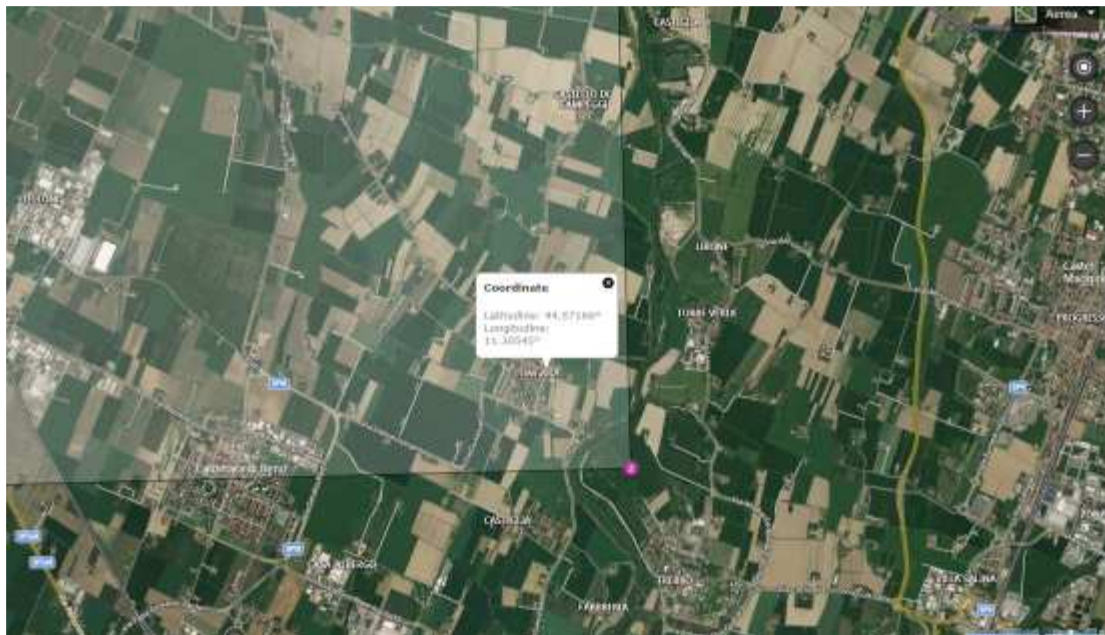


Fig. 4/14: Individuazione dell'area in esame sul Reticolo Sismico Nazionale. Scala Libera.

Vita nominale (V_n): 50 [anni]
 Classe d'uso: II
 Coefficiente d'uso (C_u): 1
 Periodo di riferimento (V_r): 50 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLO: 30 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLD: 50 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLV: 475 [anni]
 Periodo di ritorno (Tr) SLC: 975 [anni]
 Tipo di interpolazione: Media ponderata.

Punto d'indagine:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.050	2.480	0.258
SLD	50	0.062	2.507	0.272
SLV	475	0.165	2.466	0.286
SLC	975	0.217	2.454	0.289

Tab. 4.

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame:

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	16507	44.563670	11.245570	4981.30
2	16508	44.564970	11.315690	1448.22
3	16286	44.614960	11.313840	4373.86
4	16285	44.613660	11.243670	6471.94

Tab. 5.

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento:

Punto 1:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.051	2.483	0.258
SLD	50	0.062	2.507	0.272
	72	0.073	2.488	0.278
	101	0.084	2.497	0.284
	140	0.098	2.454	0.286
	201	0.117	2.414	0.287
SLV	475	0.166	2.418	0.292
SLC	975	0.217	2.419	0.294
	2475	0.299	2.382	0.311

Punto 2:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.051	2.480	0.259
SLD	50	0.063	2.503	0.272
	72	0.073	2.485	0.278
	101	0.084	2.505	0.284
	140	0.099	2.452	0.285
	201	0.118	2.421	0.289
SLV	475	0.166	2.439	0.290
SLC	975	0.219	2.428	0.292
	2475	0.302	2.395	0.299

Punto 3:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.049	2.476	0.257
SLD	50	0.060	2.515	0.273
	72	0.071	2.481	0.278
	101	0.084	2.447	0.281
	140	0.099	2.431	0.280
	201	0.115	2.502	0.277
SLV	475	0.163	2.548	0.276
SLC	975	0.213	2.521	0.282
	2475	0.299	2.436	0.296

Punto 4:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.049	2.479	0.257
SLD	50	0.060	2.517	0.272
	72	0.071	2.472	0.278
	101	0.083	2.469	0.280
	140	0.098	2.445	0.282
	201	0.115	2.476	0.279
SLV	475	0.163	2.523	0.278
SLC	975	0.214	2.516	0.282
	2475	0.299	2.433	0.295

Tabb. da 6 a 9.

Parametri di Pericolosità Sismica di Sito:

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$:

1.000

Categoria sottosuolo: C

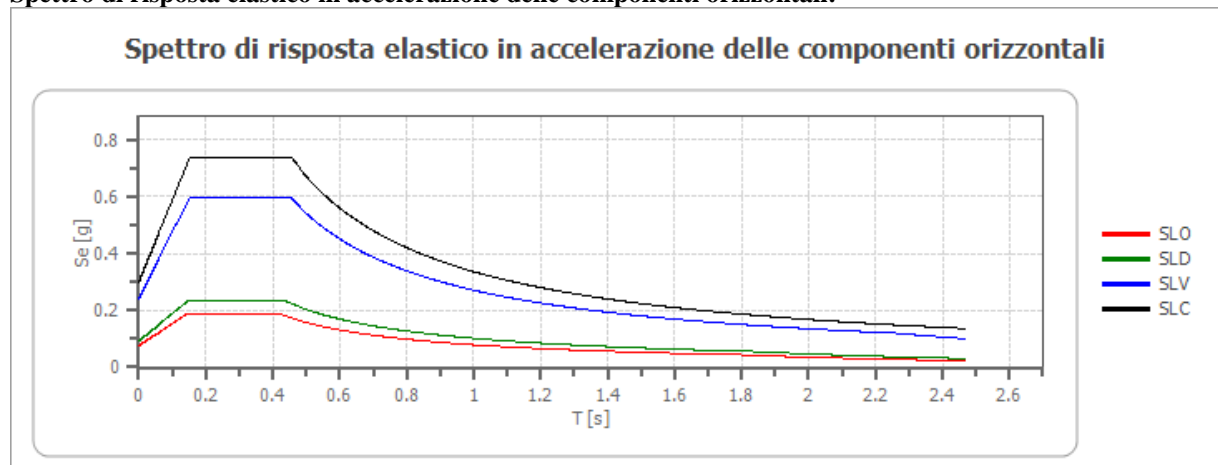
Categoria topografica: T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°.

Stabilità di pendii e fondazioni:

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.015	0.019	0.058	0.084
kv	0.008	0.009	0.029	0.042
amax [m/s ²]	0.737	0.908	2.365	2.940
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Tab. 10.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.050	2.480	0.258	1.500	1.640	1.000	1.500	1.000	0.141	0.423	1.800	0.075	0.186
SLD	1.0	0.062	2.507	0.272	1.500	1.610	1.000	1.500	1.000	0.146	0.439	1.847	0.093	0.232
SLV	1.0	0.165	2.466	0.286	1.460	1.590	1.000	1.460	1.000	0.152	0.455	2.261	0.241	0.595
SLC	1.0	0.217	2.454	0.289	1.380	1.580	1.000	1.380	1.000	0.152	0.457	2.469	0.300	0.736

Fig. 4/15, Tab. 11.

Valore di ancoraggio dello Spettro di Risposta Orizzontale in Accelerazione (PGA) = S X Ag/g = 1,460 X 0,165= 0,2409 g ovvero **0,24 g**.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali:

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$:

1.000

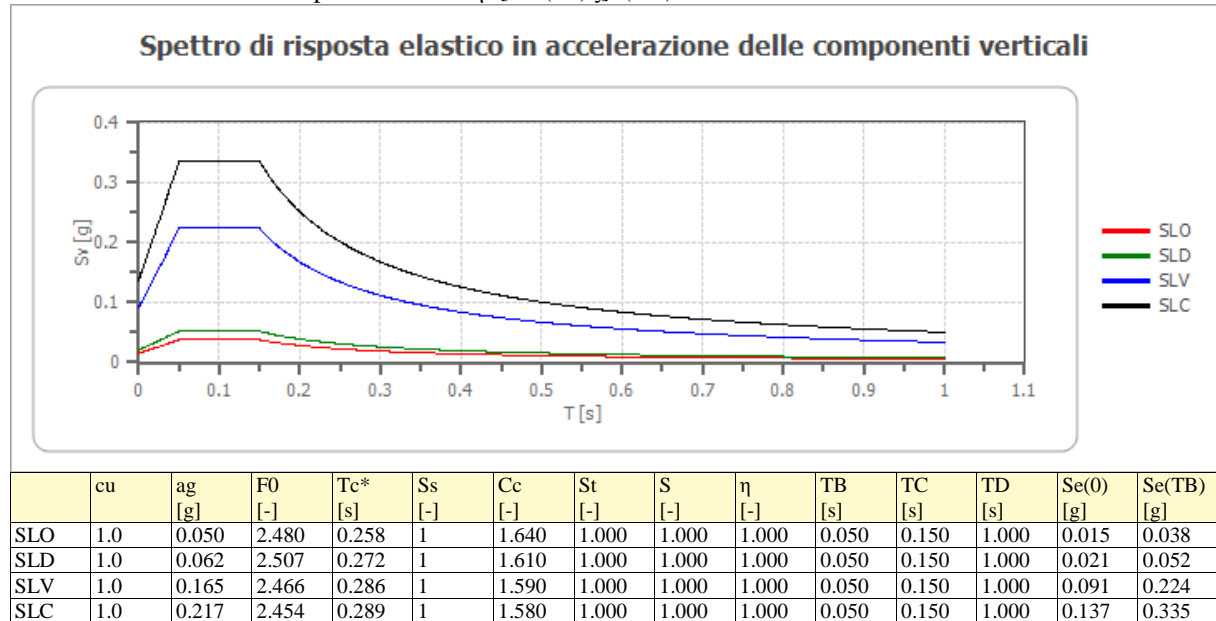


Fig. 4/16, Tab. 12.

Spettro di progetto:

Fattore di struttura spettro orizzontale q:

1.50

Fattore di struttura spettro verticale q:

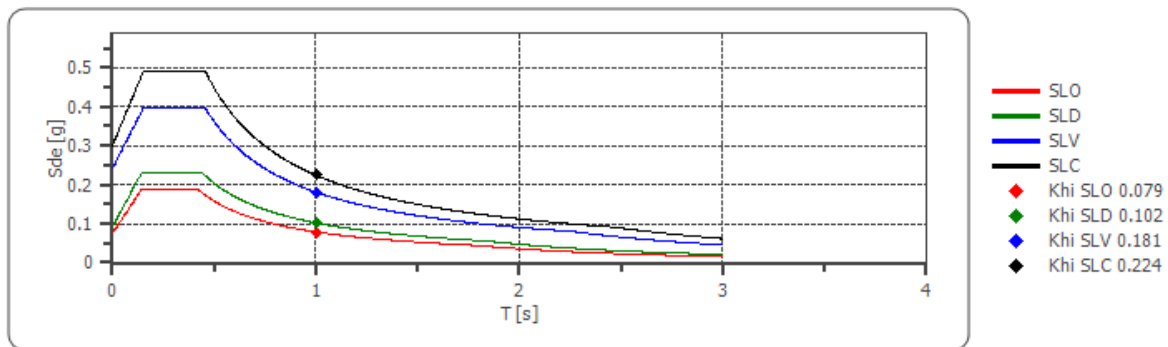
1.50

Periodo fondamentale T:

1.00 [s]

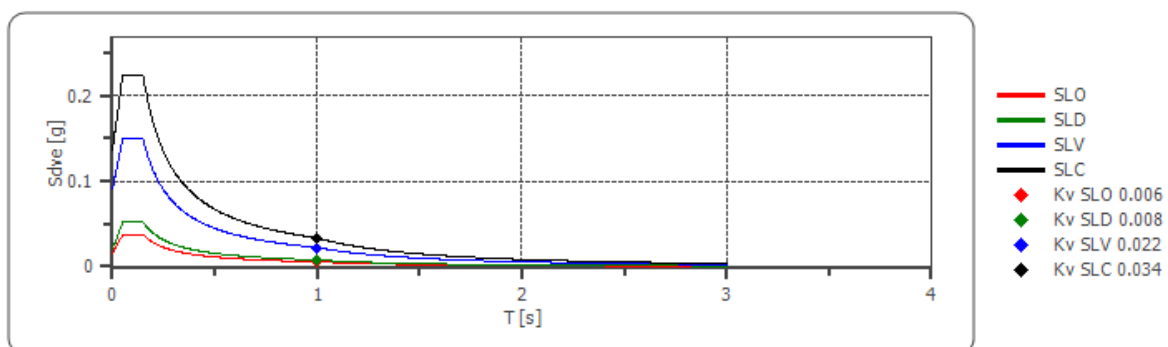
	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.079	0.102	0.181	0.224
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0.006	0.008	0.022	0.034

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Tab. 13, Fig. 4/17.

Spettro di progetto delle componenti verticali



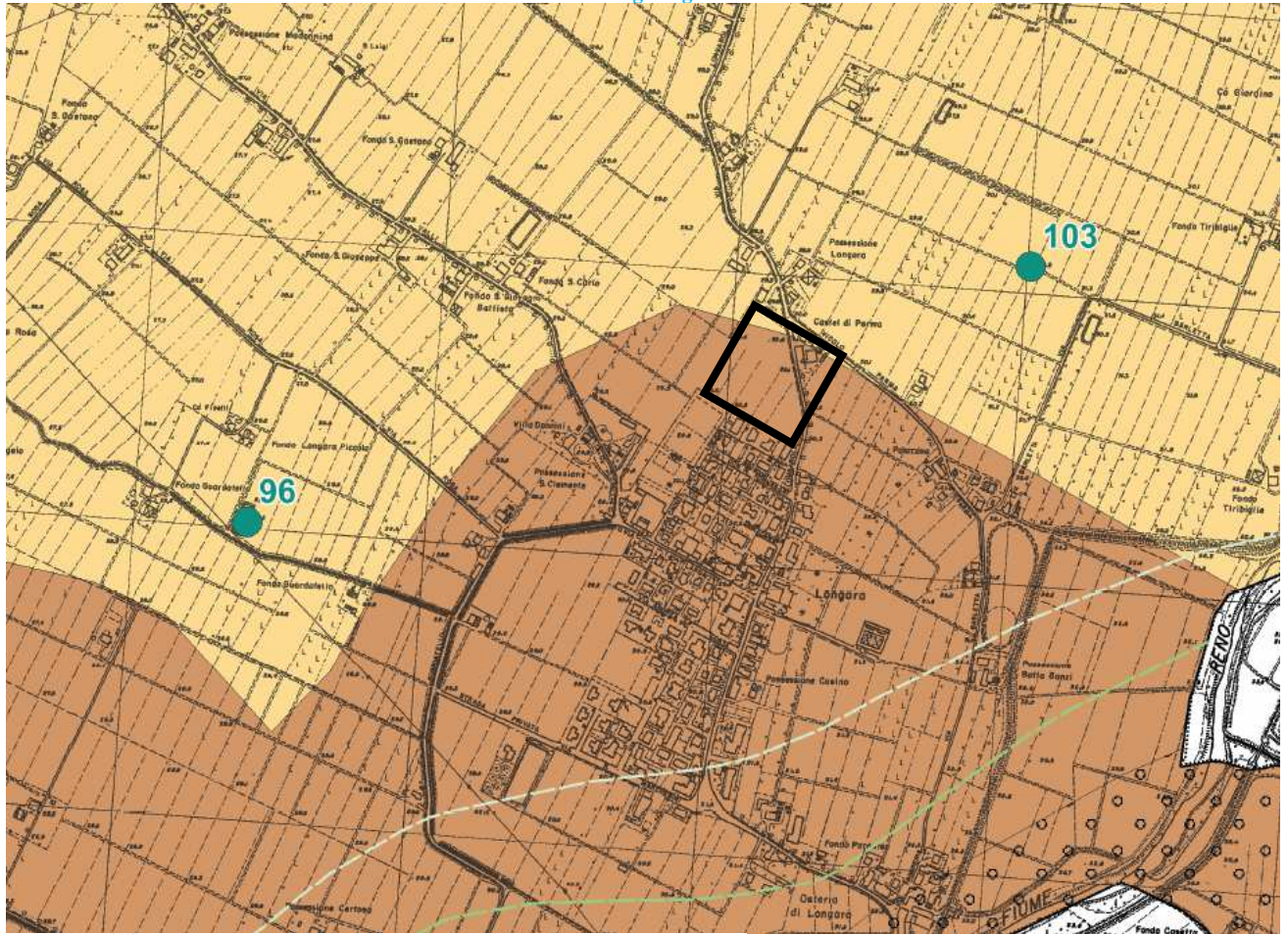
	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1.0	0.050	2.480	0.258	1.500	1.640	1.000	1.500	1.000	0.141	0.423	1.800	0.075	0.186
SLO verticale	1.0	0.050	2.480	0.258	1.500	1.640	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.015	0.038
SLD orizzontale	1.0	0.062	2.507	0.272	1.500	1.610	1.000	1.500	1.000	0.146	0.439	1.847	0.093	0.232
SLD verticale	1.0	0.062	2.507	0.272	1.500	1.610	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.021	0.052
SLV orizzontale	1.0	0.165	2.466	0.286	1.460	1.590	1.000	1.460	1.500	0.152	0.455	2.261	0.241	0.396
SLV verticale	1.0	0.165	2.466	0.286	1.460	1.590	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.091	0.149
SLC orizzontale	1.0	0.217	2.454	0.289	1.380	1.580	1.000	1.380	1.500	0.152	0.457	2.469	0.300	0.490
SLC verticale	1.0	0.217	2.454	0.289	1.380	1.580	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.137	0.224

Fig. 4/18, Tab. 14.

L'attuale fase di indagine ha indagato l'intera area di lottizzazione (intesa come punto centrale della stessa) ovviamente le fasi di indagine per ogni singola edificazione/ogni singolo lotto dovrà essere debitamente indagato dal punto di vista sismico onde addivenire ad una puntuale e corretta caratterizzazione dei parametri sismici caratterizzanti i singoli lotti. Ovviamente anche in relazione ad eventuali fenomeni co-sismici (di cui si dirà più oltre) non si può nella presente fase escludere la necessità di realizzare studi di Risposta Sismica Locale (RSL) per ogni lotto.

4.5 Ulteriori considerazioni di caratterizzazione sismica locale:

di seguito si riportano ulteriori elementi di caratterizzazione sismica discendente dai documenti di Pianificazione del Comune di Calderara di Reno, quali MSIL e MSIIL.



Terreni di copertura

- RI** Aree di cava riempite con terreni di natura eterogenea
- GM** Ghiaie e ghiaie sabbiose prevalenti con sottili livelli limosi - conoide alluvionale (ca)
- ML** Limi argillosi e argille limose prevalenti con locali livelli di limi sabbiosi e sabbie - conoide alluvionale (ca) e piana pedemontana (pd)
- SM** Sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi prevalenti alternati a limi argillosi e argille limose - piana pedemontana (pd)

Forme di superficie e sepolte

- Conoide alluvionale
- Orlo di scarpata morfologica (10-20m)

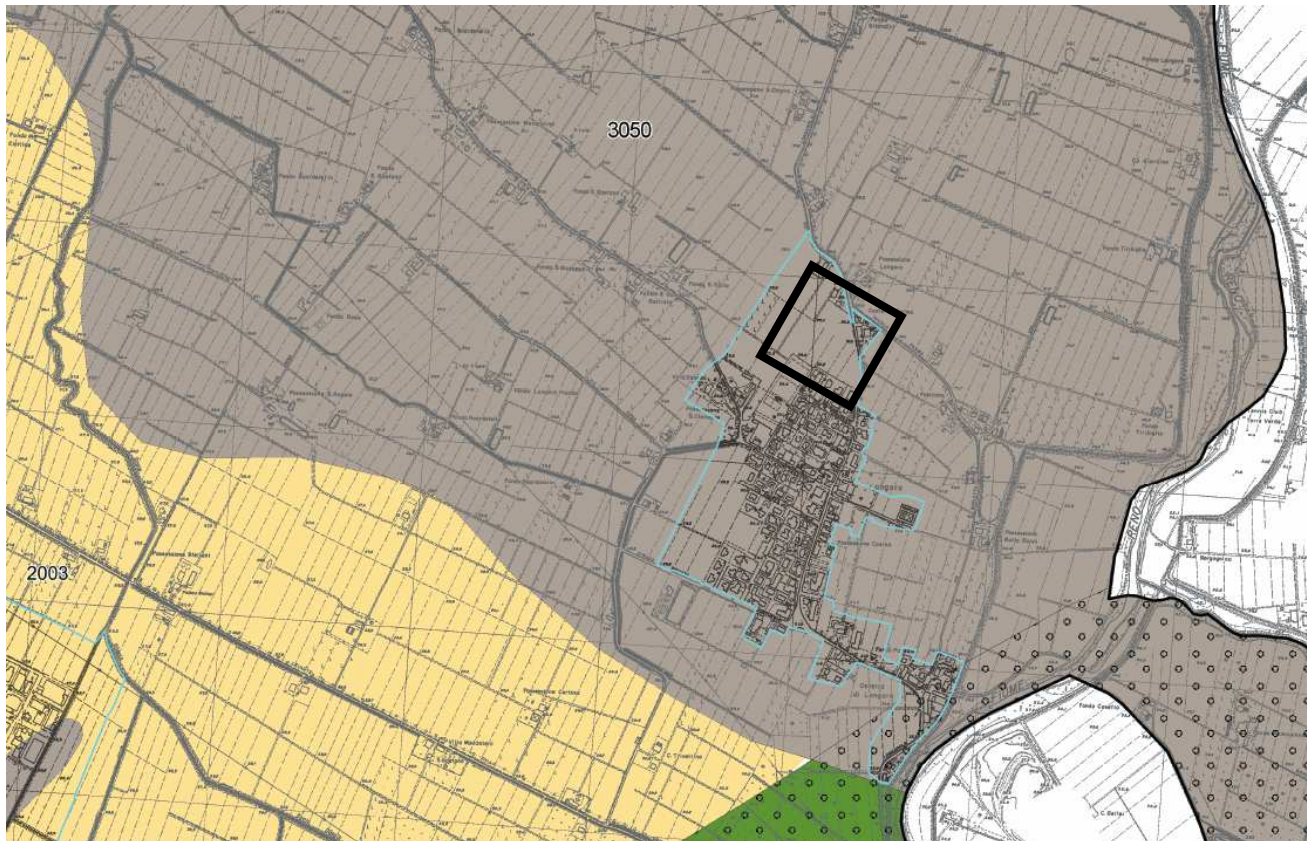
Elementi geologici

- Sondaggio che ha raggiunto il substrato rigido (base del complesso acquifero A1), con indicazione della profondità del tetto dal piano campagna
- Isobata 5m del tetto del primo livello ghiaie dal piano campagna (spessore minimo 50 cm)
- Isobata 10m del tetto del primo livello ghiaie dal piano campagna (spessore minimo 50 cm)
- Isobata 15m del tetto del primo livello ghiaie dal piano campagna (spessore minimo 50 cm)
- Isobata 20m del tetto del primo livello ghiaie dal piano campagna (spessore minimo 50 cm)
- Traccia di sezione geologica

0 500 Metri

Fig. 4/19: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 2: Carta Geologico- Tecnica (!) dello Studio di MSIL del Comune di Calderara di Reno.

La carta riporta che i terreni di “copertura” – per l’area in esame si ritiene che siano da intendersi quelli presenti al di sopra delle ghiaie che per l’area in esame sono indicate essere presenti dalla profondità di 20 metri, coerentemente a quanto già indicato in relazione – lo scrivente non vuole aggiungere ulteriore commento circa la validità dei confini della carta, delle descrizioni stratigrafiche (più o meno congrue, localmente per lo meno) né soprattutto circa l’utilità di una carta “geologico- Tecnica” (cosa significhi poi tale termine...). Per una volta almeno la dicitura “coperture” appare corretta anche dal punto di vista della semantica geologica, a condizione che vengano intese a copertura delle ghiaie.



Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

- 2001** Terreni di copertura costituiti da un primo livello limo-argilloso a consistenza media di spessore inferiore a 5 metri, seguito da orizzonti ghiaioso-sabbiosi ad addensamento medio e rare alternanze limo-argillose
- 2002** Terreni di copertura costituiti da un primo livello limo-argilloso a consistenza media di spessore compreso tra 5 e 18 metri seguito da livelli in prevalenza ghiaioso-sabbiosi ad addensamento medio alternati a limi e argille
- 2003** Terreni di copertura costituiti da livelli in prevalenza limo-argillosi a consistenza media, alternati a livelli limo-sabbiosi e ghiaioso-sabbiosi ad addensamento medio

Zone suscettibili di instabilità

- 3050** Terreni di copertura caratterizzati dalla presenza, nei primi metri, di spessori significativi di sabbie-limose e limi-sabbiosi potenzialmente liquefacibili
- 3080** Area di cava tombata

Forme di superficie e sepolte



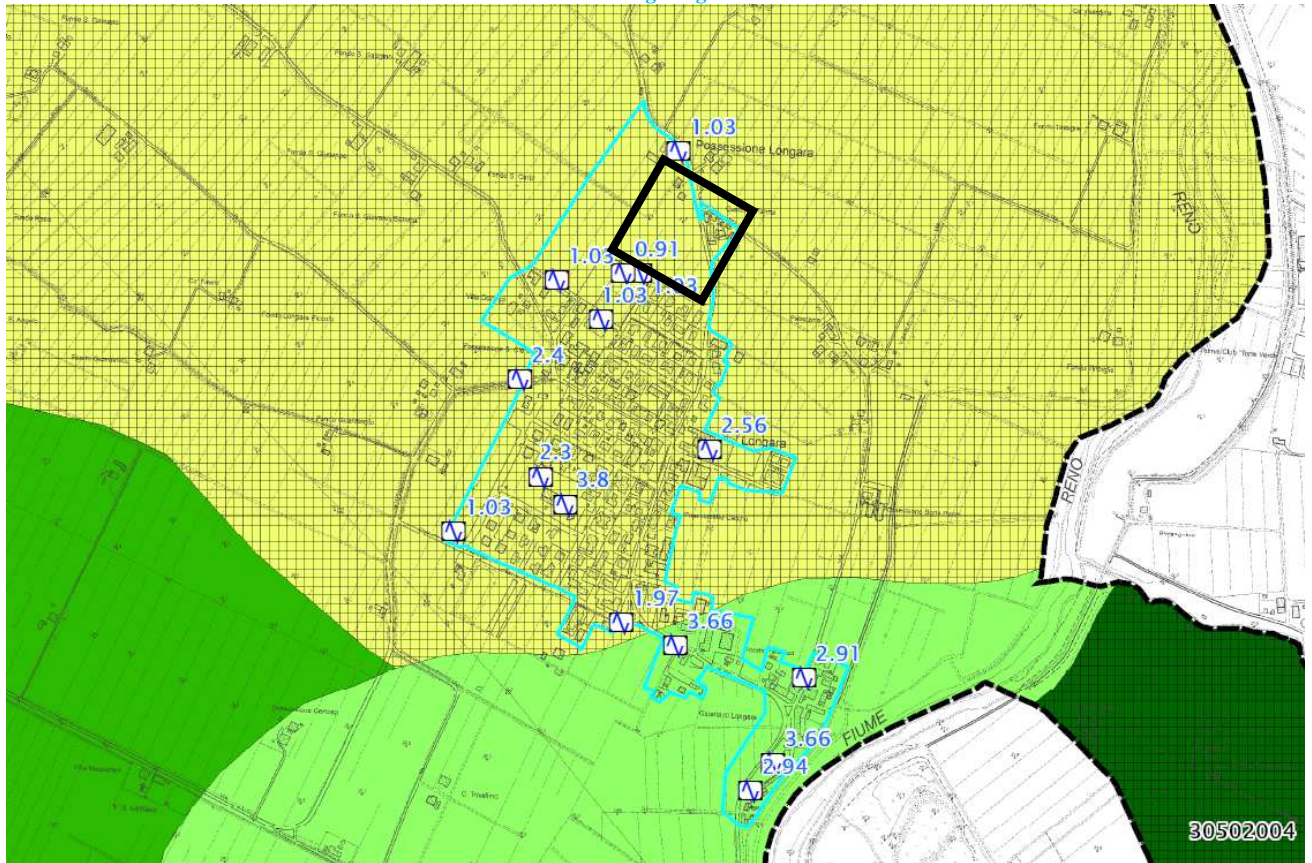
-  Conoide alluvionale
-  Orlo di scarpata morfologica (10-20m)

Fig. 4/20: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 4: Carta delle MOPS (Micro zone Omogenee in Prospettiva Sismica) dello Studio di MSIL del Comune di Calderara di Reno.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi
Via A. Da Brescia 11, 44011 Argenta (FE)
Tel. e fax: 0532852858, cell.:3355373693
e-mail: rabrugeo@gmail.com

Lo scrivente osserva che nel passaggio dalla Tav. 2 (Geologio- Tecnica) alla Tav. 4 che descrive diversi comportamenti in “prospettiva” sismica (o perlomeno dovrebbe farlo!) scompare la presenza del limite fra le coperture ML che quasi completamente descrive l’area in esame e la coperture SL che interessano l’area per una porzione piccolissima. È evidente che si potrebbe discutere sul limite fra SL e ML ma per il caso in esame la definizione del Ventagli d’Esondazione può essere ritenuta accettabile (da Tav.2) ma più che altro ci si chiede come facciano coperture Limose (Limo- Argillose e Argillo- Limose prevalenti con livelli di Limi Sabbiosi e Sabbie) ad avere “prospettive” sismiche (ma cosa vorrà mai dire poi?!) uguali a quelle delle coperture Sabbiose (Sabbie, Sabbie- Limose e Limi- Sabbiosi prevalente alternati a Limi- Argillosi e Argille- Limose), delle due l’una: o non serve a nulla distinguere le due coperture oppure bisogna ammettere abbiano comportamenti diversi al sisma per quanto riguarda future edificazioni (sarebbe questa una meno astratta definizione della “prospettiva sismica”?!), lo scrivente ritiene che, dato l’assetto dell’area in esame la seconda ipotesi sia quella corretta. La stessa carta, nella definizione dello Studio di MSIII (magari sarebbe stato utile non duplicare la stessa carta fra i due Livelli di MS...) riporta quanto segue (modificando la numerazione delle zone- !-) introducendo il tema della Liquefazione (“instabilità”):



Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

- 2001** Zona 1 - Terreni di copertura costituiti da un primo livello limoso-argilloso a consistenza media di spessore inferiore a 5 metri, seguito da orizzonti ghiaioso-sabbiosi ad addensamento medio e rare alternanze limoso-argillose.
- 2002** Zona 2 - Terreni di copertura costituiti da un primo livello limoso-argilloso a consistenza media di spessore compreso tra 5 e 18 metri, seguito da livelli in prevalenza ghiaioso-sabbiosi ad addensamento medio alternati a limi e argille.
- 2003** Zona 3 - Terreni di copertura costituiti da livelli in prevalenza limoso-argillosi a consistenza media.

Zone di attenzione per instabilità

- 30502004** ZA_LQ - Zona di attenzione per liquefazione. Terreni di copertura limoso-argillosi di spessore compreso tra 5 e 18 metri con livelli significativi di sabbie limose e limi sabbiosi potenzialmente liquefacibili, seguito da livelli in prevalenza ghiaioso-sabbiosi ad addensamento medio alternati a limi e argille.
- 30502005** ZA_LQ - Zona di attenzione per liquefazione. Terreni di copertura limoso-argillosi con livelli significativi di sabbie-limose e limi-sabbiosi potenzialmente liquefacibili.
- 3080** ZA_CD - Zona di attenzione per cedimenti differenziali - area di cava tombata.

Fig. 4/21: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 4: Carta delle MOPS (Micro zone Omogenee in Prospettiva Sismica) dello Studio di MSIIL del Comune di Calderara di Reno.

Di seguito si riportano ulteriori caratterizzazioni discendenti dallo Studio di MSIIL, per il quale lo scrivente non riporterà alcuna condivisione.

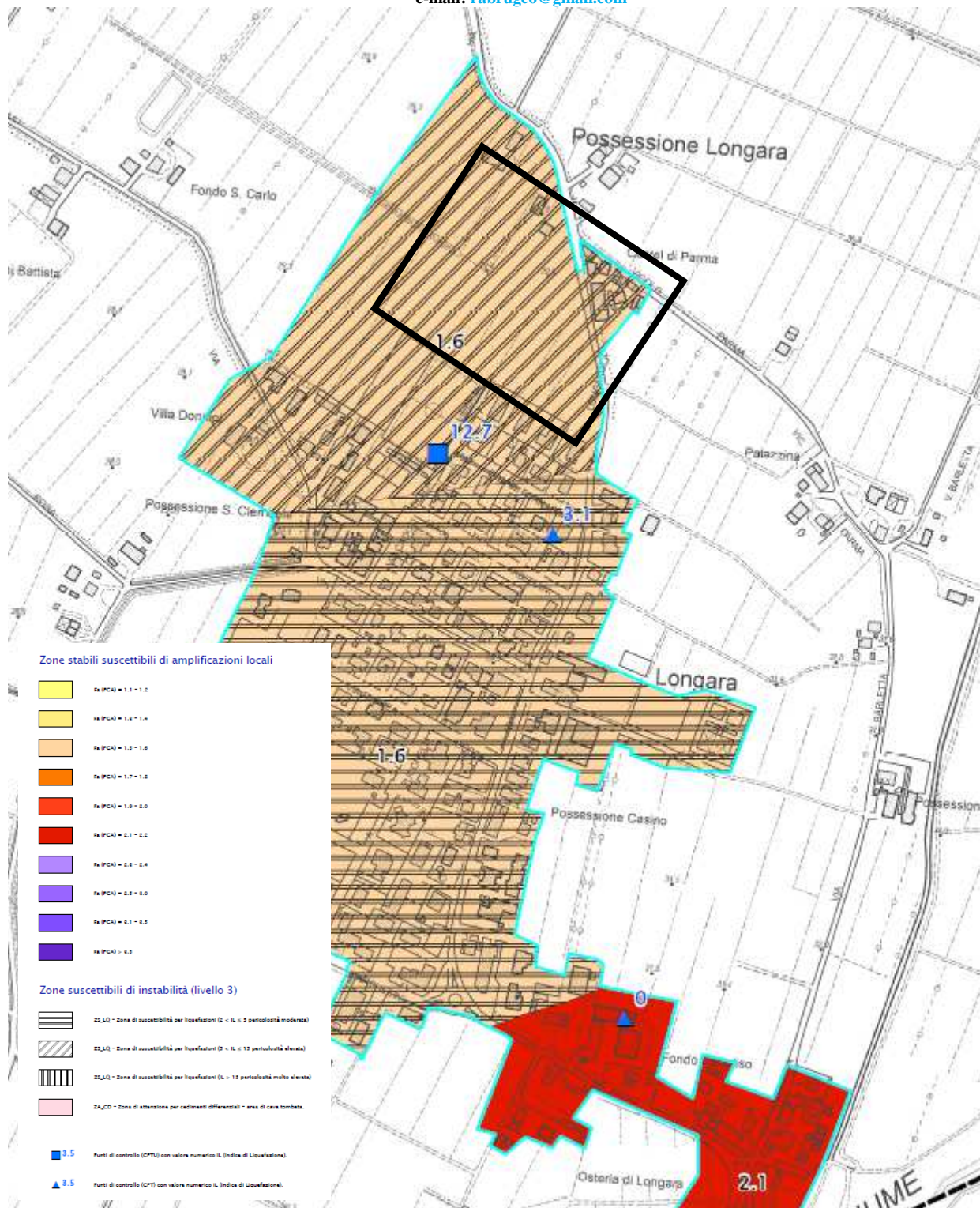


Fig. 4/23: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 6a: Carta delle FA PGA dello Studio di MSIIL del Comune di Calderara di Reno. Per l'area in esame è indicato il seguente valore:



Fa (PGA) = 1.5 - 1.6

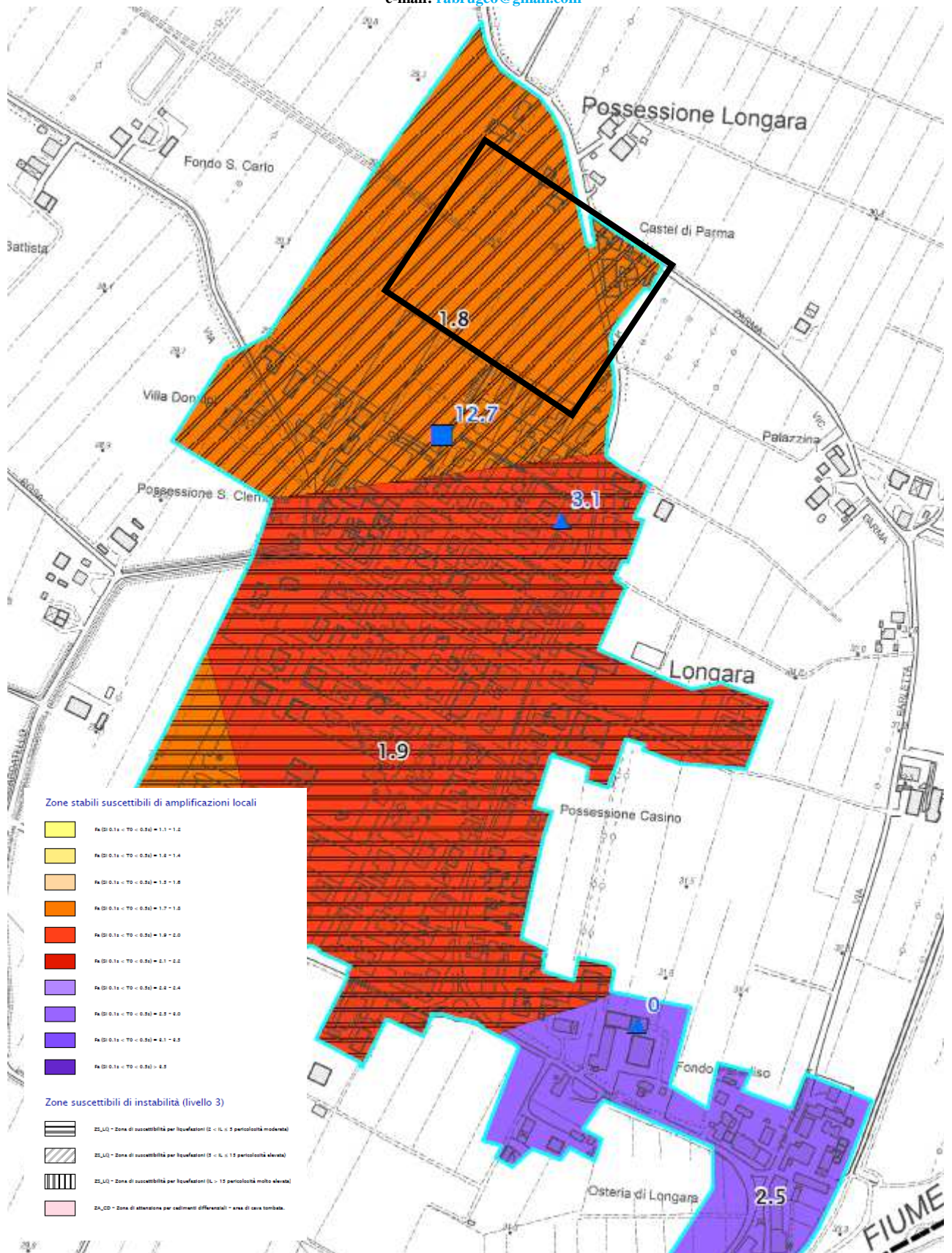



Fig. 4/24: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 6a: Carta delle FA 0,1- 0,5 dello Studio di MSI/III del Comune di Calderara di Reno. Per l'area in esame è indicato il seguente valore:

 $Fa (SI 0.1s < T0 < 0.5s) = 1.7 - 1.8$

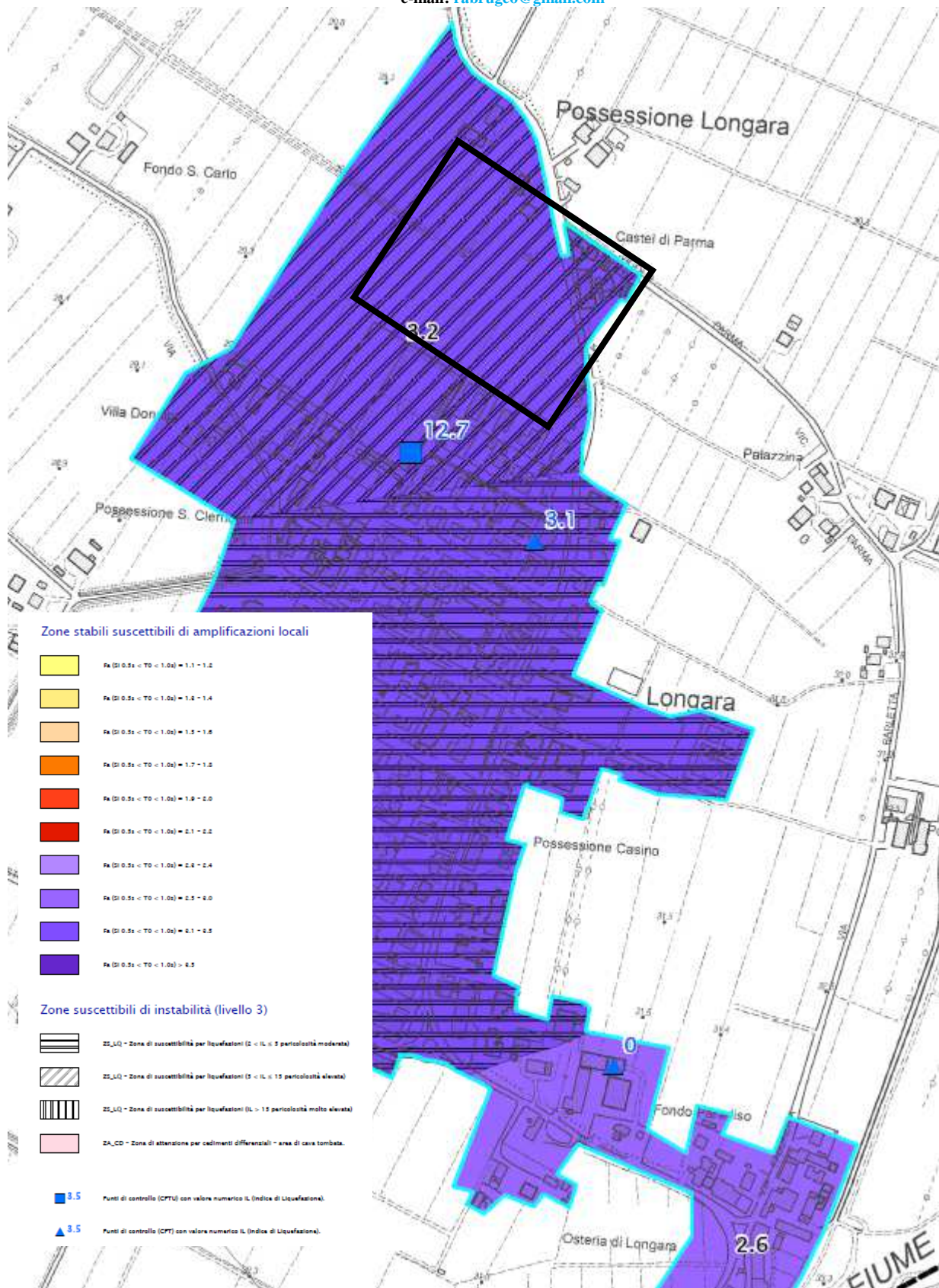



Fig. 4/25: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 6a: Carta delle FA 0,5- 1,0 s dello Studio di MSIII del Comune di Calderara di Reno. Per l'area in esame è indicato il seguente valore:

 $Fa (SI 0.5s < T0 < 1.0s) = 3.1 - 3.5$

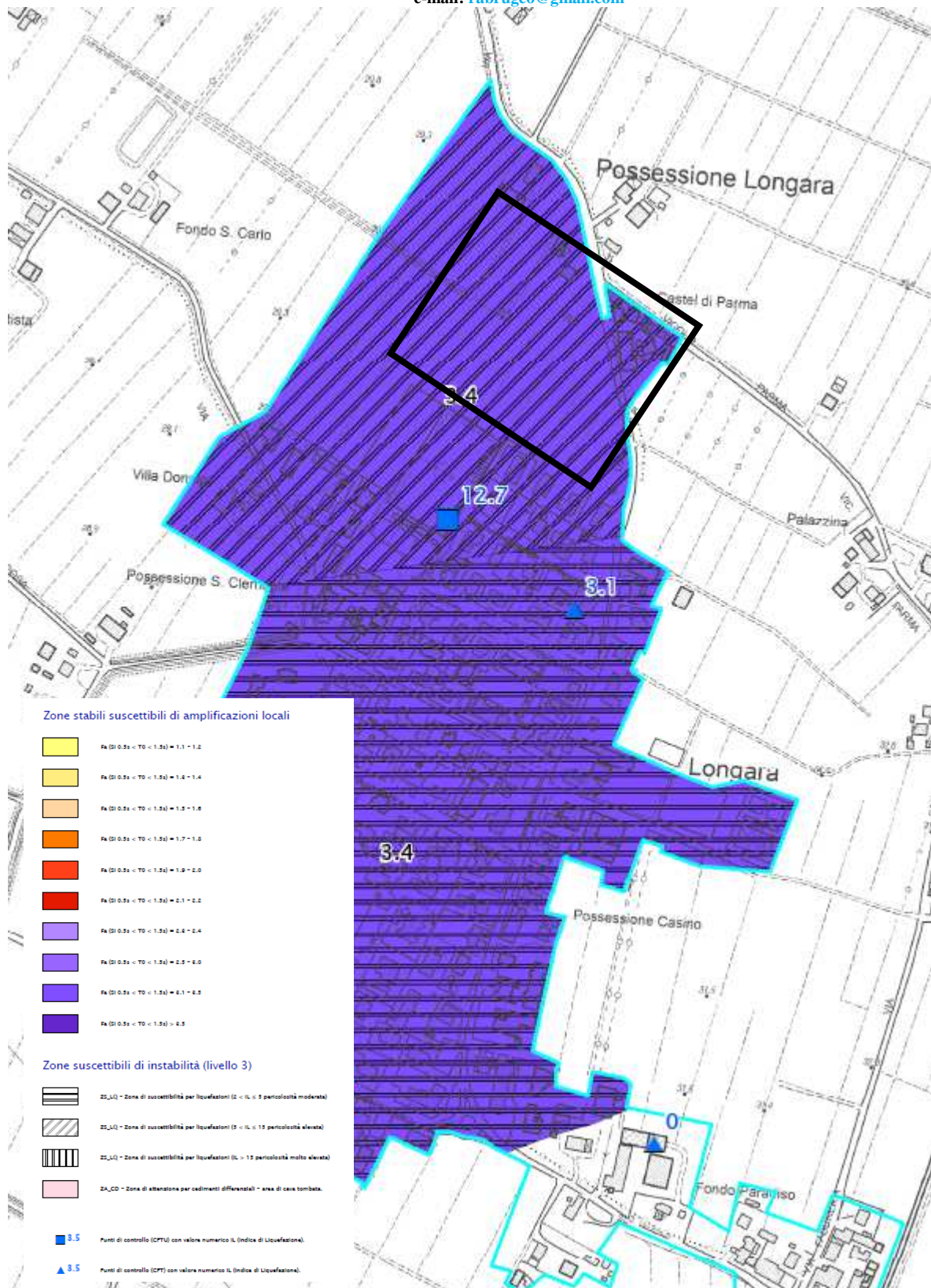



Fig. 4/26: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 6a: Carta delle FA 0,5- 1,5 s dello Studio di MSIII del Comune di Calderara di Reno. Per l'area in esame è indicato il seguente valore:

 $Fa (SI 0.5s < T0 < 1.5s) = 3.1 - 3.5$

Secondo le riportate cartografie per l'area in esame si individua la possibilità di insorgenza di fenomeni di Liquefazione, come di seguito riportato in legenda:



Z5_LQ - Zona di suscettibilità per liquefazioni ($5 < IL \leq 15$ pericolosità elevata)

Di tale argomento si tratterà all'apposito punto della presente relazione.

5. STORIA SISMICA LOCALE ed ALTRI ELEMENTI DI SISMICITÀ LOCALE

L'Emilia- Romagna è interessata da una sismicità che può essere definita media relativamente alla sismicità nazionale, con terremoti storici di magnitudo massima compresa tra 5,50 e 6 e intensità massime risentite del IX-X grado della scala MCS. I maggiori terremoti si sono verificati nel settore sud-orientale, in particolare nell'Appennino romagnolo e lungo la costa riminese. Altri settori interessati da sismicità frequente ma generalmente di minore energia sono il margine appenninico-padano tra la Val d'Arda e Bologna, l'arco della dorsale ferrarese e il crinale appenninico. Tale sismicità è dovuta al processo ancora attivo di costruzione della catena appenninica. In particolare risultano attivi i sovrascorrimenti sepolti che danno luogo agli archi di Piacenza- Parma, Reggio Emilia e di Ferrara. (Boccaletti et al., 2004). A seguito del terremoto del Molise del 2002, è stata elaborata una nuova Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale e la progettazione in zona sismica non è più effettuata secondo zone di pari sismicità ma viene effettuata a partire dai valori assoluti di scuotimento del suolo attesi secondo la nuova mappa di pericolosità sismica (che verranno riportate alle figure seguenti). Il territorio del Comune di Calderara di Reno è classificato come zona sismica 3 e ad esso è associato un valore di accelerazione massima al suolo compreso tra 0,150 e 0,175 g.

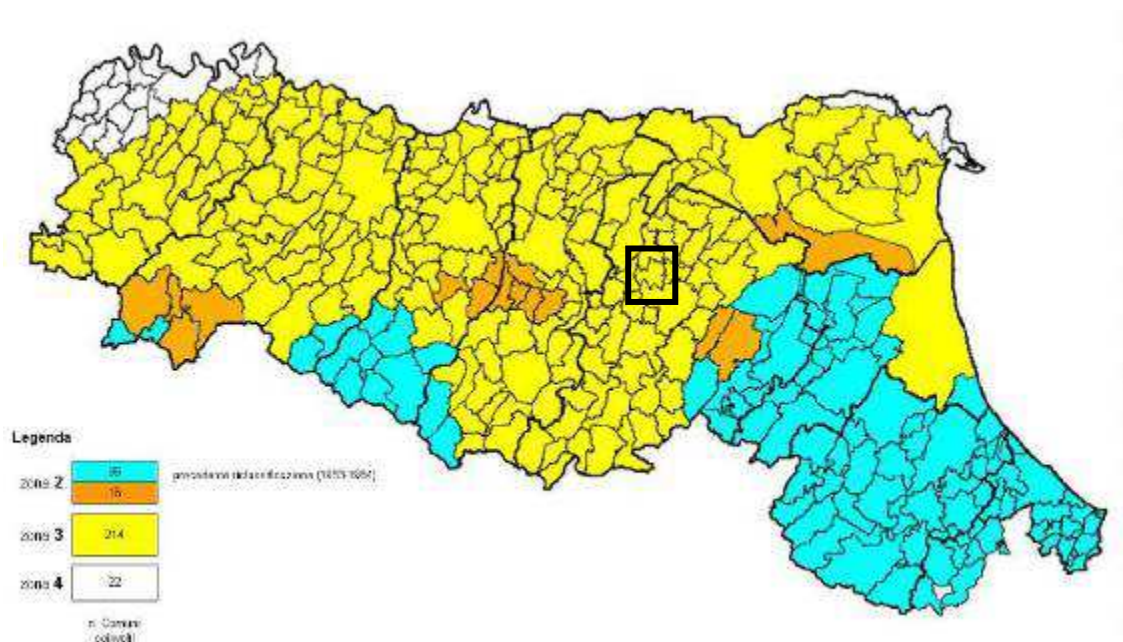


Fig. 5/1: Classificazione sismica del territorio regionale secondo l'OPCM 3274/2003. Il Comune di Calderara di Reno (colore giallo, evidenziato dal riquadro nero), precedentemente non classificato, viene attribuito alla zona 3.

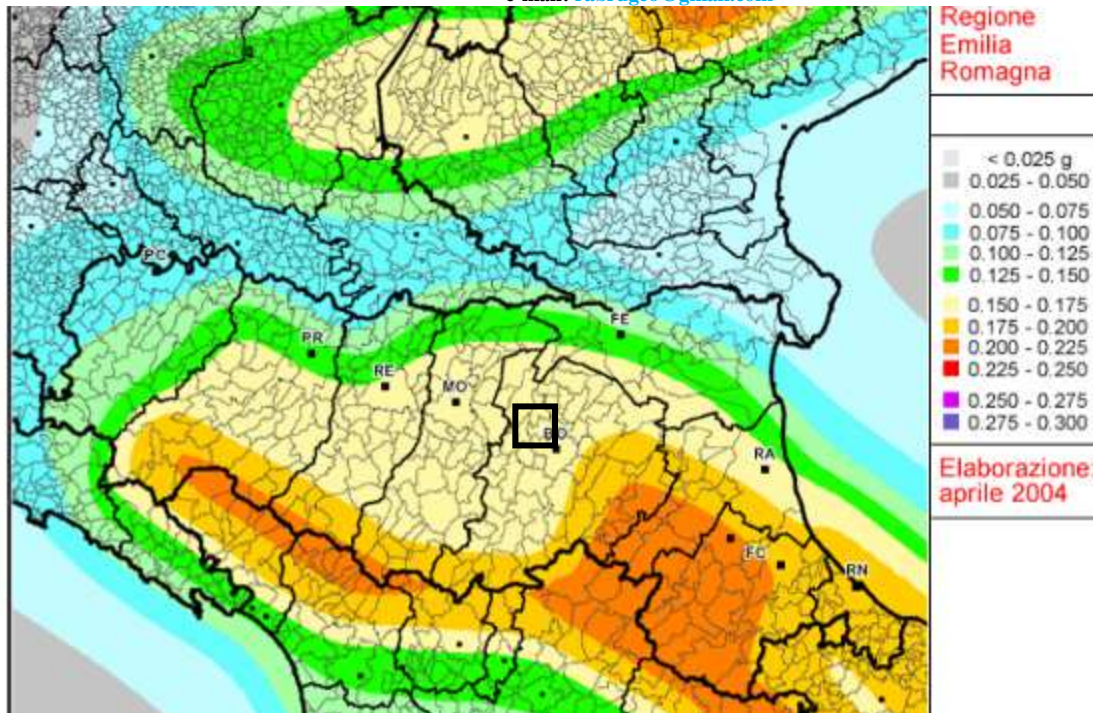


Fig. 5/2: Mappa di pericolosità sismica della Regione Emilia-Romagna espressa in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi (Cat. A). All'area del Comune di Calderara di Reno è associata un'accelerazione compresa tra 0,150 e 0,175 g. (Meletti & Montalbo, 2007).

Di seguito si riporta una mappa degli epicentri dei terremoti avvenuti nella Regione Emilia-Romagna dal XIII secolo ad oggi. Si può osservare che la maggior sismicità è concentrata nella zona dell'Appennino Romagnolo. Relativamente ai pressi (molto allargati invero) dell'area in esame (riquadro nero) si osservano alcuni eventi di magnitudo compresa tra 5.4 e 5.9 (Mw).

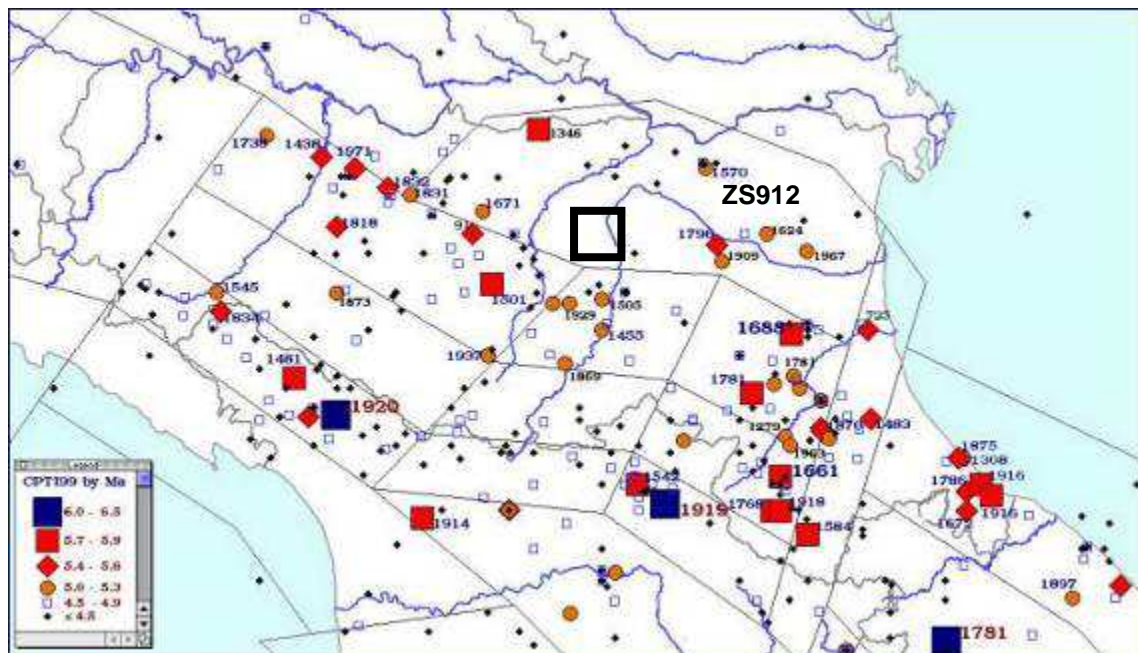


Fig. 5/3: Mappa degli epicentri dei terremoti avvenuti in Emilia-Romagna dal XIII sec. ad oggi per classi di magnitudo (CPTI 99). Scala Libera. È evidenziata la ZS (912) di riferimento locale.

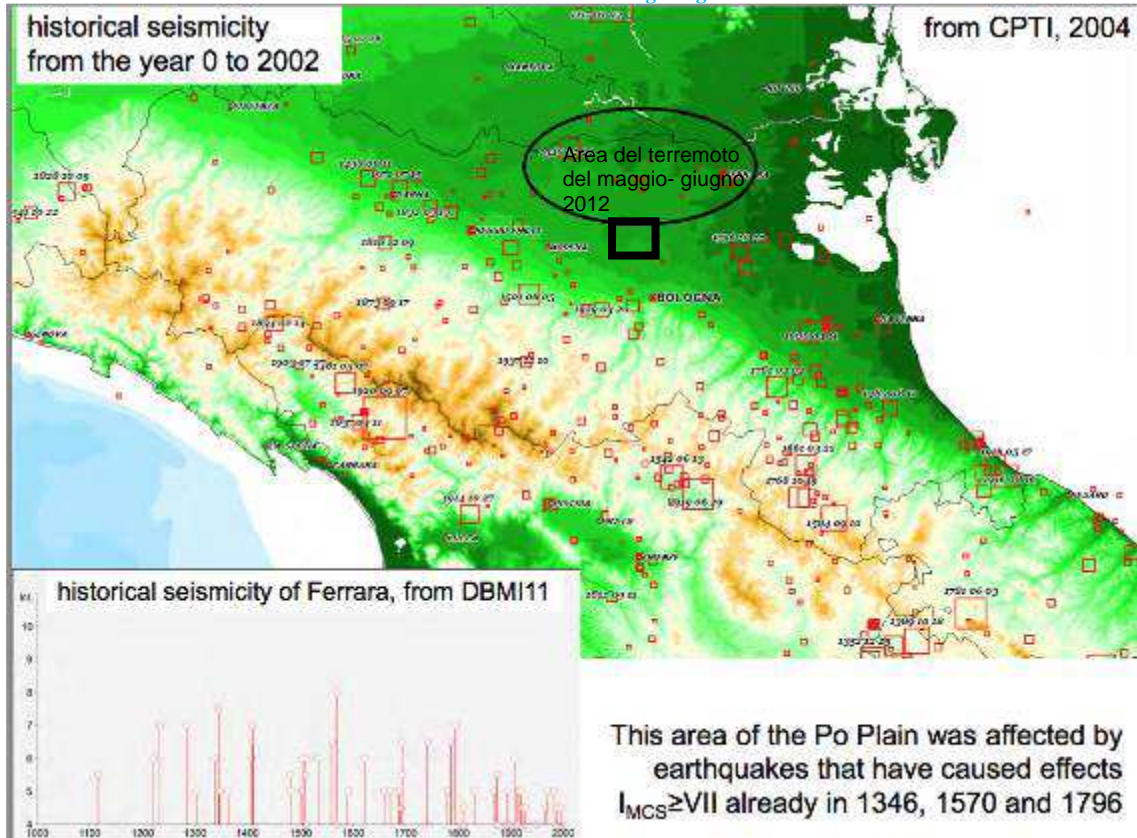


Fig. 5/4: Mappe degli epicentri dei terremoti avvenuti in Emilia- Romagna dal XIII sec. ad oggi per classi di magnitudo (CPTI 99). Scale Libere e differenti. La seconda figura riporta l'area del "cratere sismico" (come volgarmente ed imprecisamente denominato) di maggio-giugno 2012.

Chiaramente la sequenza sismica di maggio (20 e 29) e giugno 2012 ha sensibilmente modificato la cognizione di sismicità dell'area della Bassa Padana che, seppur sottovalutata dagli strumenti di pianificazione regionale denota in realtà una storia sismica di non poco conto e di cui si dirà nel prosieguo della presente relazione e che avrebbe dovuto aver maggior considerazione generale, sia da parte della pianificazione che della stessa cittadinanza. Il Comune di Calderara di Reno è stato marginalmente toccato dagli scuotimenti e si sono registrati modesti danneggiamenti, in forma ridotta rispetto alle aree epicentrali seppure a fronte di accelerazioni locali molto ridotte e per le quali non si hanno indicazioni/registrazioni locali. Di seguito si riportano una serie di figure relative a tale sequenza sismica.

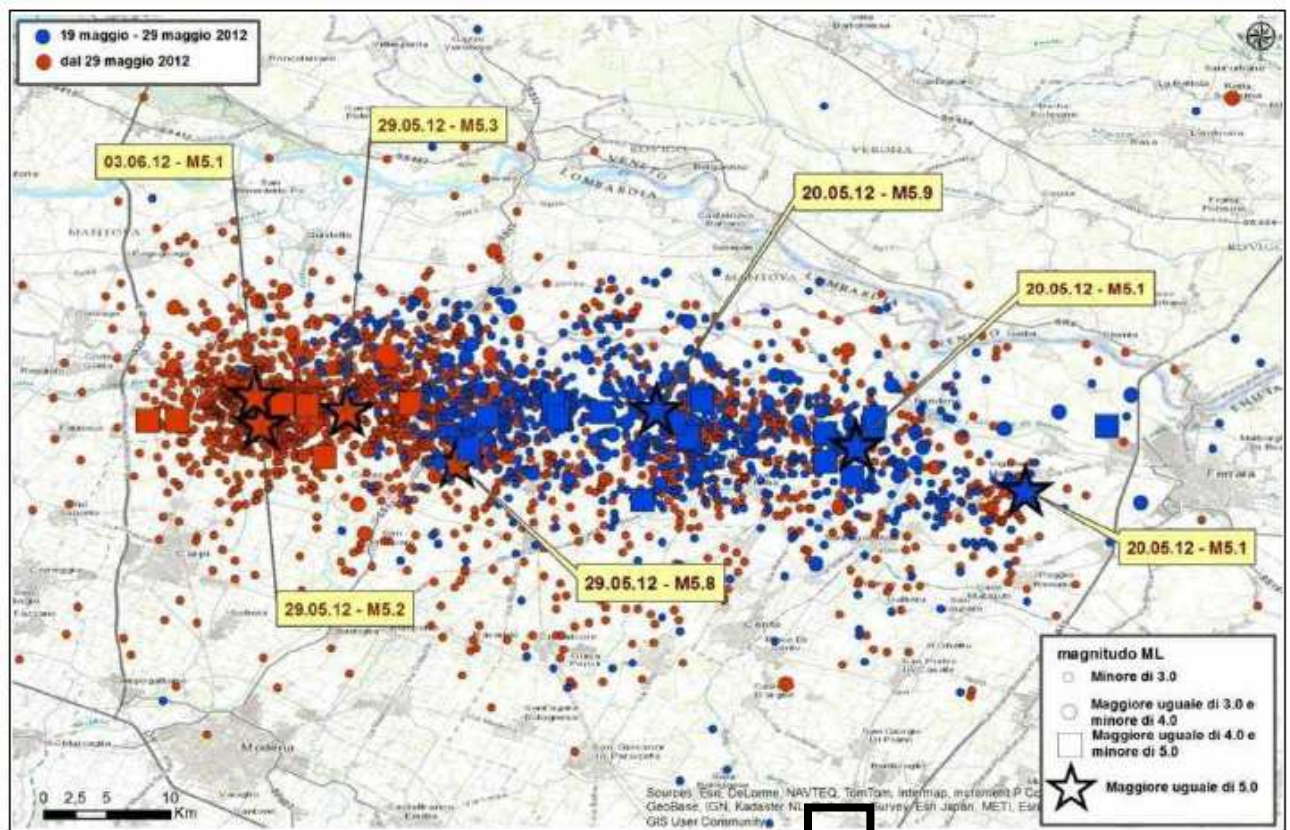
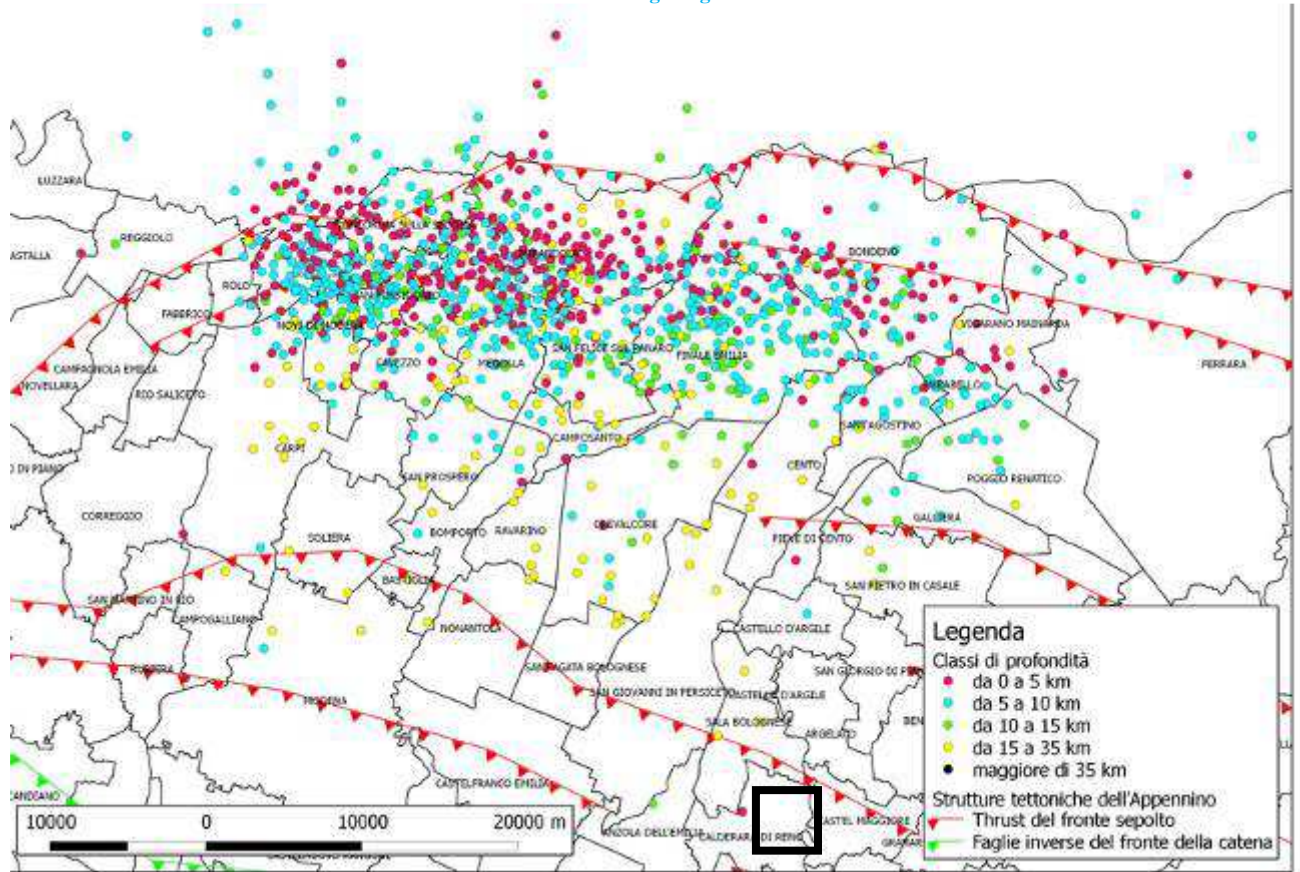
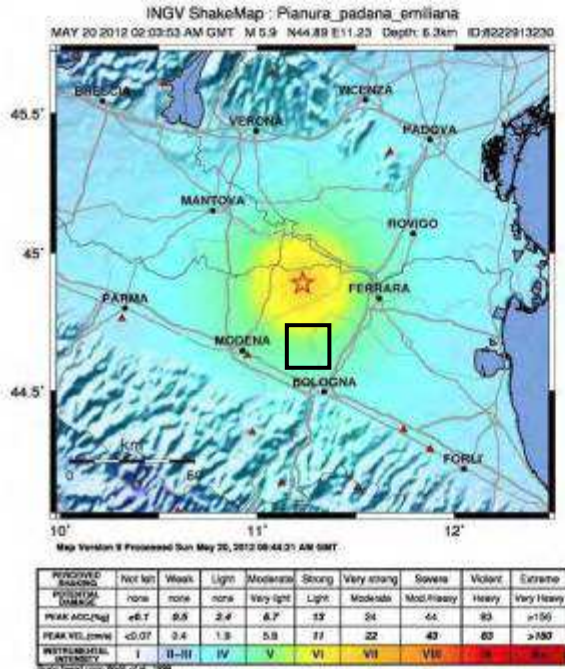


Figura 2.4 - Localizzazione degli epicentri della sequenza sismica emiliana iniziata il 19 maggio 2012 (fonte: INGV <http://terremoti.ingv.it/it/ultimi-eventi/842-terremoti-in-pianura-padana-emiliana.html>)

Fig. 5/5 e 5/6: ubicazione dei vari eventi sismici (epicentri) della sequenza maggio- giugno 2012. Scale Libere. La seconda figura è tratta dalla Relazione dello Studio di MSIIL (ad opera di S. Sangiorgi).



epicenter coordinates: 44.89°N, 11.23°E
 depth: 6.3 km

Fig. 5/7: Ubicazione degli epicentri degli eventi del 20 maggio 2012 e sviluppo areale delle relative intensità; il quadratino riporta l'area in esame, Scala libera (immagini tratte da L. Martelli- SGS Regione Emilia-Romagna; 7th Euregeo, Bologna 12- 15 Giugno 2012). Scala Libera.

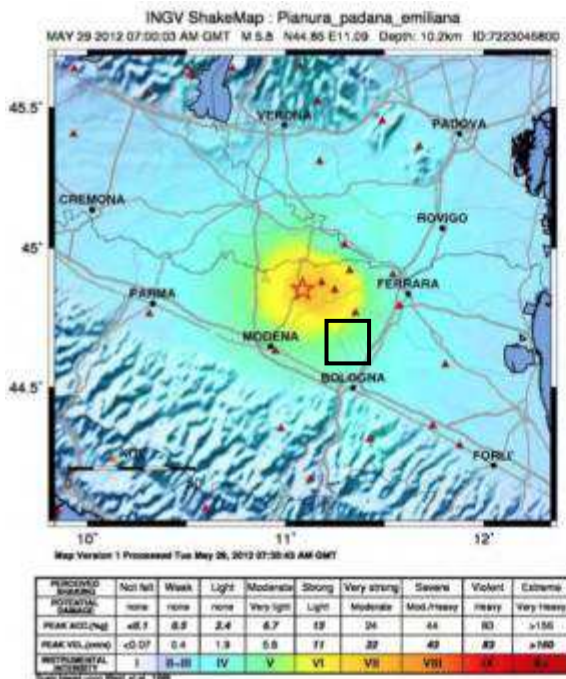
On May 20, 2012 at 04:03 (local time) an earthquake $M_L=5.9$ struck the Po Plain.

The epicenter was located east of Mirandola and north of the Final Emilia (Modena Province).

The same day another 2 shocks $M_L>5$ were felt.

In the municipalities of Mirandola, S. Felice sul Panaro and Finale Emilia effects up to $I_{EMS} = VII$ were observed (data from QUEST report, INGV).

People evacuated after the shocks of 20/5 were about 7000



epicenter coordinates: 44.85°N, 11.09°E
 depth: 10.2 km

Fig. 5/8: Ubicazione degli epicentri degli eventi del 29 maggio 2012 e sviluppo areale delle relative intensità; il quadratino riporta l'area in esame, Scala libera (immagini tratte da L. Martelli- SGS Regione Emilia-Romagna; 7th Euregeo, Bologna 12- 15 Giugno 2012). Scala Libera.

At 09:00 (local time) on May 29, 2012 another strong earthquake, $M_L=5.8$, shaken the Modena Plain.

The epicenter was located near Medolla (MO), 10 km WSW from the 20/5 main shock.

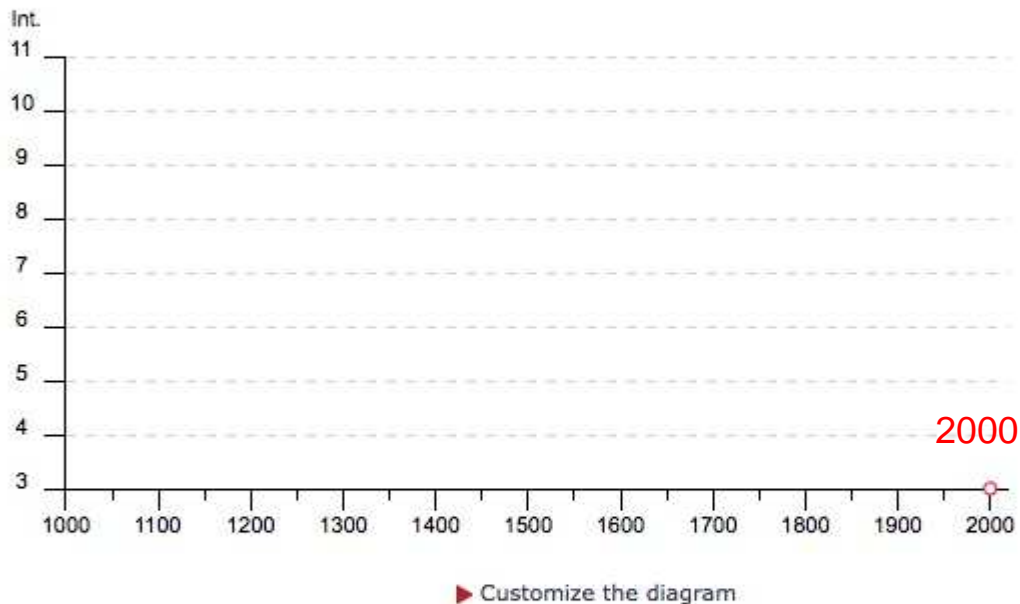
Also this new shock caused effects up to $I_{EMS}=VII$ (from QUEST report, INGV), aggravating the situation in the municipalities of Medolla, Concordia sulla Secchia, Cavezzo and S. Possidonio (MO), and in some towns of the Mantua province.

La storia sismica di Comune di Calderara di Reno inteso come territorio comunale (non sono presenti registrazioni storiche per la frazione di Longara) è relativa alla registrazione degli effetti dei di seguito riportati eventi, ove l'unico che registra una Intensità locale (molto bassa fra l'altro: 3) è quello del 2000 (Pianura Emiliana).

Calderara di Reno



PlaceID	IT_39367
Coordinates (lat, lon)	44.566, 11.273
Municipality (ISTAT 2015)	Calderara di Reno
Province	Bologna
Region	Emilia-Romagna
No. of reported earthquakes	6



Effects	Reported earthquakes									
Int.	Year	Mo	Da	Ho	Mi	Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
NF	1896	12	08	17	06	45	Sestola	26	5	4.33
NF	1986	12	06	17	07	1	Ferrarese	604	6	4.43
NF	1992	04	17	11	59	0	Appennino bolognese	56	4-5	4.11
NF	2000	05	10	16	52	0	Faentino	151	5-6	4.82
3	2000	06	18	07	42	0	Pianura emiliana	304	5-6	4.40
NF	2002	06	18	22	23	0	Frignano	186	4	4.30

Tab. 15 e Fig. 5/9: elenco degli eventi sismici che hanno determinato risentimenti locali, come tratta dall'apposito sito dell'INGV (DBMI11).

Di seguito si riporta apposita rappresentazione (a scala libera) dei risentimenti areali degli eventi in precedenza evidenziati

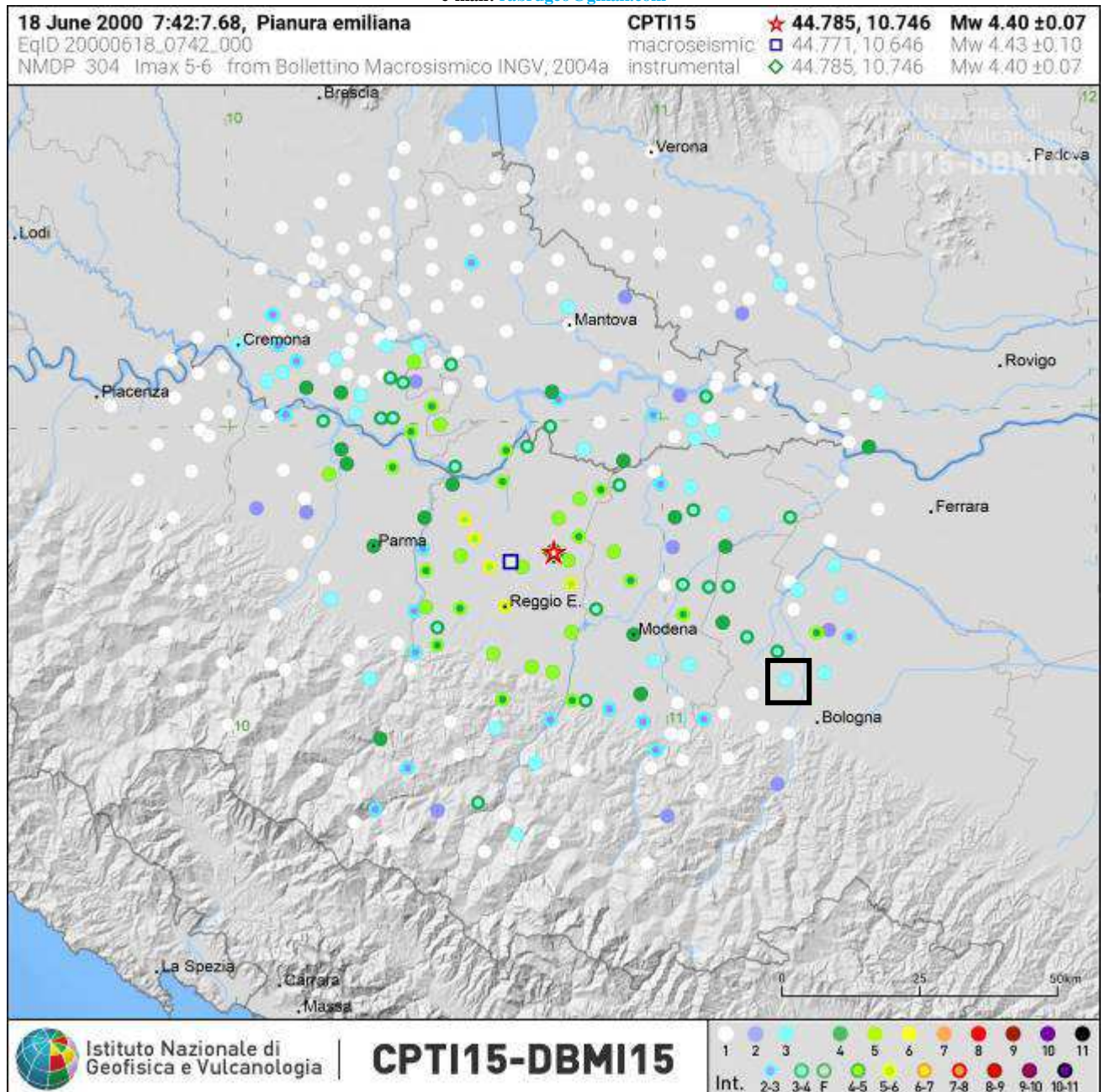


Fig. 5/10: evento del 2000: Pianura Emiliana. Scala Libera.

La magnitudo attesa per il territorio del Comune di Calderara di Reno (e di una ulteriore fascia molto estesa delle Province di Modena e Ferrara) è stata indicata dall'I.N.G.V. pari a 6,14 (Mw), come riportato alla seguente tabella. Tale valore è molto penalizzante per l'area in esame, è anche più elevato di quello degli eventi di maggio- giugno 2012 dell'Alto Ferrarese- Bassa Modenese (Mw pari a circa 5,9). Tale valore tiene conto degli eventi registrati nella cella 912.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
nome ZS	N ZS	MwMax1	Tassi AR	MwMax2	b	Tassi da CO-04.2	Tassi da GR	Azione	Tassi GR adottati
Savoia	901	5.91	0.21	6.14	-1.18	0.14	0.11	A	0.11
Vallese	902	6.14	0.14	6.14	-1.26	0.14	0.19	A	0.14
Grigioni-Valtellina	903	5.91	0.21	6.14	-1.26	0.14	0.23	A	0.14
Trieste -Monte Nevoso	904	5.68	0.42	6.14	-1.12	0.14	0.14	A	0.14
Friuli -Veneto Orientale	905	6.60	0.33	6.60	-1.05	0.11	0.37	B	0.37
Garda-Veronese	906	6.60	0.11	6.60	-1.14	0.11	0.11	A	0.11
Bergamasco	907	5.91	0.14	6.14	-1.71	0.14	0.03	C	0.04
Piemonte	908	5.68	0.21	6.14	-1.91	0.14	0.03	C	0.04
Alpi Occidentali	909	5.68	0.21	6.14	-1.27	0.14	0.10	A	0.10
Nizza-Sanremo	910	6.37	0.14	6.37	-1.12	0.14	0.14	A	0.14
Tortona-Bobbio	911	5.68	0.21	6.14	-1.47	0.14	0.05	A	0.05
Dorsale Ferrarese	912	6.14	0.12	6.14	-1.35	0.12	0.13	A	0.12
Appennino Emiliano-Romagn.	913	5.91	0.14	6.14	-1.80	0.14	0.07	A	0.07
Forlivese	914	5.91	0.57	6.14	-1.33	0.14	0.26	A	0.14
Garfagnana-Mugello	915	6.60	0.14	6.60	-1.34	0.14	0.11	A	0.11
Versilia-Chianti	916	5.68	0.21	6.14	-1.96	0.14	0.02	C	0.04
Rimini-Ancona	917	6.14	0.12	6.14	-1.04	0.12	0.43	A	0.12
Medio-Marchigiana/Abruzz.	918	6.37	0.14	6.37	-1.10	0.14	0.37	A	0.14
Appennino Umbro	919	6.37	0.25	6.37	-1.22	0.12	0.26	B	0.26
Val di Chiana-Ciociaria	920	5.68	0.28	6.14	-1.96	0.14	0.06	A	0.06
Etruria	921	5.91	0.14	6.14	-2.00	0.14	0.05	A	0.05
Colli Albani	922	5.45	0.42	5.45	-2.00	0.21	0.37	B	0.37
Appennino Abruzzese	923	7.06	0.14	7.06	-1.05	0.14	0.25	A	0.14
Molise-Gargano	924	6.83	0.17	6.83	-1.04	0.17	0.13	A	0.13
Ofanto	925	6.83	0.17	6.83	-0.67	0.17	0.28	A	0.17
Basento	926	5.91	0.21	6.14	-1.28	0.21	0.10	A	0.10
Sannio-Irpinia -Basilicata	927	7.06	0.33	7.06	-0.74	0.17	0.43	B	0.43
Ischia-Vesuvio	928	5.91	0.21	5.91	-1.04	0.21	0.35	A	0.21
Calabria Tirrenica	929	7.29	0.17	7.29	-0.82	0.17	0.33	A	0.17
Calabria Ionica	930	6.60	0.17	6.60	-0.98	0.17	0.23	A	0.17
Canale d'Otranto	931	6.83	0.21	6.83	-0.63	0.21	0.22	A	0.21
Eolie-Patti	932	6.14	0.21	6.14	-1.21	0.21	0.25	A	0.21
Sicilia settentrionale	933	6.14	0.21	6.14	-1.39	0.21	0.20	A	0.20
Belice	934	6.14	0.21	6.14	-0.96	0.21	0.20	A	0.20
Iblei	935	7.29	0.12	7.29	-0.72	0.12	0.13	A	0.12
Etna	936	5.45	0.33	5.45	-1.63	0.33	0.57	A	0.33

Tab. 16: Tabella (Tab. 6) tratta dal Rapporto Conclusivo della Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica (Aprile 2004) dell'INGV.

Si deve però certamente considerare che la scala di misura della magnitudo è logaritmica, quindi $M=6,14$ “mette in gioco” energie sismiche (in senso lato) enormemente maggiori della magnitudo, pari a 4,4 (!!) che caratterizzano la storia sismica locale (come in precedenza illustrato).

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi
Via A. Da Brescia 11, 44011 Argenta (FE)
Tel. e fax: 0532852858, cell.:3355373693
e-mail: rbruggeo@gmail.com

In realtà dalla di seguito riportata analisi di disaggregazione dei valori di M, relativa alle registrazioni storiche (di cui sopra) del territorio del Comune di Calderara di Reno si potrà notare come il valore localmente atteso –per l’area in esame- di Mw sia compreso fra 5,17 e 5,19. Nel complesso (si vedano le seguenti figure, relative allo studio di disaggregazione) l’assetto previsto è il seguente:

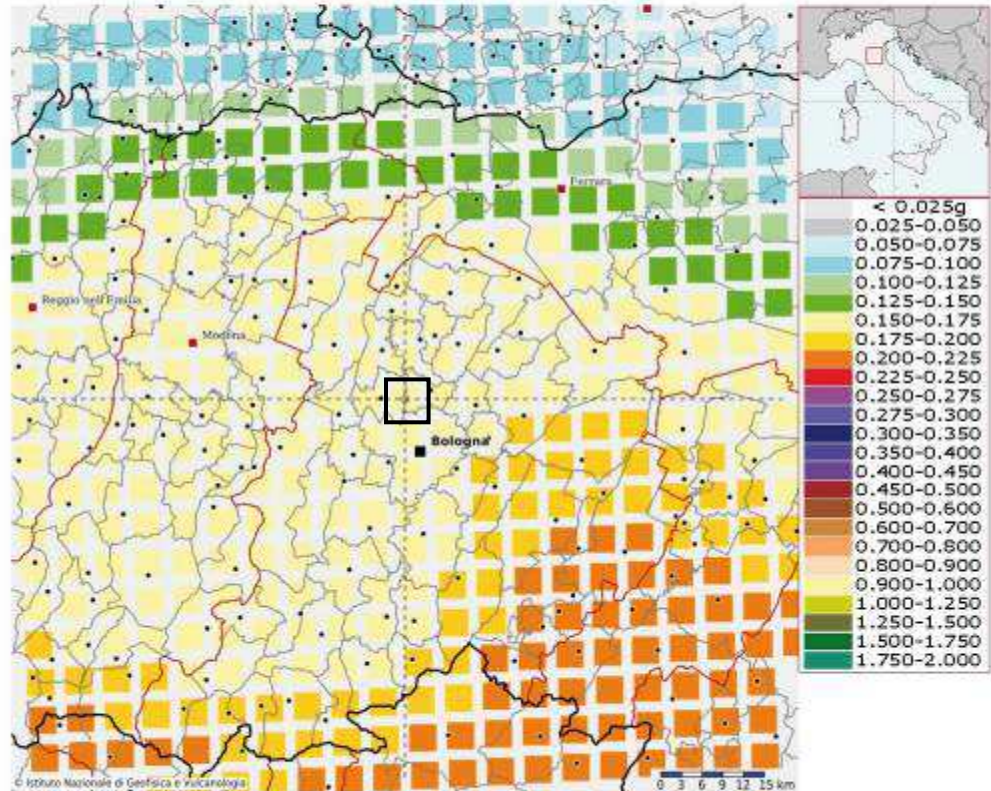
- MI compreso fra 4,0 e 4,5 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 15 e 20%;
- MI compreso fra 4,5 e 5,0 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 20 e 25%;
- MI compreso fra 5,0 e 5,5 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 11 e 15%;
- MI compreso fra 5,5 e 6,0 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 5 e 7%;
- MI > 6,0 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 0 e 1%.

Lo studio di disaggregazione indica anche le distanze epicentrali più probabili, che per il caso in esame sono comprese fra 0 e 30 Km, con minori risentimenti sino a 100 Km.



Modello di pericolosità sismica del territorio nazionale MPS04-S1 (2004)

Informazioni sul nodo con ID: 16508 - Latitudine: 44.565 - Longitudine: 11.316



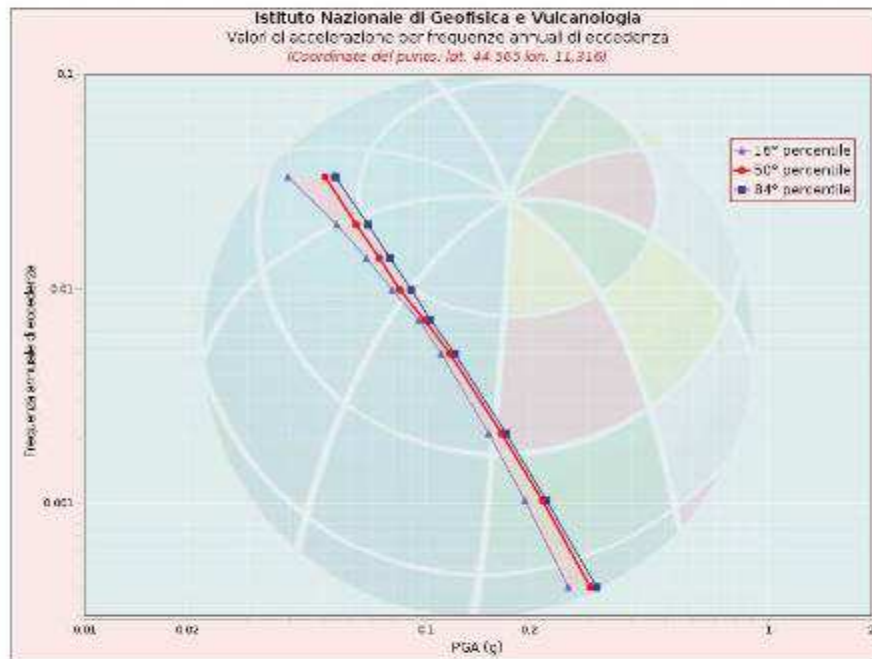
La mappa rappresenta il modello di pericolosità sismica per l'Italia e i diversi colori indicano il valore di scuotimento (PGA = Peak Ground Acceleration; accelerazione di picco del suolo, espressa in termini di g, l'accelerazione di gravità) atteso con una probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni su suolo rigido (classe A, $V_{s30} > 800$ m/s) e pianeggiante.

Le coordinate selezionate individuano un nodo della griglia di calcolo identificato con l'ID **16508** (posto al centro della mappa). Per ogni nodo della griglia sono disponibili numerosi parametri che descrivono la pericolosità sismica, riferita a diversi periodi di ritorno e diverse accelerazioni spettrali.



Curva di pericolosità

La pericolosità è l'insieme dei valori di scuotimento (in questo caso per la PGA) per diverse frequenze annuali di eccedenza (valore inverso del periodo di ritorno). La tabella riporta i valori mostrati nel grafico, relativi al valore mediano (50mo percentile) ed incertezza, espressa attraverso il 16° e l'84° percentile.



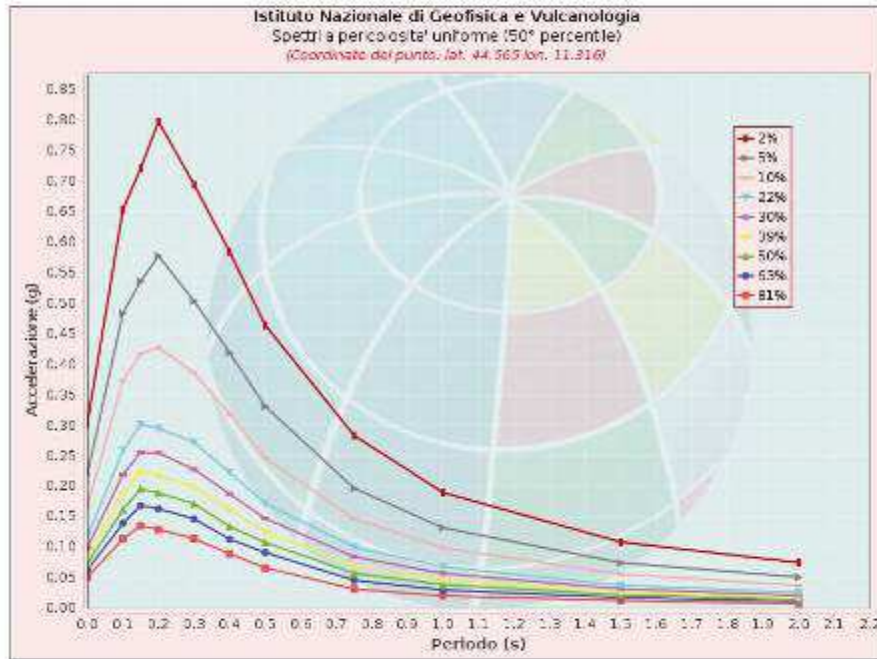
Frequenza annuale di ecc.	PGA (g)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.261	0.302	0.315
0.0010	0.195	0.218	0.225
0.0025	0.153	0.166	0.171
0.0050	0.111	0.118	0.121
0.0075	0.095	0.098	0.103
0.0099	0.088	0.084	0.091
0.0124	0.067	0.072	0.079
0.0139	0.055	0.063	0.068
0.0232	0.038	0.051	0.054



Spettri a pericolosità uniforme

Gli spettri indicano i valori di scuotimento calcolati per 11 periodi spettrali, compresi tra 0 e 2 secondi. La PGA corrisponde al periodo pari a 0 secondi. Il grafico è relativo alle stime mediane (50mo percentile) proposte dal modello di pericolosità.

I diversi spettri nel grafico sono relativi a diverse probabilità di eccedenza (PoE) in 50 anni. La tabella riporta i valori mostrati nel grafico.



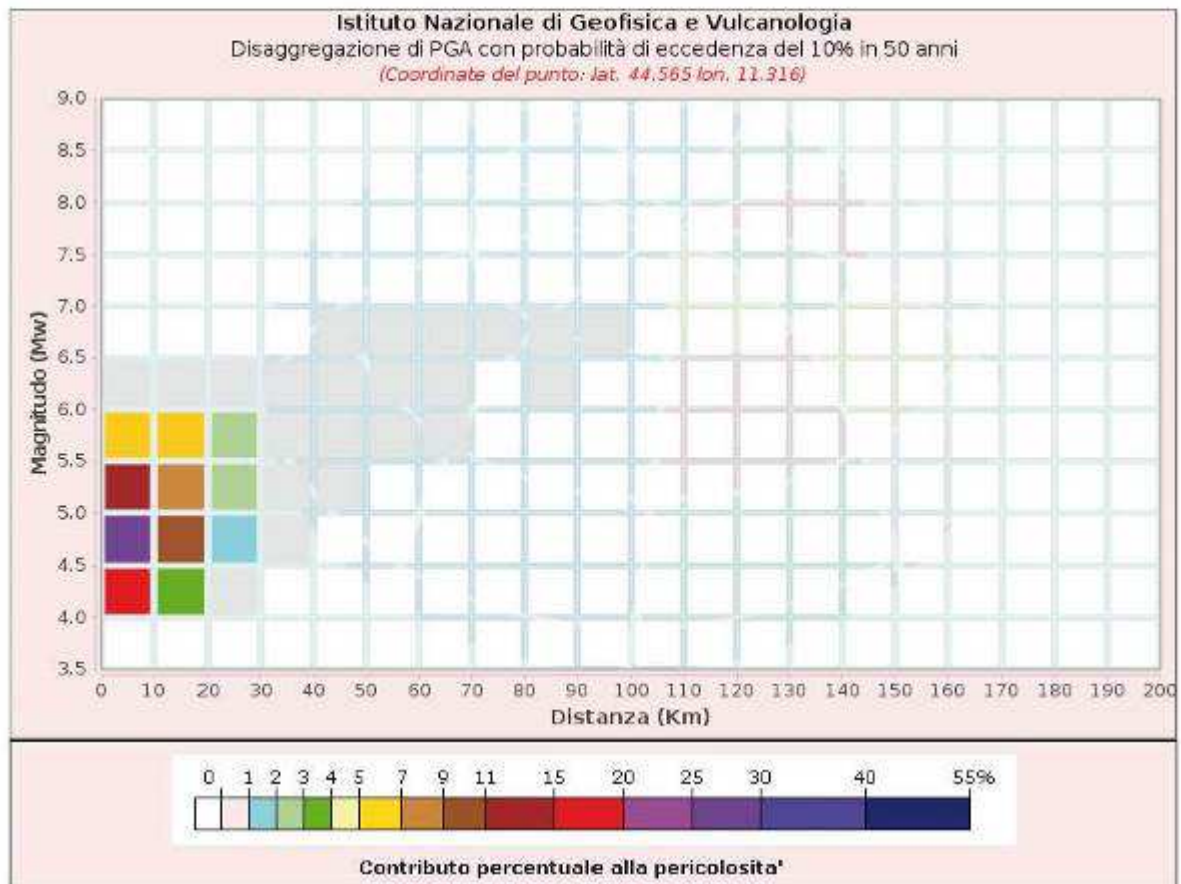
		Spettri a pericolosità uniforme (50° percentile)										
PoE	In 50 anni	Accelerazione (g)										
		Periodo (s)										
		0.0	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
2%		0.302	0.653	0.721	0.798	0.694	0.584	0.464	0.283	0.188	0.102	0.073
5%		0.219	0.493	0.536	0.577	0.503	0.419	0.331	0.196	0.131	0.074	0.051
10%		0.168	0.373	0.417	0.427	0.385	0.318	0.246	0.147	0.098	0.056	0.037
22%		0.116	0.256	0.301	0.304	0.272	0.223	0.171	0.100	0.067	0.037	0.025
30%		0.099	0.219	0.255	0.254	0.229	0.197	0.147	0.084	0.057	0.031	0.021
39%		0.084	0.188	0.224	0.218	0.198	0.161	0.125	0.073	0.047	0.026	0.017
50%		0.073	0.161	0.195	0.189	0.171	0.134	0.103	0.057	0.033	0.021	0.014
63%		0.064	0.139	0.168	0.164	0.146	0.113	0.081	0.045	0.029	0.017	0.011
81%		0.051	0.113	0.135	0.129	0.114	0.089	0.066	0.031	0.020	0.012	0.007



Grafico di disaggregazione

Il grafico rappresenta il contributo percentuale delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza epicentrale alla pericolosità del nodo, rappresentata in questo caso dal valore della PGA mediana, per una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

La tabella riporta i valori mostrati nel grafico ed i valori medi di magnitudo, distanza ed epsilon.





ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Disaggregazione di FGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

Distanza in Km	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	16.0000	28.1000	14.7000	6.2300	0.5650	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	3.4400	3.4400	8.2300	5.1800	0.5210	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0632	1.0800	2.3000	2.2100	0.2530	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0150	0.4060	0.8030	0.1130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0158	0.1770	0.0406	0.0015	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0203	0.0248	0.0062	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0048	0.0024	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0005	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi: magnitudo = 4.96 ; distanza = 3.28 ; epsilon = 0.847



Riferimenti

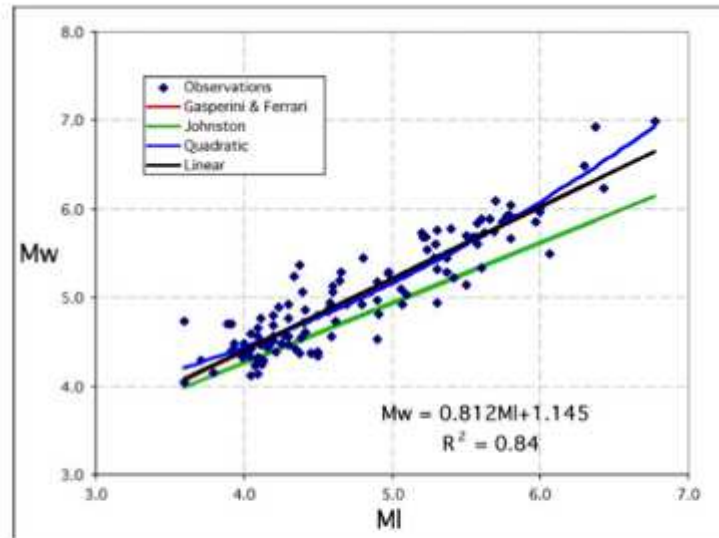
La descrizione della costruzione del modello di pericolosità sismica MP S04 è contenuta nel sito <http://zonesismiche.mi.ingv.it>

La descrizione della stima di tutti i parametri è contenuta nel sito <http://esse1.mi.ingv.it>, da cui si può accedere anche alle mappe interattive.

Per quanto riguarda le analisi di disaggregazione, i dettagli sono disponibili nella pagina del deliverable D14 del progetto S1 (<http://esse1.mi.ingv.it/d14.html>).

La pubblicazione scientifica di riferimento è:
Stucchi M., Meletti C., Montaldo V., Crowley H., Calvi G.M., Boschi E., 2011. Seismic Hazard Assessment (2003-2009) for the Italian Building Code. Bull. Seismol. Soc. Am. 101(4), 1885-1911. DOI: 10.1785/B1201.00130.

Il valore di Magnitudo individuato nelle tabelle di disaggregazione è corrispondente alla Magnitudo Locale M_L (Richter) che dovrà quindi essere trasformato nello Magnitudo Momento M_w . Il corrispondente valore di M_w può essere determinato sulla base delle seguenti correlazioni proposte da vari Autori. Per il caso in esame il valore di M sarebbe pari a 5,15: $M_w = 0,953M_L + 0,422$; $3,9 \leq M_L \leq 6,8$ (Yenier, Erdogan, Akkar-2008), oppure pari a 5,17: $M_w = 0,812M_L + 1,145$; (INGV, 2004). Come riportato alla seguente figura.



Regressione tra M_w e M_L . In nero la legge empirica utilizzata in CPTI2. Per confronto sono anche riportate: i) la regressione quadratica (blu); ii) le regressioni lineari ricavate da Johnston (1996) per le regioni continentali stabili (verde) e da Gasperini e Ferrari (2000) per l'Italia (rosso).

Fig. 5/12 grafico di regressione M_L - M_w tratto dal Rapporto Conclusivo della Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica dell'INGV (Aprile 2004).

In merito alla modalità di disaggregazione proposta dall'INGV occorre rimarcare come pur essendo (attualmente) l'unica modalità possibile di "previsione" di un valore di Magnitudo associata al prossimo (prevedibilmente localmente atteso) evento sismico, essa sia affetta da non trascurabili (e comunque insormontabili) limiti metodologici; si osservi ad esempio come anche per i territori dell'evento dell'Emilia 2012 sulla base dei relativi studi di disaggregazione sarebbe stato corretto attendersi valori comparabili a quelli dell'area in esame e come tali risultati siano poi stati pesantemente smentiti dall'evento realmente accaduto (si ricordi che la scala di misure della Magnitudo è logaritmica). Come rapportarsi quindi a questi studi di disaggregazione? Con estrema cautela e riconducendoli ad una segnalazione "qualitativa" di valori ragionevolmente attendibili in loco. Rifervisici con spirito deterministico potrà infatti anche condurre a grossolane e pericolose sottostime, come appunto avvenuto per l'area del sisma dell'Emilia- 2012. Fra gli elementi che pur non superabili mostrano la massima problematica nei confronti dell'applicabilità di un metodo come quello in esame- soprattutto in riferimento alle peculiarità dei fenomeni sismici- si consideri ad esempio che i metodi di disaggregazione partono dal presupposto che non possa avvenire evento maggiore di quanto già (storicamente) registrato. Non v'è alcun fondamento scientifico (e nemmeno logico!) che tale assunzione possa essere applicata al sisma. Come dimostrato appunto ad esempio dal sisma del 2012. Ma ancora: un dato che denoti una percentuale di accadimento del 1% sta a significare che non è che non possa

manifestarsi ma che semplicemente tale fattispecie è poco probabile (ma non impossibile) che si manifesti. Purtroppo però questo è il dato maggiormente pericoloso e da cui occorrerebbe cioè maggiormente proteggersi. Comunque le considerazioni circa le percentuali di rischio da cui proteggersi non sono considerazioni geologiche ma bensì attengono alla progettazione e a valutazioni diverse, che sono in capo alla Committenza ed ai Progettisti e che interessano altre sfere di interesse umano; in relazione, più oltre, si affronteranno brevemente (e per quanto di competenza e per quanto attiene all'attuale fase di indagine) questi temi.

L'area in esame non "risiede" direttamente su Sorgenti Sismo- genetiche ma è compresa fra la ITIS107 (Mirandola)/ITCS505 (Carpi- Poggio Ren.) e ITIS141 (Argenta)/ITCS012 (Malalbergo- Ravenna) a Nord e le ITIS091 (Casalecchio di Reno) e ITIS 103 (Crespellano)/ITCS047 (Castel Vetro- Castel San Pietro Terme) a Sud. Si ricorda ulteriormente come il territorio del Comune di Calderara di Reno ha registrato danni seppur di modesto rilievo/entità a carico di edifici pubblici e privati di varie tipologie, anche in presenza di accelerazioni molto ridotte rispetto a quelle epicentrali.

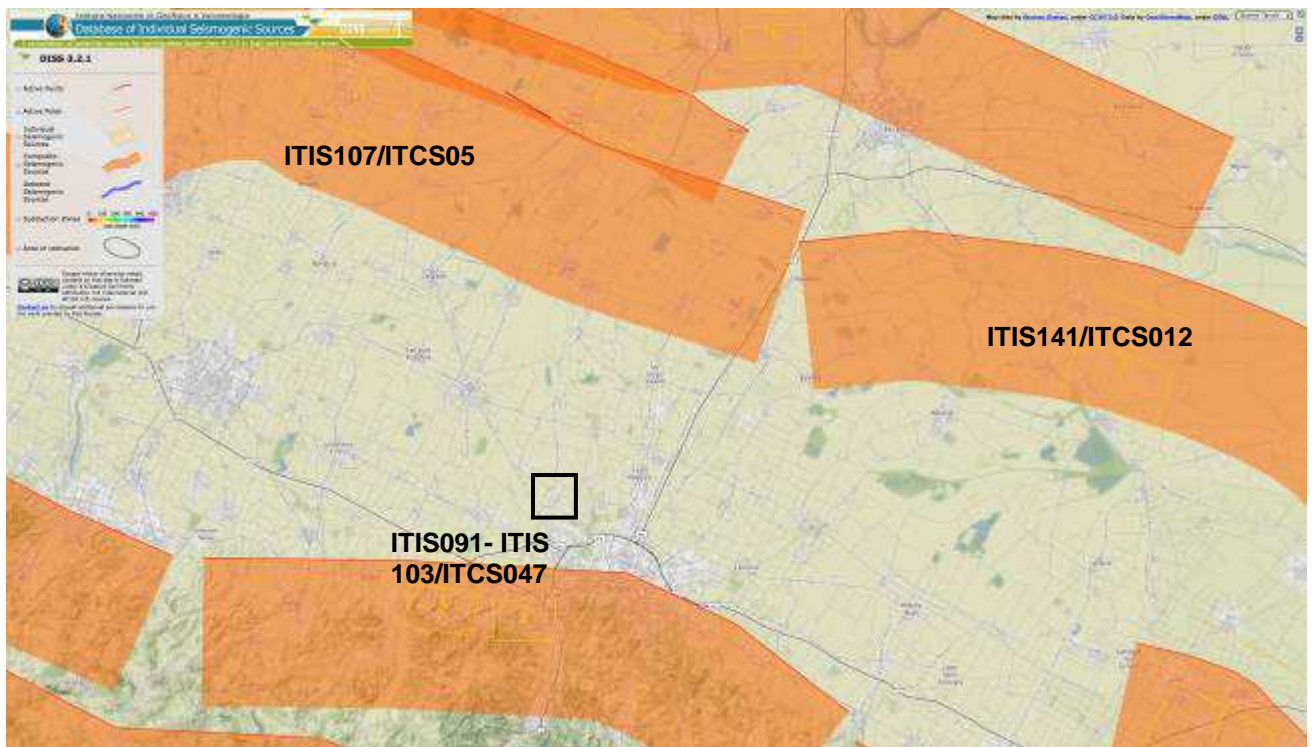


Fig. 5/13: Sorgenti Sismo- Genetiche locali. Scala Libera

6. VALUTAZIONI CIRCA LA PERICOLOSITÀ CO- SISMICA LOCALE: SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE DEGLI ORIZZONTI SATURI GRANULARI

Il fenomeno della liquefazione determina una diminuzione della resistenza al taglio e/o della rigidezza, nei litotipi granulari, causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico e tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno. Le Norme Tecniche vigenti riportano quanto segue:

7.11.3.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

7.11.3.4.1 Generalità

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

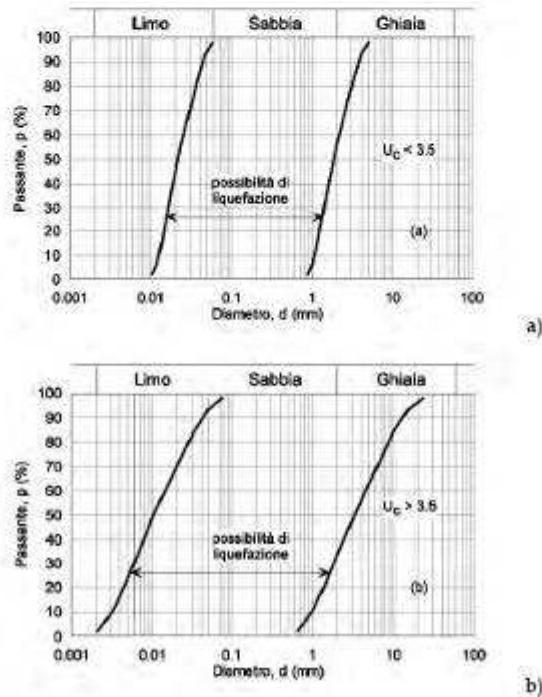
Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

7.11.3.4.3 Metodi di analisi

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma, la resistenza del sistema sia superiore alle azioni (condizione [6.2.1] di cui al § 6.2.4.1) oppure gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

7.11.3.5.1 Azione sismica

L'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità deve essere determinata in accordo con i criteri esposti nel § 3.2.3.

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica (vedi §§ 3.2.2 e 3.2.3) o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde. In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ($S_T = 1$).

7.11.3.5.2 Metodi di analisi

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella Tab. 7.11.I al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa $a_{max} > 0,15g$, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.

Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni. L'eventuale incremento di pressione interstiziale indotto dal sisma, da considerare in dipendenza della natura dei terreni, deve considerarsi uniformemente distribuito lungo la superficie di scorrimento critica.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le analisi del comportamento dei pendii in condizioni sismiche possono essere svolte anche mediante il metodo degli spostamenti, in cui la massa di terreno potenzialmente in frana viene assimilata ad un corpo rigido che può muoversi rispetto al terreno stabile lungo una superficie di scorrimento. Il metodo permette la valutazione dello spostamento permanente indotto dal sisma nella massa di terreno potenzialmente instabile.

L'applicazione del metodo richiede la valutazione dell'accelerazione critica, che deve essere valutata con i valori caratteristici dei parametri di resistenza, e dell'azione sismica di progetto, che deve essere rappresentata mediante storie temporali delle accelerazioni. Gli accelerogrammi impiegati nelle analisi, in numero non inferiore a 7, devono essere rappresentativi della sismicità del sito e la loro scelta deve essere adeguatamente giustificata (vedi § 3.2.3.6). Non è ammesso l'impiego di accelerogrammi artificiali.

Nel metodo degli spostamenti, la valutazione delle condizioni di stabilità del pendio è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato per il cinematiso di collasso critico e i valori limite o di soglia dello spostamento. Le condizioni del pendio e dei manufatti eventualmente interagenti con esso possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo (SLV) o di esercizio (SLD) in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

Lo studio del comportamento in condizioni sismiche dei pendii può essere effettuato anche impiegando metodi avanzati di analisi dinamica, purché si tenga conto della natura polifase dei terreni e si descriva realisticamente il loro comportamento meccanico in condizioni cicliche. Per questi motivi, il ricorso alle analisi avanzate comporta indagini geotecniche adeguatamente approfondite. Per queste analisi, l'azione sismica di progetto deve essere rappresentata mediante accelerogrammi scelti utilizzando gli stessi criteri già indicati per il metodo degli spostamenti.

Fig. 6/1: Art. 7.11.3.4.2. del DM/NTC 2018.

Si è già in precedenza visto come per l'area in esame, intesa come area complessiva ("media") di lottizzazione il valore di $S \cdot a_g/g$ (ancoraggio dello Spettro di Risposta in Accelerazione per lo SLV, si veda l'apposito paragrafo) sia pari a 0,24 g (utilizzando la Categoria di suolo C della Tab. 3.2.II e la Classe d'Uso II ecc.). Gli appositi stralci della cartografia di riferimento di MSIL, già riportati in relazione evidenziano la necessità di porre localmente attenzione al fenomeno co- sismico della Liquefazione. Di seguito si riporteranno i risultati delle verifiche numeriche eseguite sui dati della CPTU 2 (appositamente realizzata). Tali risultanze potranno essere intese come "di guida" per l'area in esame e per l'attuale fase ma ovviamente non potranno essere considerate sufficienti a nessuna delle singole fasi progettuali relative ai singoli interventi edificatori (sui vari lotti), ovviamente le risultanze della CPTU 2 potranno essere utilizzate per il corrispondente lotto. Occorrerà quindi in seguito eseguire le indispensabili verifiche per ogni singolo lotto ed eventualmente redigere appositi Studi di RSL se necessari in base alle singole risultanze puntuali e sulla base dei dettati del DM/NTC 2018.

Per tornare alle verifiche alla liquefazione della presente documentazione, si è già ampiamente riportato come per l'area in esame si rilevino presenze granulari sature superficiali ascrivibili al Ventaglio di Esondazione/Rotta del Fiume Reno. La presente caratterizzazione è eseguita in assenza di analisi granulometriche (e degli altri indici necessari) su campioni indisturbati di terreno relativi a dette deposizioni granulari. Tali informazioni sarebbero notevolmente interessanti. Si è quindi proceduto ad eseguire apposite verifiche numeriche basate sulle risultanze della CPTU 2, si è utilizzato il valore di PGA pari a 0,24 g e valori di Mw compresi fra 6,14 e 5,20 (il cui significato è già stato ampiamente espresso). Si è utilizzato il Metodo, in sé molto penalizzante di Boulanger & Idriss (2014) –il metodo in questione risulta essere molto penalizzante ed il suo utilizzo è entrato in qualche maniera nella prassi relativa alle fase di “pianificazione” (in senso lato) ma è sufficientemente provato che porta a valori altamente penalizzanti dei valori di ILP. La prassi pare essersi consolidata su indicazioni fra l'altro non esplicite discendenti da studi di back- analysis relativi agli eventi sismici dell'Emilia del 2002. Tali analisi hanno lo svantaggio di riepilogare effetti valutabili solamente ex- post e che sono indissolubilmente legati alle peculiarità dell'evento del 2002, che non è pur nulla ovvio possa ripetersi nelle stesse modalità. Si aggiunga poi che il DM/NTC 2018 non riporta alcuna indicazione circa i metodi da utilizzare per l'esecuzione delle verifiche e quindi nelle successive fasi non si rileva alcun obbligo ad eseguire verifiche alla Liquefazione utilizzando il metodo di cui qui si discute. Si aggiunga che le verifiche sono state condotte utilizzando approssimazioni circa vari dati la cui caratterizzazione allo stato attuale non è disponibile (come già riportato ad esempio in merito alle caratterizzazioni granulometriche dei materiali ecc.) ed introducendo quindi corrispondenti penalizzazioni, anche in merito alla profondità della falda durante l'evento sismico, per esempio. Tutto ciò considerato queste sono le risultanze:

Mw	ILP	Cedimenti in cm
6.14	5.9	7 cm ca.
5.90	5.7	7 cm ca.
5.20	5.0	7 cm ca.

Tab. 17: risultati delle verifiche numeriche eseguite sulla risultanze della CPTU 2 utilizzando il Metodo di Boulanger & Idriss (2014).

L'apposita Delibera Regionale (che tratta della Liquefazione), in merito ai valori di ILP riporta quanto segue:

$I_L = 0$	Non liquefacibile
$0 < I_L \leq 2$	Potenziale basso
$2 < I_L \leq 5$	Potenziale moderato
$5 < I_L \leq 15$	Potenziale alto
$15 < I_L$	Potenziale molto alto

I valori di ILP sono quindi Alti ed il rischio complessivo (di cui si dirà in seguito) può quindi ritenersi corrispondentemente Alto.

Come già ampiamente riportato sono le deposizioni granulari ascrivibili al Ventaglio di Esondazione/Rotta del Fiume Reno sulle quali è disposta l'area in esame a risultare (potenzialmente) Liquefacibili. La fase di indagini relativa alla presente relazione ha condotto a tale individuazione che però è relativa ad un solo punto di indagine (CPTU 2) ed ad una caratterizzazione sismica semplificata (da Tab.3.2.II del DM/NTC2018), nella fase successiva, quella relativa alle progettazioni delle singole edificazioni sui singoli lotti occorrerà quindi provvedere a caratterizzare ogni singolo lotto dai seguenti "punti di vista":

- modellazione geologica e caratterizzazione stratigrafica, atta ad individuare lo spessore delle deposizioni granulari superficiali in corrispondenza di ogni singolo lotto; è abbastanza plausibile infatti che, data anche la geometria e le modalità depositive di un ventaglio (il meccanismo sostanzialmente è quello di un irraggiamento più o meno radiale da un punto) lo spessore di tali deposizioni vari sensibilmente diminuendo verso le porzioni distali del ventaglio;
- individuazione delle caratteristiche granulometriche e plastiche dei terreni granulari superficiali;
- caratterizzazione geotecnica dei vari strati di fondazione dei singoli lotti/delle singole edificazioni;
- caratterizzazione sismica di dettaglio dei singoli lotti atta a perfezionare (anzi a superare gli impliciti limiti) tramite appositi Studi di Risposta Sismica Locale (RSL) la Caratterizzazione Semplificata da Tab.3.2.II del DM/NTC 2018 utilizzata nella presente relazione/fase di indagine;
- individuazione dei valori locali di ILP e dei corrispondenti cedimenti post- sismici per singoli lotti e considerazioni circa gli eventuali metodi di intervento locale per l'eventuale (qualora lo si ritenesse necessario) riduzione del Rischio complessivo (di cui si dirà anche più oltre) locale dei singoli lotti/delle singole edificazioni.

Per far ciò ed in considerazione di quanto già ampiamente riportato si renderà necessario eseguire apposite indagini in situ e/o in laboratorio che potranno/dovranno essere progettate sulla base della natura degli interventi edificatori (o comunque di trasformazione dell'area) che saranno previsti sui singoli lotti (e relative ad esempio alle caratteristiche dimensionali in pianta, in elevazione, di approfondimento delle strutture fondali, all'individuazione dei carichi da distribuire/concentrare in fondazione ecc.); si suggerisce quindi di eseguire indagini puntuali di tipo CPTU/SCPTU/CPTE, le indagini CPT potranno essere utilizzate a supporto delle precedentemente elencate e specificatamente per la parte di caratterizzazione geotecnica. La caratterizzazione granulometrica necessiterà della raccolta di opportuni campioni di terreno e dell'esecuzione delle apposite analisi di Laboratorio Geotecnico. In merito alla realizzazione delle verifiche "alla Liquefazione", nelle fasi relative alle singole edificazione sarà opportuno contestualizzare il metodo di verifica che si riterrà più appropriato utilizzare, similmente definire i limiti di accettazione del Rischio complessivo per ogni singolo intervento.

Di seguito si riportano le restituzioni grafiche (riportate nella Tab. 17 di cui sopra) delle verifiche eseguite sulle risultanze della CPTU 2 utilizzando il valore di SX_{Ag}/G (ovvero PGA) discendente da Categoria di suolo C Classe d'Uso II da Approccio Semplificato da Tab. 3.2.II del DM/NTC 2018 e per tre valori di M_w (il cui significato è già stato riportato in precedenza).

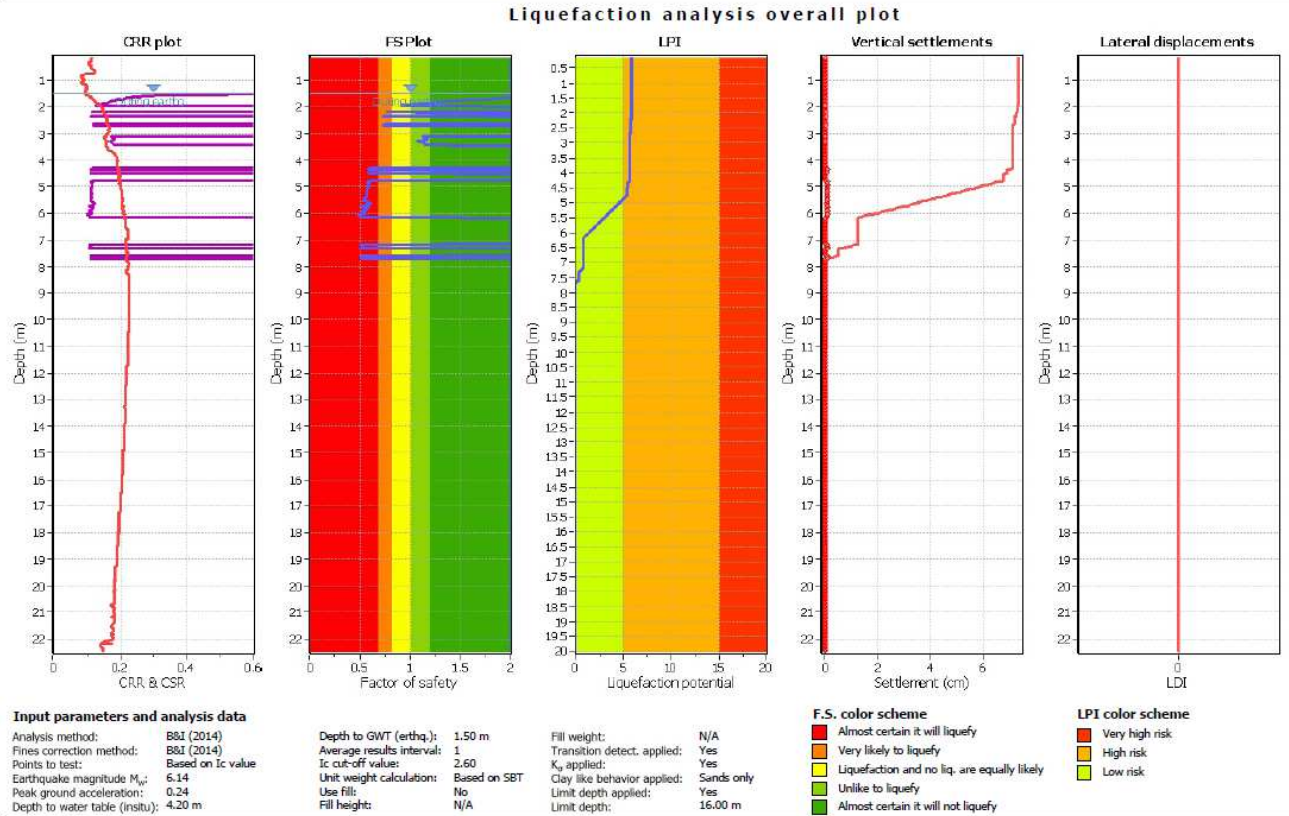


Fig. 6/5: restituzione grafica della verifica alla liquefazione, $M_w=6,14$.

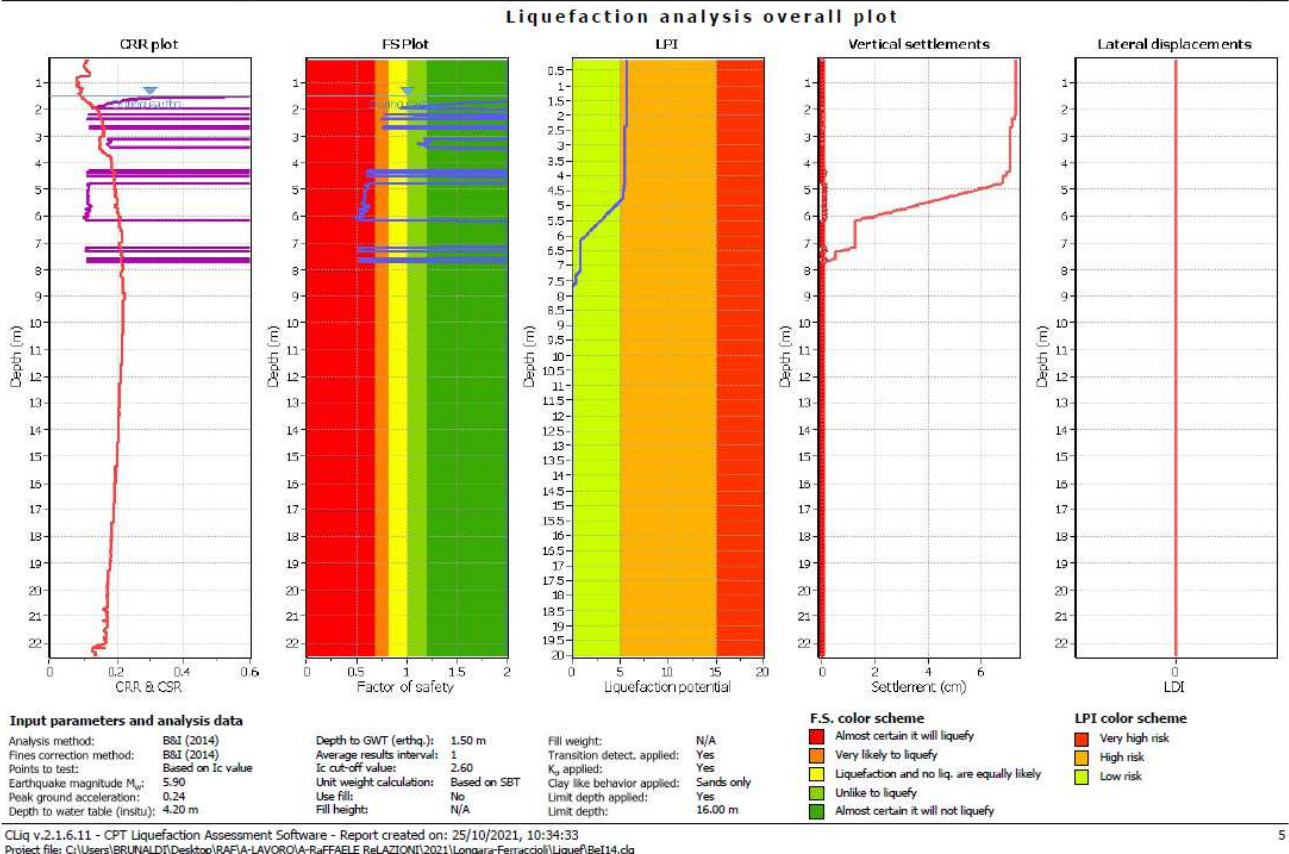


Fig. 6/6: restituzione grafica della verifica alla liquefazione, $M_w=5,90$.

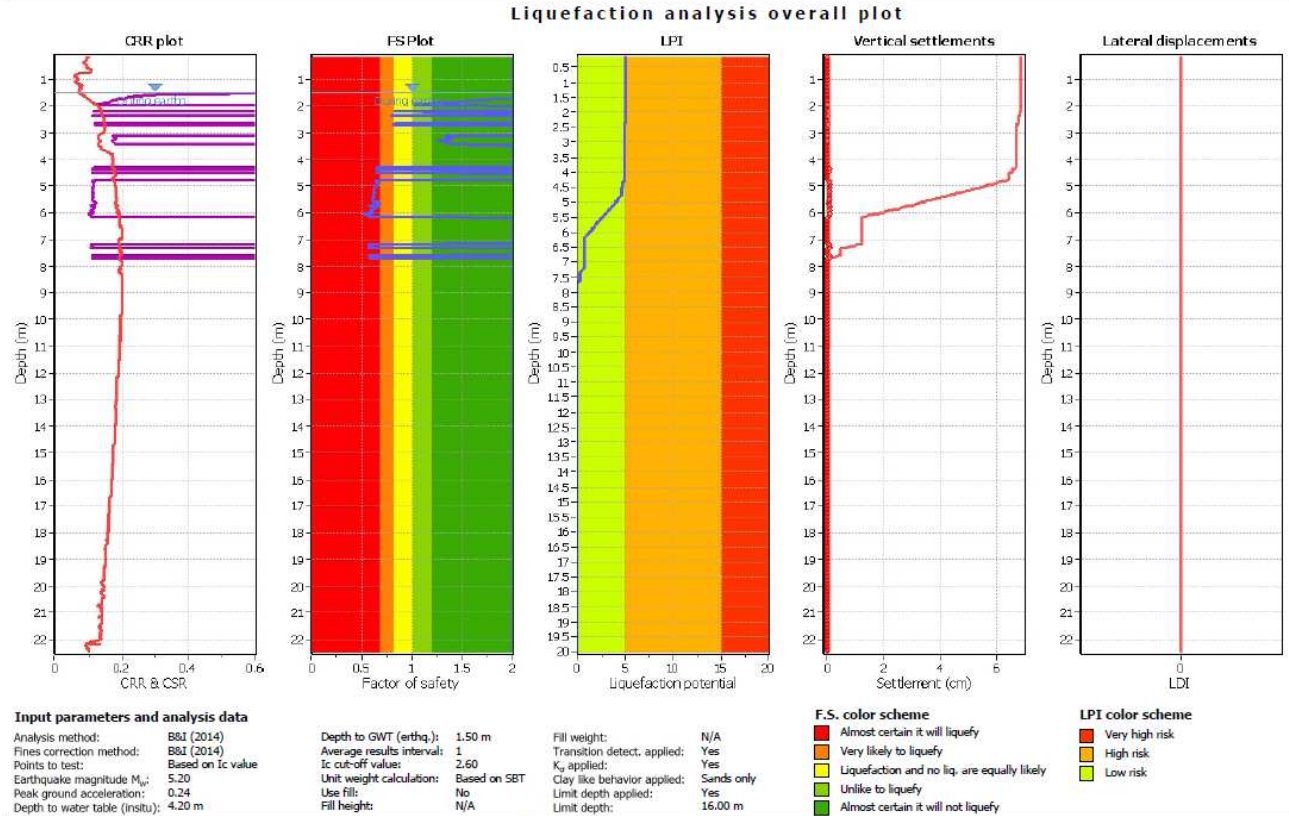


Fig. 6/7: restituzione grafica della verifica alla liquefazione, $M_w=5,20$.

Circa i metodi semplificati (come quelli utilizzati in relazione) occorre ricordare che, al contrario della maggior parte dei metodi empirici, richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie e della magnitudo di riferimento. Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al

taglio mobilabile nello strato (R) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (T). Cioè in pratica si avrà: $F_s = \frac{R}{T}$. Un

deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza F_s sarà minore di 1,00. R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche, statiche. La grandezza T dipende invece dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto) e viene ricavata attraverso la

relazione: $T = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'}, r_d MSF$. dove:

- a_{max} = accelerazione sismica massima.
- G = accelerazione di gravità = $980,7 \text{ cm/s}^2$.
- σ_{v0} = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.
- σ_{v0}' = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.
- r_d = coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema:
 $r_d=1-0,00765z$ per $z \leq 9,15$ m.
 $r_d=1,174-0,0267z$ per $9,15 < z \leq 23$ m.
 $r_d=0,774-0,008z$ per $23 < z \leq 30$ m.
 $r_d=0,5$ per $z > 30$ m.
- MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma, ricavabile con la relazione:

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \text{ se } M \leq 7,5 \text{ o con la formula } MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \text{ se } M > 7,5$$

Il Calcolo della resistenza al taglio mobilata (R), tramite Il metodo di Robertson & Wride che permette di correlare la resistenza al taglio mobilata nel terreno con i risultati delle prove penetrometriche statiche (C.P.T.) avviene secondo le due seguenti equazioni:

$$R = 0.883 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \text{ per } (q_{c1n})_{cs} < 50; \quad R = 93 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \text{ per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160$$

La grandezza $(q_{c1n})_{cs}$ rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente. Il calcolo di $(q_{c1n})_{cs}$ avviene attraverso i seguenti passaggi: si calcola la resistenza alla punta e l'attrito laterale

specifico normalizzati con le relazioni: $Q = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'}$ e $F = 100 \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}}$.

dove:

- q_c (kg/cm²) = resistenza alla punta determinata dalla prova C.P.T.
- f_s (kg/cm²) = attrito laterale specifico determinato dalla prova C.P.T.
- σ_{v0} (kg/cm²) = pressione verticale totale
- σ_{v0}' (kg/cm²) = pressione verticale efficace

Si calcola l'indice di tipo dello strato sabbioso con la formula: $Ic = \sqrt{(\log_{10} F + 1.22)^2 + (\log_{10} Q - 3.47)^2}$

Si applica una correzione che tenga conto dell'approfondimento della prova: $q_{c1n} = C_Q q_c$ dove $C_Q = \left(\frac{1}{\sigma_{v0}'} \right)^n$

L'esponente n viene valutato come segue: se $Ic > 2,6$ allora $n = 1$; se $Ic \leq 2,6$ si calcola un primo valore di q_{c1n} , utilizzando

$$n = 0,5; \text{ quindi si ricalcola } Ic \text{ con la relazione: } Ic = \sqrt{(\log_{10} F + 1.22)^2 + (\log_{10} q_{c1n} - 3.47)^2}.$$

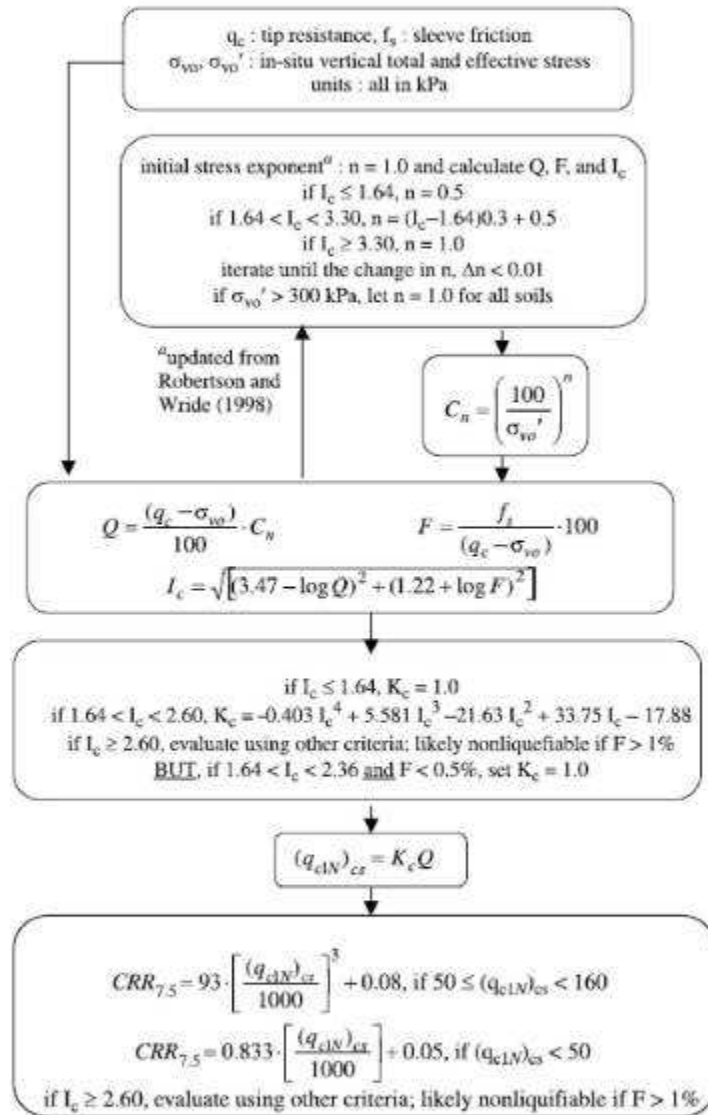
se il nuovo valore di Ic è ancora minore di 2,6 si conferma il valore $n = 0,5$, altrimenti si ricalcola q_{c1n} , utilizzando $n = 0,75$; se $q_{c1n} > 2q_c$ si pone $q_{c1n} = 2q_c$. Si introduce la correzione dovuta alla presenza di fine nel livello sabbioso:

$(q_{c1n})_{cs} = K_c q_{c1n}$, dove K_c è uguale a 1, se $Ic \leq 1.64$, ed è fornito dalla relazione:

$$K_c = -0.403Ic^4 + 5.581Ic^3 - 21.63Ic^2 + 33.75Ic - 17.88, \text{ in caso contrario. Il metodo verrà illustrato anche di seguito.}$$

Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance, NCEER (1998)

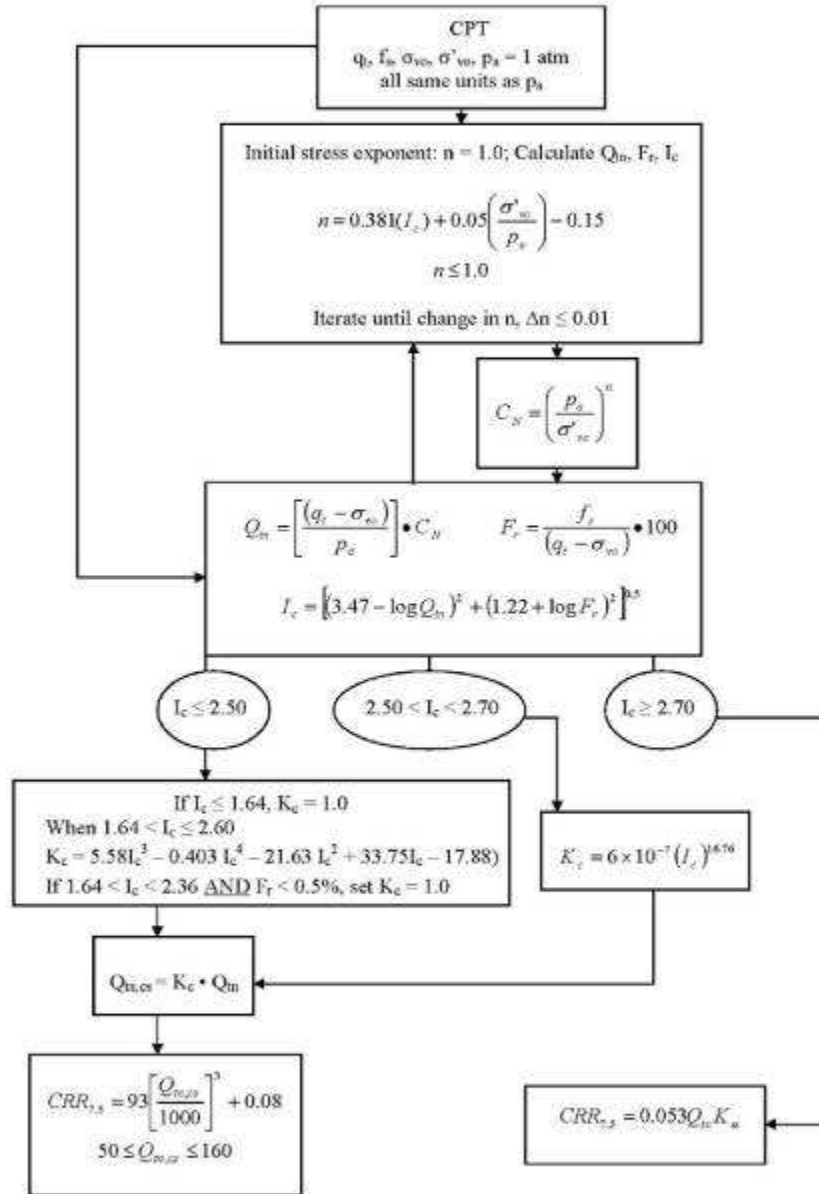
Calculation of soil resistance against liquefaction is performed according to the Robertson & Wride (1998) procedure. The procedure used in the software, slightly differs from the one originally published in NCEER-97-0022 (Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils). The revised procedure is presented below in the form of a flowchart¹:



¹ "Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground", G. Zhang, P.K. Robertson, and R.W.I. Brachman

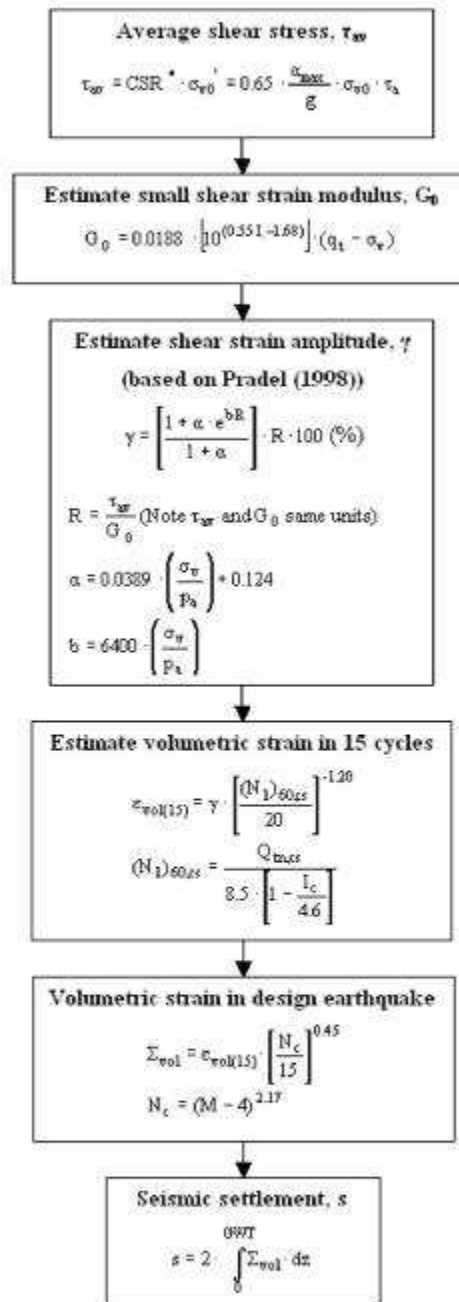
Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance (all soils) - Robertson (2010)

Calculation of soil resistance against liquefaction is performed according to the Robertson & Wride (1998) procedure. This procedure used in the software, slightly differs from the one originally published in NCEER-97-0022 (Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils). The revised procedure is presented below in the form of a flowchart¹:



¹ P.K. Robertson, 2009. "Performance based earthquake design using the CPT", Keynote Lecture, International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering – from case history to practice, IS-Tokyo, June 2009

Procedure for the estimation of seismic induced settlements in dry sands



Robertson, P.K. and Lisheng, S., 2010, "Estimation of seismic compression in dry soils using the CPT" FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON RECENT ADVANCES IN GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS, Symposium in honor of professor I. M. Idriss, San Diego, CA

Liquefaction Potential Index (LPI) calculation procedure

Calculation of the Liquefaction Potential Index (LPI) is used to interpret the liquefaction assessment calculations in terms of severity over depth. The calculation procedure is based on the methodology developed by Iwasaki (1982) and is adopted by AFPS.

To estimate the severity of liquefaction extent at a given site, LPI is calculated based on the following equation:

$$LPI = \int_0^{20} (10 - 0,5z) \times F_L \times dz$$

where:

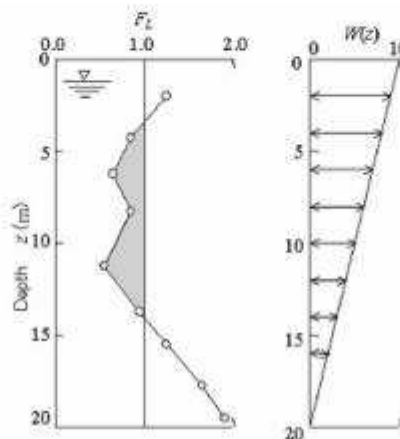
$F_L = 1 - F.S.$ when F.S. less than 1

$F_L = 0$ when F.S. greater than 1

z depth of measurement in meters

Values of LPI range between zero (0) when no test point is characterized as liquefiable and 100 when all points are characterized as susceptible to liquefaction. Iwasaki proposed four (4) discrete categories based on the numeric value of LPI:

- LPI = 0 : Liquefaction risk is very low
- $0 < LPI \leq 5$: Liquefaction risk is low
- $5 < LPI \leq 15$: Liquefaction risk is high
- LPI > 15 : Liquefaction risk is very high



Graphical presentation of the LPI calculation procedure

References

- Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M 1997. Cone penetration testing in geotechnical practice, E & FN Spon Routledge, 352 p, ISBN 0-7514-0393-8.
- Boulanger, R.W. and Idriss, I. M., 2007. Evaluation of Cyclic Softening in Silts and Clays. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering June, Vol. 133, No. 6 pp 641-652
- Robertson, P.K. and Cabal, K.L., 2007. Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Available at no cost at <http://www.geologismiki.gr/>
- Robertson, P.K. 1990. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 27 (1), 151-8.
- Robertson, P.K. and Wride, C.E., 1998. Cyclic Liquefaction and its Evaluation based on the CPT Canadian Geotechnical Journal, 1998, Vol. 35, August.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R., and Stokoe, K.H., Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, October, pp 817-833
- Zhang, G., Robertson, P.K., Brachman, R., 2002, Estimating Liquefaction Induced Ground Settlements from the CPT, Canadian Geotechnical Journal, 39: pp 1168-1180
- Zhang, G., Robertson, P.K., Brachman, R., 2004, Estimating Liquefaction Induced Lateral Displacements using the SPT and CPT, ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, No. 8, 861-871
- Pradel, D., 1998, Procedure to Evaluate Earthquake-Induced Settlements in Dry Sandy Soils, ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 4, 364-368
- Iwasaki, T., 1986, Soil liquefaction studies In Japan: state-of-the-art, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 1, 2-70
- P.K. Robertson, 2009, Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Canadian Geotechnical Journal, Vol. 46, No. 11, pp 1337-1355
- P.K. Robertson, 2009. "Performance based earthquake design using the CPT", Keynote Lecture, International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering - from case history to practice, IS-Tokyo, June 2009
- Robertson, P.K. and Lisheng, S., 2010, "Estimation of seismic compression in dry soils using the CPT" FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON RECENT ADVANCES IN GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS, *Symposium in honor of professor I. M. Idriss*, SAN diego, CA
- R. E. S. Moss, R. B. Seed, R. E. Kayen, J. P. Stewart, A. Der Kiureghian, K. O. Cetin, CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental

Fig. 6/8: illustrazione dei metodi di calcolo utilizzati.

6.1 Considerazioni generali circa il fenomeno liquefativo:

Si vuole considerare come il Rischio complessivo derivi (secondo quanto accettato, per esempio nelle nozioni di Protezione Civile e quindi, si deve desumere, anche di pianificazione, ad esempio legata a Studi di MS) dalla seguente equazione:

$R = P \times V \times E$, dove:

R= Rischio;

P= Pericolo o Pericolosità;

V= Vulnerabilità;

E= Esposizione.

La Pericolosità ovvero il Pericolo è legato al fenomeno, nel caso in questione al fenomeno co- sismico derivante dalla liquefazione degli orizzonti saturi granulari localmente rilevati.

La Vulnerabilità è connessa alle caratteristiche dell'edificio da realizzare e può essere controllata, nel senso che si può agire sulle fondazioni e sulle strutture in modo tale che subiscano il minor danno possibile qualora l'evento (liquefazione) avvenga.

L'Esposizione dipende dagli oggetti (Vite umane, Cose contenute dagli edifici ecc.).

Evidentemente qualsiasi termine dell'equazione può modificare enormemente il risultato complessivo avvicinando o meno questo risultato a termini che possano essere ritenuti (o meno) accettabili. Ciò però non è nelle possibilità (oneri) dello scrivente. Starà alle Committenze e/o ai Progettisti valutare il Rischio complessivo di ogni singolo intervento edificatorio da realizzarsi.

La Pericolosità locale intesa come risultanza locale del solo punto di indagine della CPTU1, la cui risultanza è estesa in questa fase all'intera area di lottizzazione è, come visto, alta. Potrebbe però, se lo si dovesse ritenere necessario, per ogni singolo lotto/ogni singola lottizzazione, eseguendo apposite singole valutazioni (ovvero se i Progettisti/le Committenze lo dovessero ritenere necessario), essere ridotta. Si potrebbe ad esempio valutare se operare sui terreni granulari di fondazione potenzialmente liquefacibili. Pratiche discendenti dalle esperienze di ricostruzione del post sisma dell'Emilia del 2012 presentano metodi di intervento che consentono di operare in tal senso con risultati che possono essere considerati apprezzabili. Ad esempio si possono realizzare compattazioni dei terreni, si possono realizzare fondazioni profonde (pali), si possono eseguire/realizzare apposite iniezioni e/o drenaggi. Ogni eventuale intervento dovrà essere attentamente ed appositamente pensato, progettato, realizzato ed anche, molto importante, testato. Si consideri infatti che esperienze ve ne sono ma la casistica ancora non consente una progettazione scevra dal testare le performances degli interventi realizzati. Ulteriore possibilità di intervento di diminuzione del Pericolo è quella di by- passare le deposizioni granulari superficiali, completamente o parzialmente, quest'ultima opzione intesa come accettando una diminuzione dell'indice ILP sino ad un valore inteso come tale (appunto accettabile) dai Progettisti. L'eventuale by- pass delle deposizioni granulari più superficiali dovrà tenere in debito conto le caratteristiche della falda freatica locale e le considerazioni sulle sue variazioni, riportate in relazione. Ovviamente si dovrà comunque, la cosa è sempre auspicabile, progettare e realizzare edifici il meno Vulnerabili possibile al fenomeno. Sia come strutture fondali, in elevazione, sia come impianti, finiture ecc.

Resta poi da capire cosa si intenda, in Pianura Padana per “rischio” (in senso lato e diverso da quello sopra riportato- Rischio- e per riferirsi a ciò, più correttamente da sostituire col termine Pericolo/Pericolosità) da liquefazione, occorre tornare alle basi di applicabilità dei vari metodi di verifica (che non si sono toccati nella presente relazione), nella sostanza questi traggono origine da situazioni 2D dove sostanzialmente un letto sabbioso molto esteso è confinato verso l’alto da depositi argillosi o comunque non liquefacibili. Come ampiamente descritto l’area di Lottizzazione è invece caratterizzata da situazioni “3D”, ove le lenti o i corpi festonati granulari cambiano dimensione, spessore, forma e profondità da luogo a luogo, in tali condizioni nessuno (Ricerca, Autori) ha sinora garantito l’applicabilità dei metodi di verifica attualmente disponibili. Ma anche riferendosi alle semplici e non riscontrabili in Pianura Padana situazioni 2D, se il “rischio”/Pericolo fosse insito in cedimenti che possono essere molto rilevanti, in relazione alle spessori dei depositi ed ai meccanismi di veicolazione laterale nelle sabbie e non confinati da “accidenti” stratigrafici quali brusche terminazioni frangiate verso le argille; in tali casi la bibliografia tecnica di riferimento riporta episodi drammatici di perdite di piano o di tilting (rigido, in dipendenza delle caratteristiche degli edifici) di interi edifici. Durante l’evento sismico dell’Emilia del 2012, non si è però registrato niente di tutto ciò, si è invece assistito a fuoriuscite di liquidi costituiti da sabbie ed acqua, da pozzi o da fratture nel terreno che hanno intasato vani più o meno interrati e/o riempito superfici varie, anche con fenomeni di risalita fluida particolarmente difficili da spiegare. Relativamente ai cedimenti, anche nei luoghi di maggior evidenza del fenomeno (San Carlo, Sant’Agostino ecc.) non si è assistito a cedimenti particolari, se non in casi particolari. In sostanza cedimenti centimetrici e/o cedimenti differenziali particolari hanno interessato solamente pochi edifici. Cosa ci si deve quindi attendere? Infatti Se il “rischio”/Pericolo dovesse ricondursi solamente alla messa in posto di qualche metro cubo di sabbia e/o altri fluidi occorrerà considerare una adeguata protezione anche nei confronti degli impianti tecnologici che saranno ospitati nei vari edifici da realizzarsi e/o di quant’altro contenuto e passibile di danneggiamento, ma nel complesso ciò appare come una situazione sostanzialmente accettabile. La domanda resta in sospeso: cosa ci si deve attendere? (ad oggi nessuna risposta attendibile da parte della Ricerca!). Come già ampiamente illustrato la condizione deposizionale locale non è per nulla assimilabile a quella così peculiare delle già citate località di San Carlo/Sant’Agostino, non si è cioè in presenza di dossi/paleoalvei così pronunciati e di tale spessore.

Oltre a quanto già considerato, si si prescrive di non realizzare alcun pozzo freatico e/o artesiano nei lotti dell’area in esame. Purtroppo allo stato attuale delle conoscenze non si ha la possibilità di prevedere l’insorgenza di aperture nei terreni (dalle quali come detto possono sgorgare fluidi derivanti da liquefazione).

7. CONCLUSIONI

Nei limiti delle indagini eseguite (limiti ampiamente esplicitati in relazione), la presente relazione ha descritto i caratteri afferenti alla Scienza della Terra/Geologia caratteristici dell'area di Lottizzazione in esame (e di un suo significativo intorno), che influenzano/condizionano la possibilità di realizzare l'intervento urbanistico complessivo. Si sono riportate altresì considerazioni e prescrizioni relative ai singoli interventi edificatori (che dovranno comunque essere singolarmente ed attentamente considerati, indagati e progettati).

Evidentemente sono presenti condizioni penalizzanti che sono state esplicitate e che non impediscono la realizzazione dell'intervento complessivo di urbanizzazione e/o dei singoli interventi edificatori, qualora tali condizioni vengano correttamente considerate ed affrontate. Come già ampiamente riportato, le successive fasi di indagine dovranno ovviamente essere congrue a quanto indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 e discendenti regolamentazioni Regionali.

Argenta, lì 25/10/2021

Geologo Raffaele Brunaldi

