

Art. 53 L.R. 24/2017 e s.m.i. – L. 241/1990 e s.m.i – Ditta Carrozzo Ugo con sede in Argenta (FE), Via T. Tasso n.° 17 località San Biagio.

Elaborato:

Relazione di Modellazione, Geologica, Idrogeologica e Sismica.

Località:

San Biagio Via T. Tasso n. 17. Comune di Argenta (FE)

Committente:

Sig. Carrozzo Ugo.



Studio Geologico
BRUNALDI RAFFAELE

Via A. Da Brescia 11
44011 Argenta (FE)
Tel. e Fax: 0532852858
Cell.: 3355373693 E-mail: rbruggeo@gmail.com

1. PREMESSA

Oggetto: 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**. Il riferimento oltre alle Normative Tecniche Nazionali e Regionali è costituito dalla Scheda di Comparto VAR 1 del POC di Argenta. In tale scheda sono dettagliate specifiche tematica a cui porre particolare attenzione.

Località: San Biagio d'Argenta (FE), Via T. Tasso, Ragioni del Sig. Carrozzo Ugo (come verranno più oltre illustrate).

Committenti: Sig. Carrozzo Ugo.

1.1 Area in esame:

L'area in esame è sita in San Biagio, nel Comune di Argenta (FE), in Via T. Tasso al numero civico 17; l'area è ubicata fra i due toponimi "La Sinibalda". Attualmente sulle aree in esame si rilevano superfici varie ed edifici (come riportato alla seconda delle Figg. 2/4 alla quale si rimanda ed agli altri allegati grafici); l'area è sostanzialmente pianeggiante ed è posta a quote di circa 1 m s.l.m.m.

L'area indagata è di seguito riportata, nello stralcio dei Fogli C.T.R. (alla scala 1: 5 000) 222 031 e 222 034. Le superfici riportate sono da intendersi come di massima, non sono cioè collegate ad un rilievo.

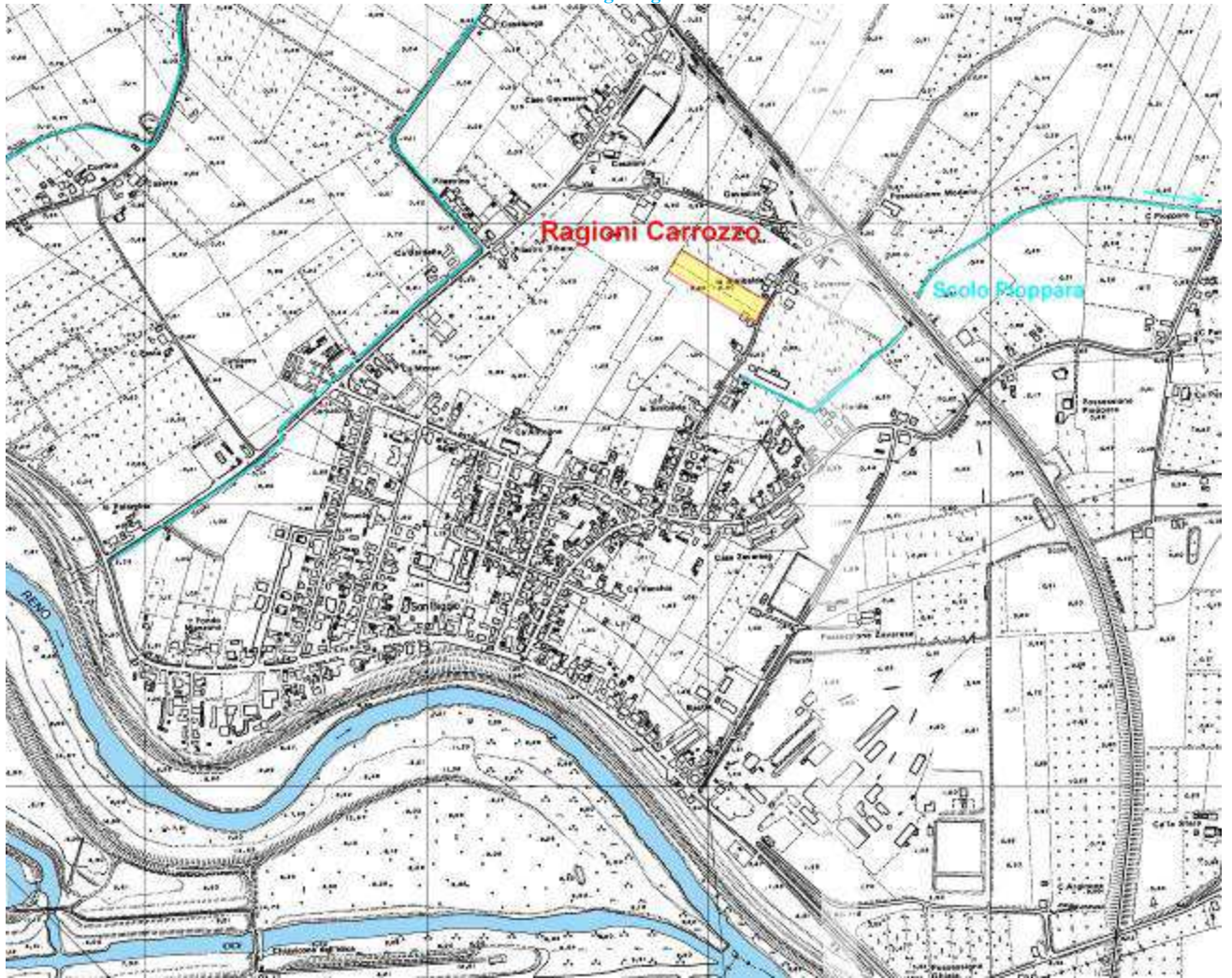


Fig. 1/1: Ubicazione dell'area in esame, su base cartografica C.T.R. alla scala 1: 5 000. Scala libera. È riportato anche il modesto reticolo idraulico locale di cui si dirà in relazione ed il corso del Fiume Reno.



Fig. 1/2 e 1/3: Ubicazione dell'area in esame su orto- foto aeree tratta da Google Earth ©, Scale Libere e differenti l'una dall'altra. Si sono riportate le forme paleo- divagative più superficiali (in giallo, di cui si dirà in relazione) e le ubicazione dei punti di indagine, sia riferiti all'area in oggetto, sia in possesso dello scrivente, di cui si dirà in relazione e il tracciato di fossi perimetrali e dello Scolo Pioppara (di cui si dirà in relazione).



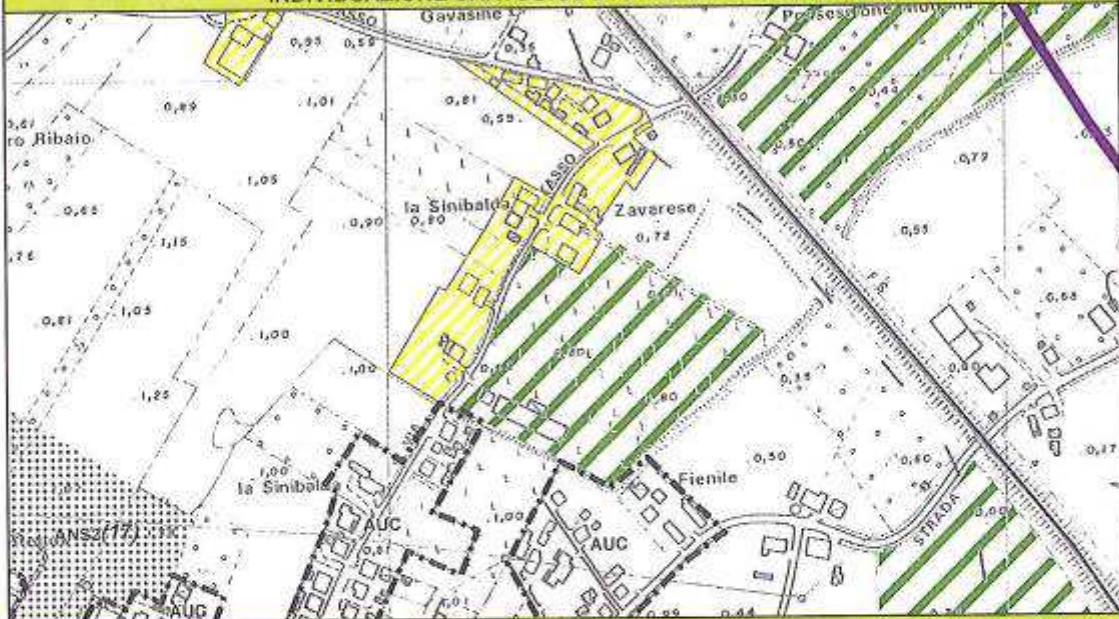
Fig. 1/4: Ubicazione dell'area in esame su orto- foto aerea tratta da Google Earth ©, Scala Libera. Si sono riportate le ubicazione dei punti di indagine di cui si dirà in relazione e della Sezione Locale (di cui alla Fig. 3/7).

Intervento: XV.VAR.1	SCHEDA DI COMPARTO	VAR(1)
Ubicazione	SAN BIAGIO - Via Torquato Tasso	pr. prot.: 8269-8270/08

L'intervento prevede due interventi integrati. Uno di ampliamento del Circolo Ippico esistente, che dispone di circa 30 cavalli, al fine di renderlo idoneo per accogliere fino a 70 cavalli, l'altro per la realizzazione di una nuova clinica veterinaria a servizio prevalente, ma non esclusivo, dello stesso circolo.
 Entrambi da ricavarsi in parte in edifici esistenti ed in parte in nuove costruzioni

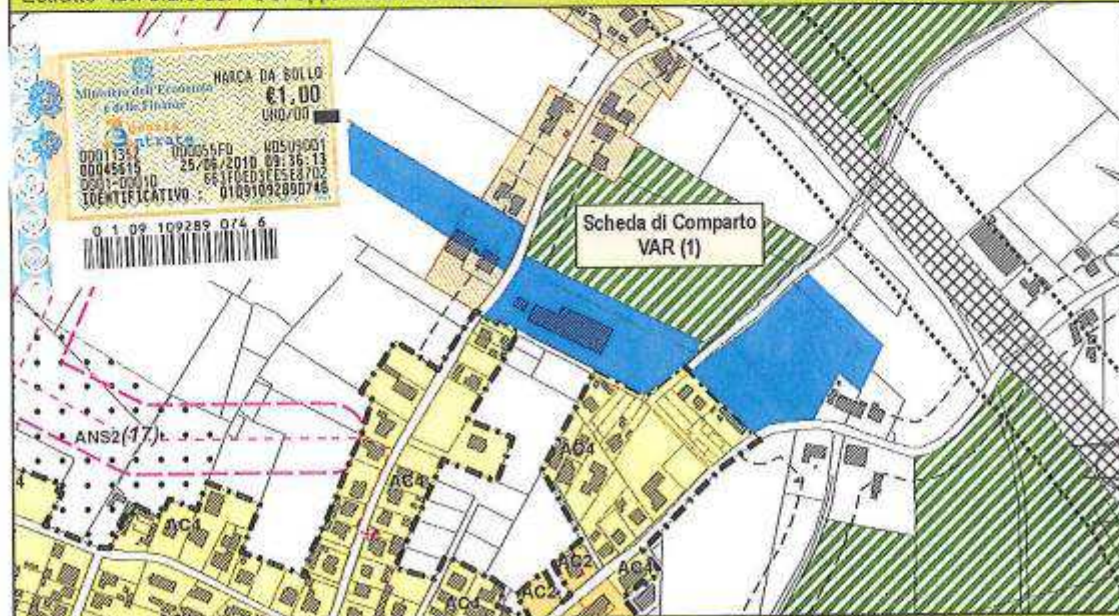
Macroclassificazione:	Territorio non urbanizzato	Ambito PSC: AVP, RUR1
Destinazione urbanistica:	Valorizzazione ambientale	
Modalità di attuazione:	A -18 + PUA	VAR pro. prot. : 31072/08

INDIVIDUAZIONE CARTOGRAFIA STRUMENTI COORDINATI



Estratto tav. 3 a 5 del PSC, approvato il 05/10/09

riprodotta in scala 1:5.000



Estratto tav. 2,a8 del POC-RUE

riprodotta in scala 1:5.000

SCHEMA DIRETTORE



Handwritten notes on the right margin:
AUC a Nord: Macchinista
AUC a Sud: Pasticceria

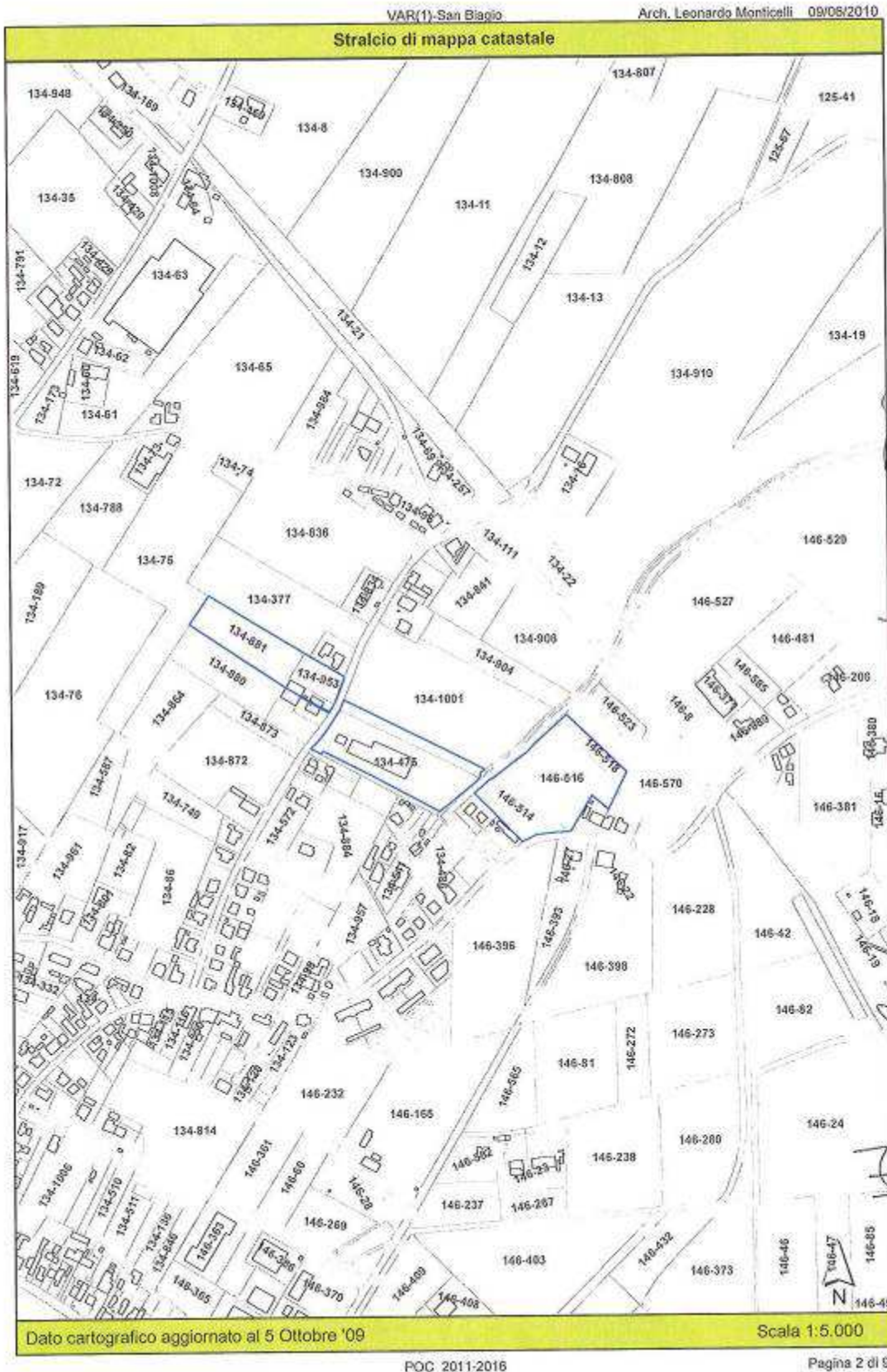
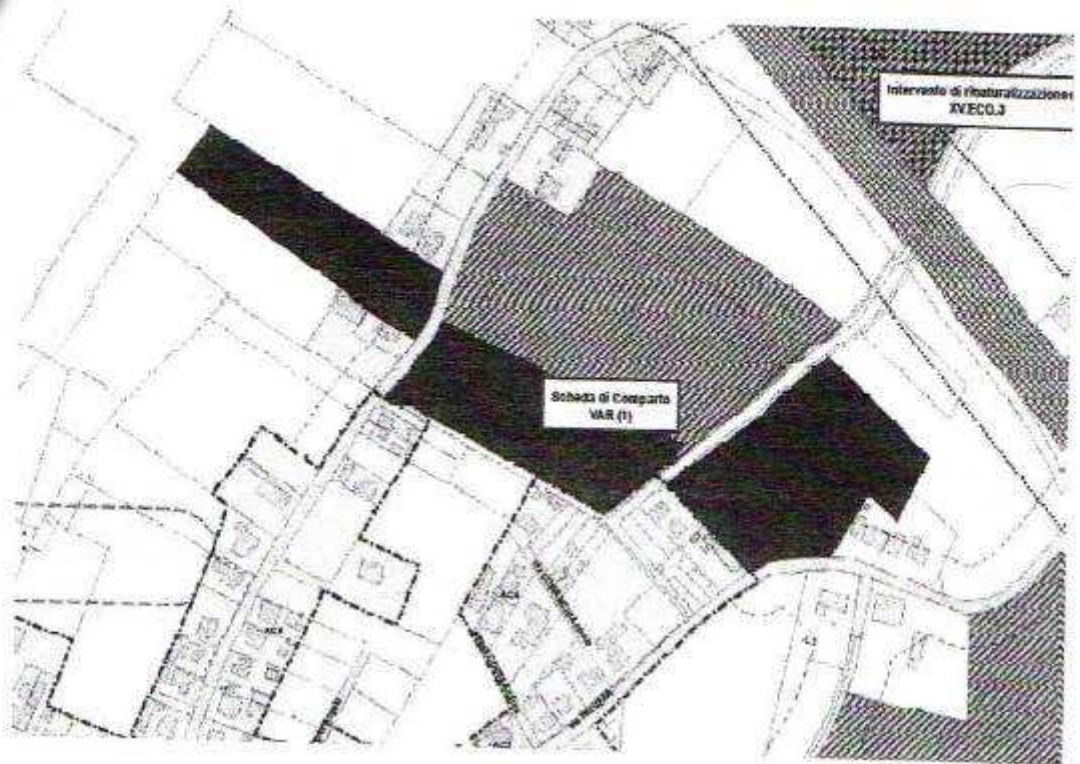
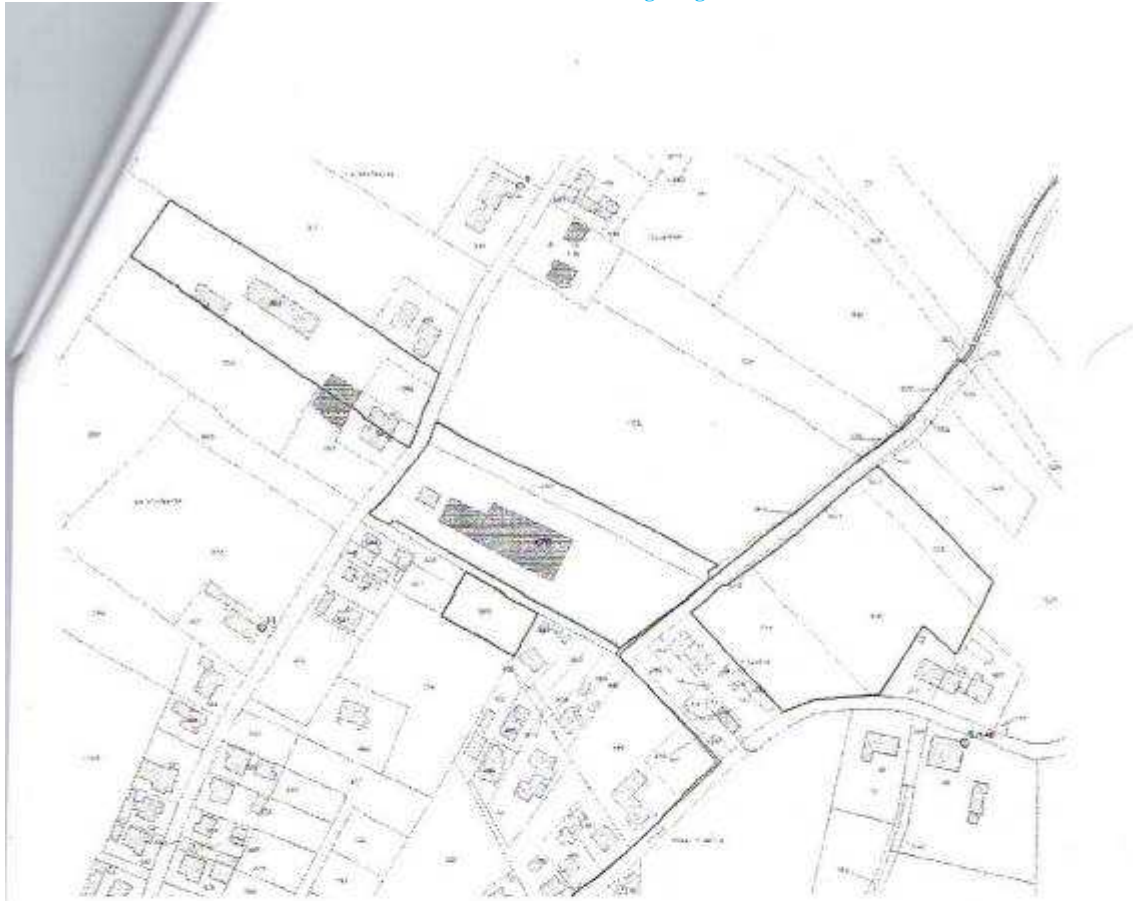


Fig. 1/5: Scheda di Comparto VAR 1. Scala Libera. Tratta dal POC di Argenta. IL riferimento dell'area oggetto della presente relazione sono i mappali 134- 881 e 134- 953. In seguito la scheda VAR 1 è stata modificata come di seguito.



Tav. 2 A. 8 del vigente POC-RUE approvato 24.10.2011



Stralcio di mappa catastale aggiornato al 26.09.18

Figg. 1/6: Scheda di variante del Comparto VAR 1. Scala Libera. Tratta dal POC di Argenta, trasmessa allo scrivente dalla Committenza.

2.1. Indagini appositamente eseguite:

L'area in esame è stata indagata dalle seguenti indagini (come sopra ubicate):

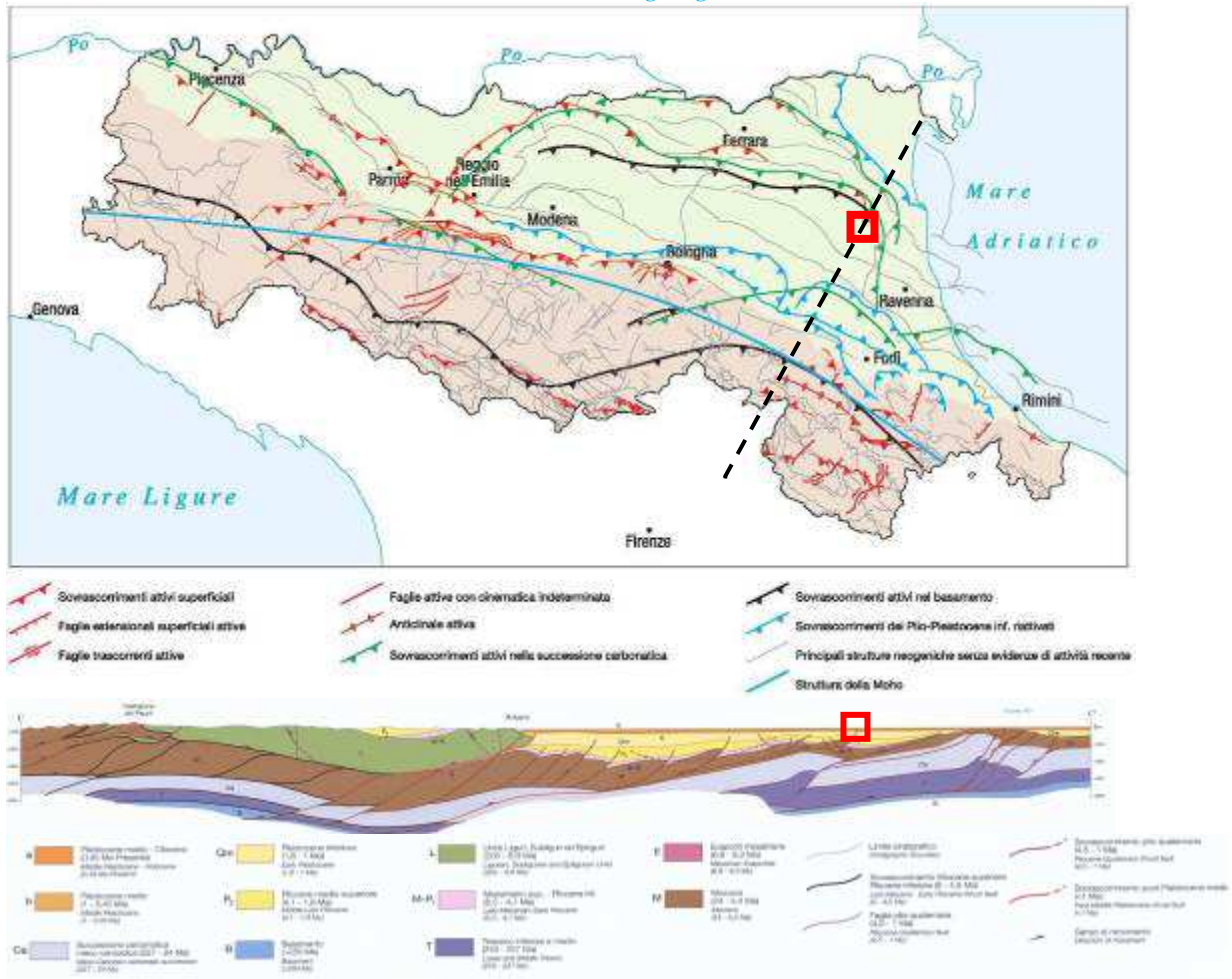
- due prove penetrometriche statiche CPT (4 e 5) di profondità massima pari a 20,00 m dal p.c.;
- una prova penetrometrica statica con Sismo- Piezo- Cono SCPTU (2) di profondità massima pari a 30,00 m dal p.c.
- un punto di indagine tomografica H/V, che ha potuto indagare profondità ampiamente superiori a 30 metri.

Ci si è ulteriormente riferiti a dati penetrometrici e stratigrafici in possesso dello scrivente (ubicati come alle Figg. 1 alle quale si rimanda), di bibliografia pubblica presenti nell'apposito data- base della Regione Emilia- Romagna; a dati presenti negli appositi strumenti di Pianificazione del Comune di Argenta, quali: PSC, POC, MSIIL e MSIIL.

Per l'esecuzione delle indagini penetrometriche si sono utilizzate due apparecchiature penetrometriche di costruzione Deep- Drill tipo Gouda dotata di punta Begemann a doppio effetto atta al rilievo dell'attrito laterale e di costruzione Pagani dotata di Piezo- Cono e di Sismo- Piezo- Cono. 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 di tipo H/V è stata eseguita dallo scrivente. La restituzione dei vari dati è avvenuta utilizzando appositi programmi di calcolo.

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. Uno schema stratigrafico delle strutture profonde sarà 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 profondo esemplificativo della Pianura Padana e relativa Sezione geologica esplicativa. Sono riportati gli andamenti delle pieghe e delle faglie del substrato e la traccia della medesima sezione.

2.1 Assetto geologico e geomorfologico dell'area in esame:

L'abitato di San Biagio si sviluppa su terreni che la Cartografia Geologica della Regione Emilia-Romagna individua di natura Sabbioso- Limosa, appartenenti alle deposizioni della Piana Deltizia correlate il paleo alveo del Po di Primaro e/o dei suoi paleo argini naturali più o meno distali od ancora a corpi divagativi che traevano origine dal Primaro e divagavano sulle valli/paludi a questo circostanti, a Nord del fiume stesso e dell'attuale abitato. Trattasi di Depositi di Argine Distributore, Canale e Rotta, come potrà evincersi dalle figure che saranno di seguito riportate (ove sarà riportato anche il tracciato paleo fiume). Ci si dovrà cioè attendere la presenza di deposizioni granulari, ovvero sabbie che possono essere da medie a fini od ancora finissime e/o sabbioso- limose. Deposizioni che si dispongono in corpi lenticolari e/o nastriformi "annegati" nelle alluvioni fini- coesive (ovvero argillose) che sono invece retaggio degli ambienti depositivi di palude sui quali scorrevano i paleo corsi idrici.

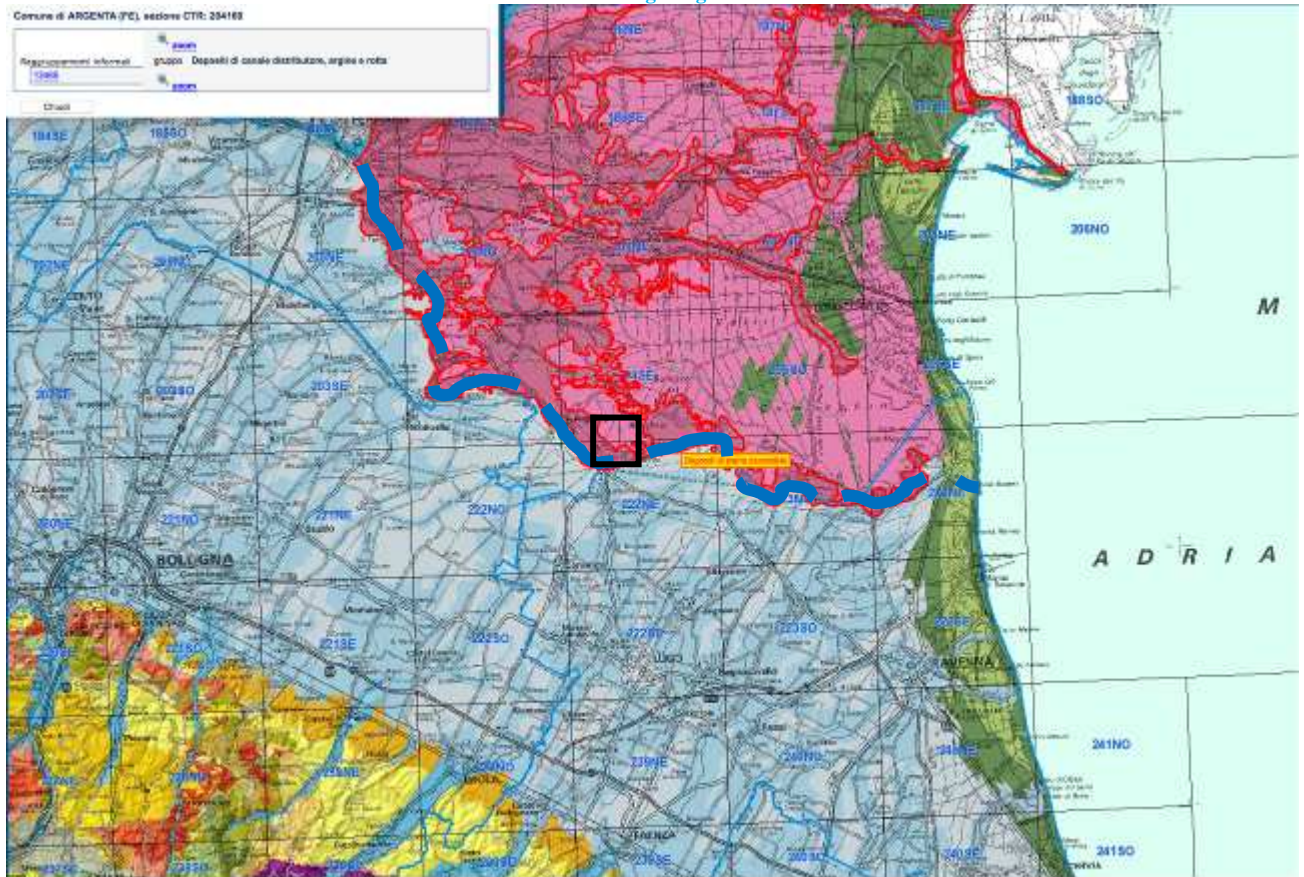


Fig. 2/3: Stralcio di Cartografia Geologica regionale (base al 250 000). Scala Libera. È chiara la derivazione alpina delle deposizioni locali che sono infatti ascrivibili al grande edificio del paleo Delta del Po inteso come suo ramo più meridionale (Po di Primaro) e che si sviluppano come Depositi di Canale Distributore, Argine e Rotta. Si è riportato il corso del paleo Po di Primaro. In relazione verranno meglio esplicitati i termini deposizionali locali.

Negli immediati pressi dell'area si rileva anche la presenza di deposizioni di natura Argillo- Limosa (AL) e Argillo- Limosa con Torba (ALT), in realtà nel prosieguo della presente relazione potrà constatarci, dalle risultanze delle indagini eseguite sull'area in esame, come le deposizioni granulari siano localmente da ritenersi largamente minoritarie, si è cioè in presenza della parte distale e/o terminale delle deposizioni granulari ascrivibili in maniera diretta od indiretta al dominio depositivo del paleo Primaro ed in sostanza prevalgono le deposizioni Argillose tipiche delle Valli/Paludi sulle quali i paleo- fiumi scorrevano/divagavano.

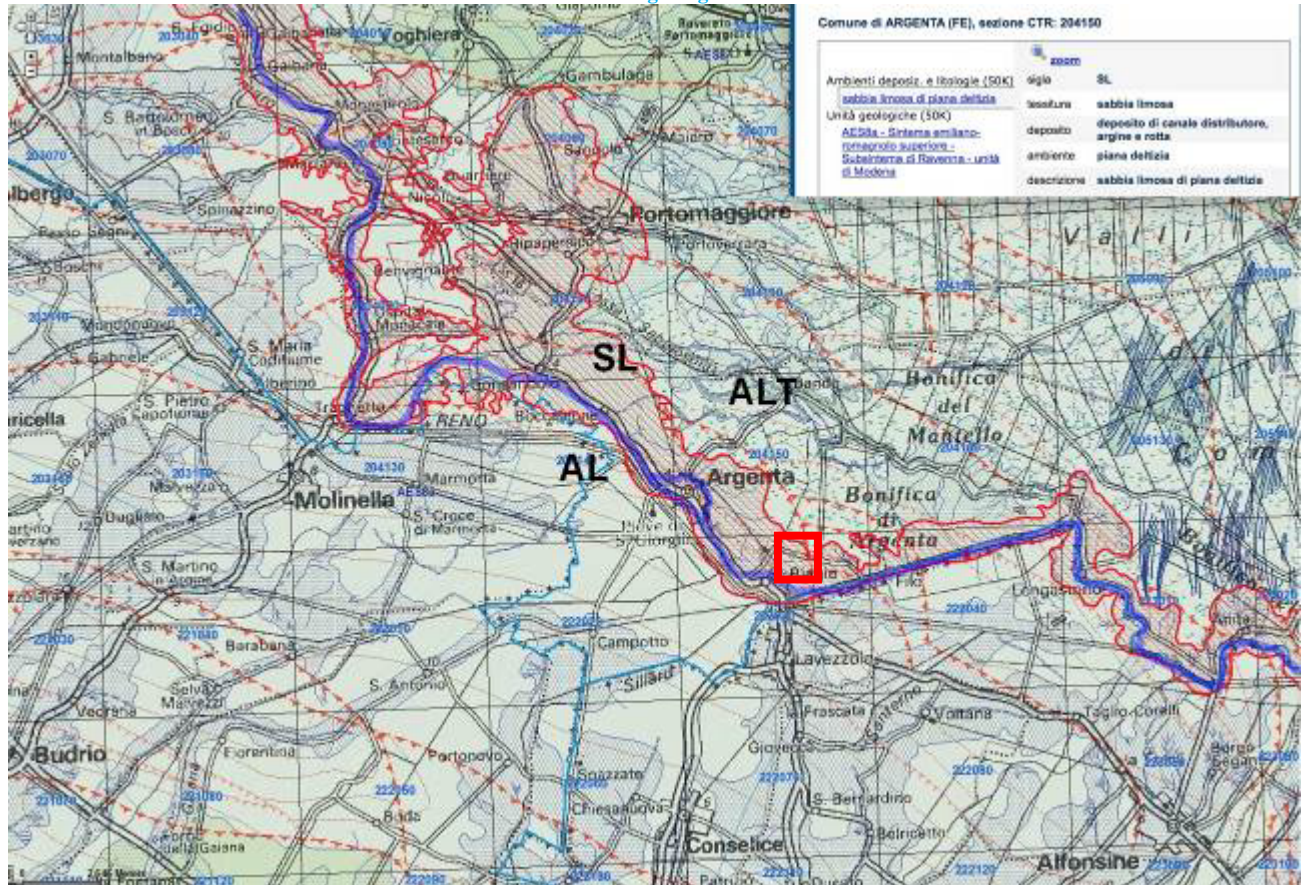


Fig. 2/4: Stralcio di Cartografia Geologica regionale (base al 100 000). Scala Libera. Sono riportate in rosso le Depositi di Canale Distributore, Argine e Rotta. Si è riportato il corso del paleo Po di Primario/attuale Fiume Reno.

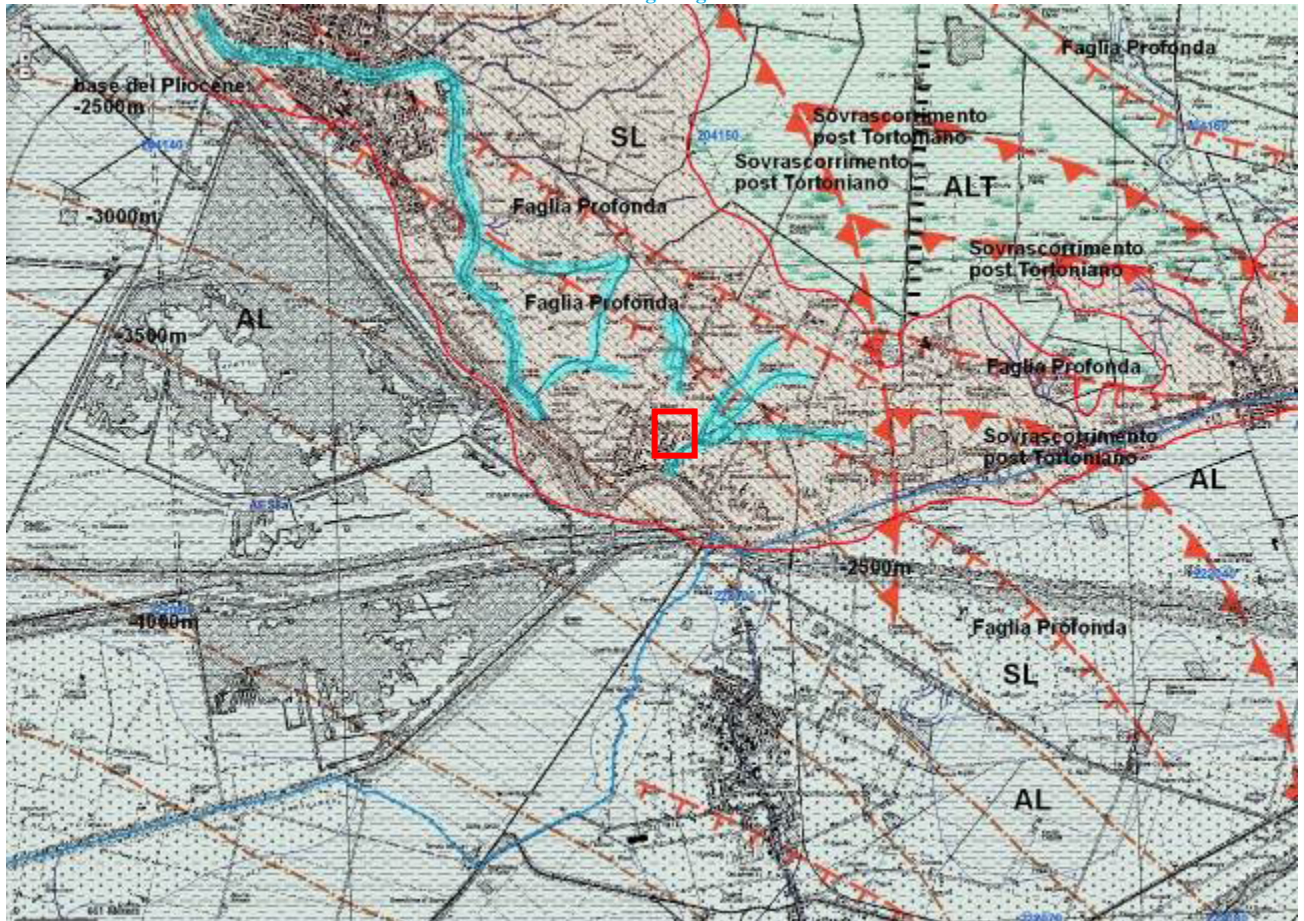


Fig. 2/5: Stralcio di Cartografia Geologica regionale (base al 25 000). Scala Libera. Sono riportate in rosso le Depositi di Canale Distributore, Argine e Rotta e le paleo divagazioni. Si sono riportati anche elementi di geologia profonda di cui si dirà in relazione quali Faglie Profonde, Sovrascorrimenti post Tortoniani e la base del Pliocene con profondità in metri dal p.c.

In sostanza per l'area in esame, al di là di quanto riportato dalla cartografia geologica, si dovrà rilevare la prevalenza/la larga prevalenza di terreni fini/coesivi rappresentativi delle Aree Interfluviali. La presenza di litotipi granulari -retaggio delle deposizioni paleo divagative- può essere ritenuta largamente minoritaria, se non trascurabile. Le descrizioni di tali deposizioni sono riportate di seguito, come da cartografia regionale di riferimento.

Comune di ARGENTA (FE),

Ambienti deposiz. e litologie (50K) sabbia limosa di piana deltizia	 zoom	sigla	AES8a
	Unità geologiche (50K) AES8a - Sistema emiliano-romagnolo superiore - Subintema di Ravenna - unità di Modena	nome	unità di Modena
		nome completo	Sistema emiliano-romagnolo superiore - Subintema 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 - Sistema emiliano-romagnolo superiore - Subintema di Ravenna - unità di Modena
		età	Olocene
		sigla tessitura	SL
		tessitura	sabbia limosa
		deposito	deposito di canale distributore, argine e rotta
		ambiente	piana deltizia

Comune di ARGENTA (FE),

Ambienti deposiz. e litologie (50K) argilla limosa di piana alluvionale	 zoom	sigla	AL
	Unità geologiche (50K) AES8a - Sistema emiliano-romagnolo superiore - Subintema di Ravenna - unità di Modena	tessitura	argilla limosa
		deposito	deposito di piana inondabile in area interfluviale
		ambiente	piana alluvionale
		descrizione	argilla limosa di piana alluvionale
	 zoom		

Comune di ARGENTA (FE),

Ambienti deposiz. e litologie (50K) argilla limosa con torba di piana deltizia	 zoom	sigla	ALT
	Unità geologiche (50K) AES8a - Sistema emiliano-romagnolo superiore - Subintema di Ravenna - unità di Modena	tessitura	argilla limosa con torba
		deposito	deposito di palude in area interdistributrice
		ambiente	piana deltizia
		descrizione	argilla limosa con torba di piana deltizia
	 zoom		

Figg. 2/6: descrizione delle deposizioni locali, come da cartografia regionale.

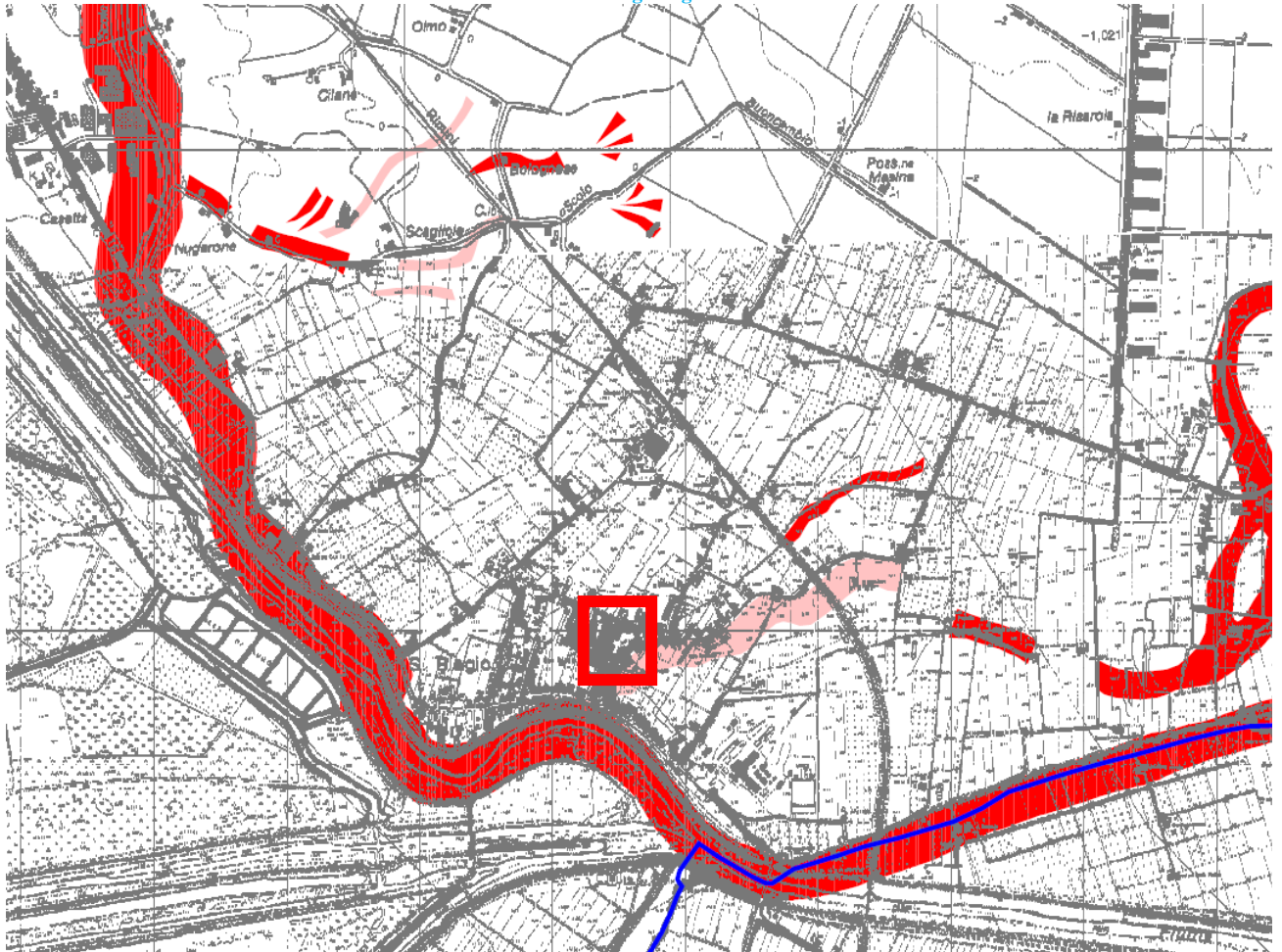


Fig. 2/7: Stralcio della Carta Geomorfologica del P.S.C. di Argenta. Scala Libera. È evidenziato il corso del Paleo Primario e dei corpi divagativi di modeste dimensioni prossimi all'area in esame, già in precedenza illustrati.

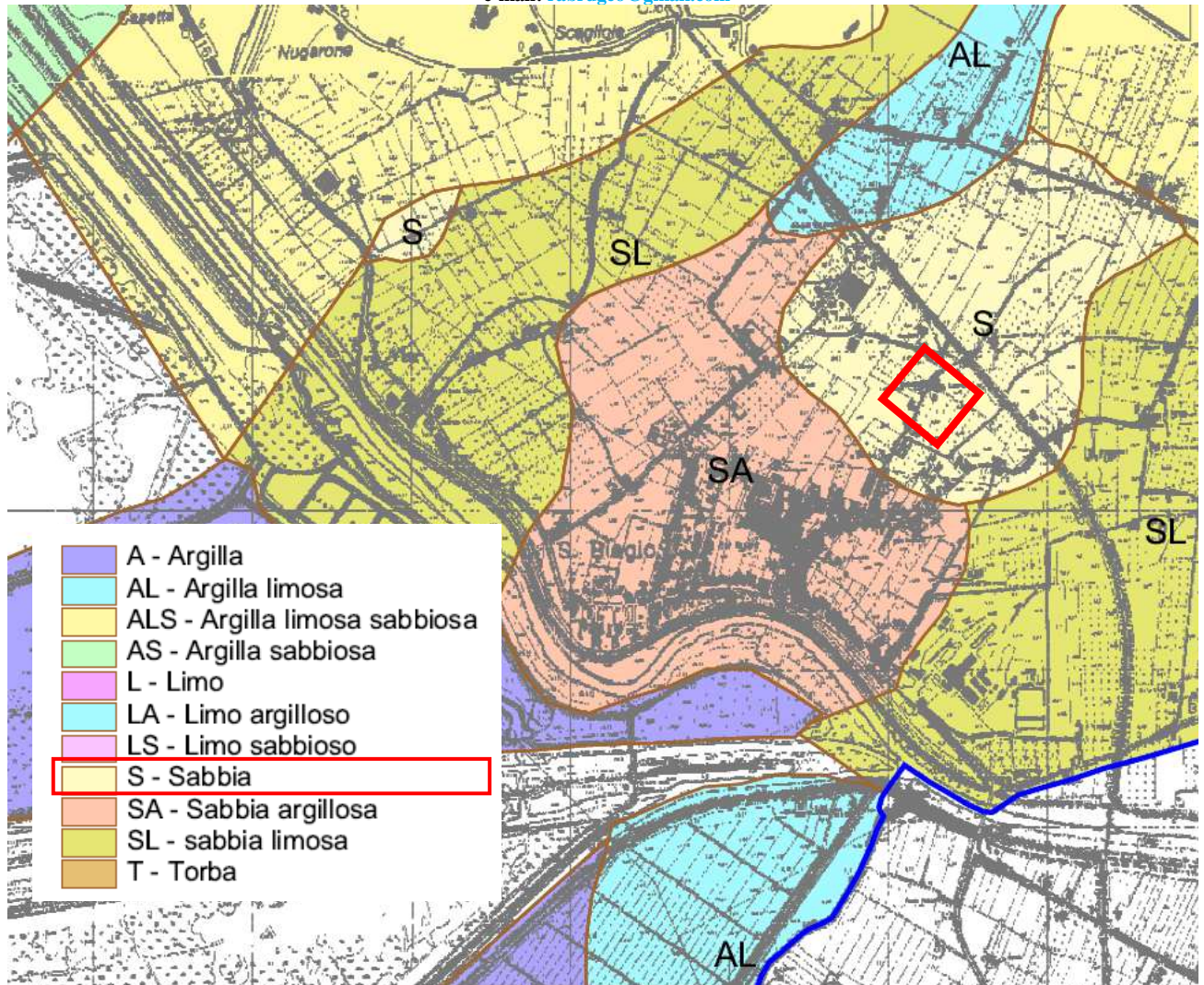


Fig. 2/8: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. B.2.2.c: Litologia di superficie, del P.S.C. di Argenta. L'area è ubicata su deposizioni individuate come Sabbie. Si consideri la scala e gli obiettivi dello strumento di pianificazione che sono certamente diversi da quelli della presente relazione.

2.2 Indagini di bibliografia tratte dal data- base della Regione Emilia- Romagna:

Di seguito si riportano le indagini di bibliografia reperite all'apposito data- base regionale, ubicate come alla seguente figura.

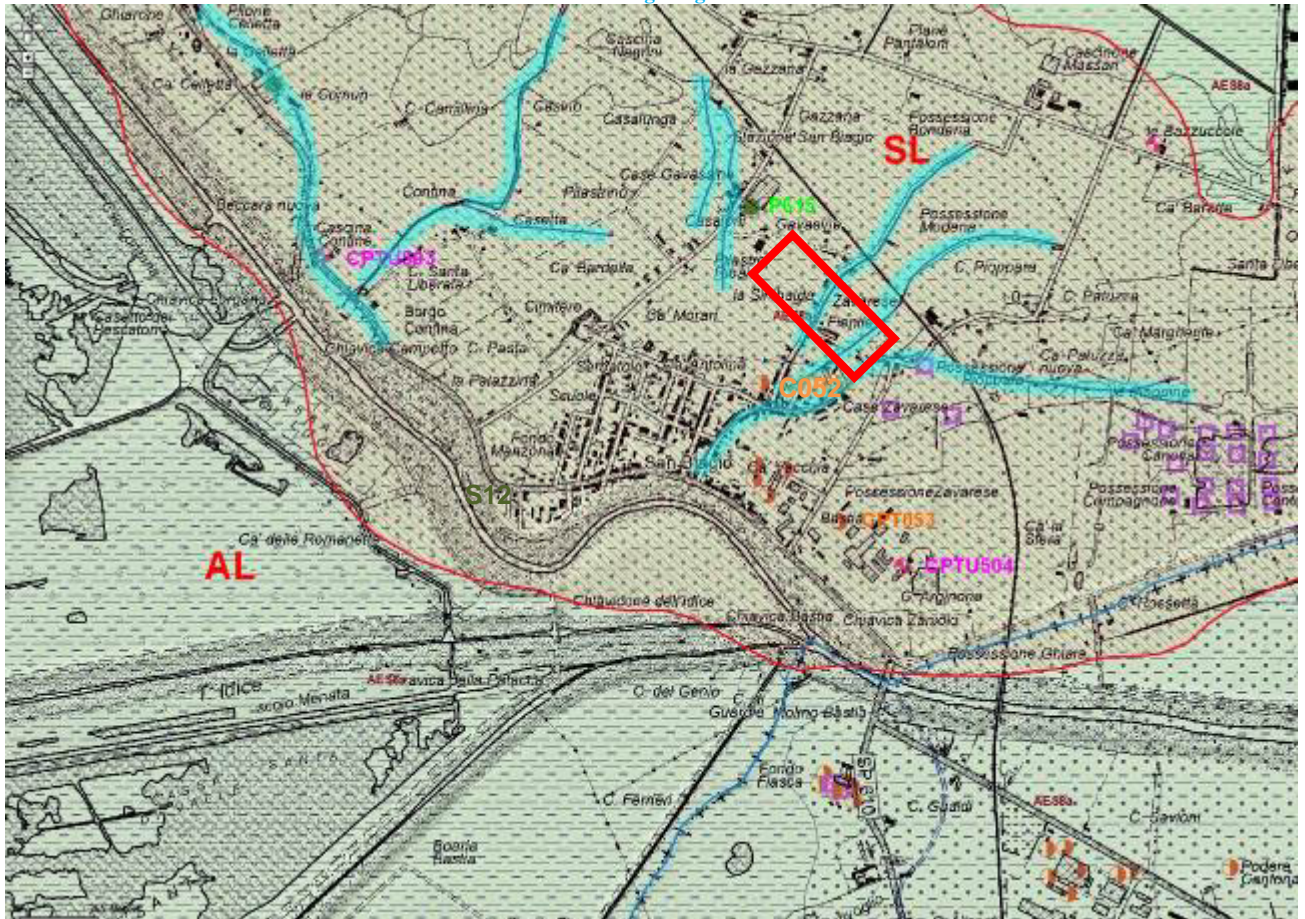


Fig. 2/9: Stralcio della Carta Geologica alla scala 1: 10 000. Scala Libera. Si sono riportate le ubicazioni delle indagini di bibliografia disponibili all'apposito data- base regionale che verranno più oltre illustrate (alcuni punti di indagine non sono disponibili). Si sono riportate le deposizioni di natura SL che secondo la cartografia regionale caratterizzerebbero l'area in esame; si sono riportati i tracciati paleo- deposizionali già indicati in relazione.

222030 C052
Rifer. 280-02

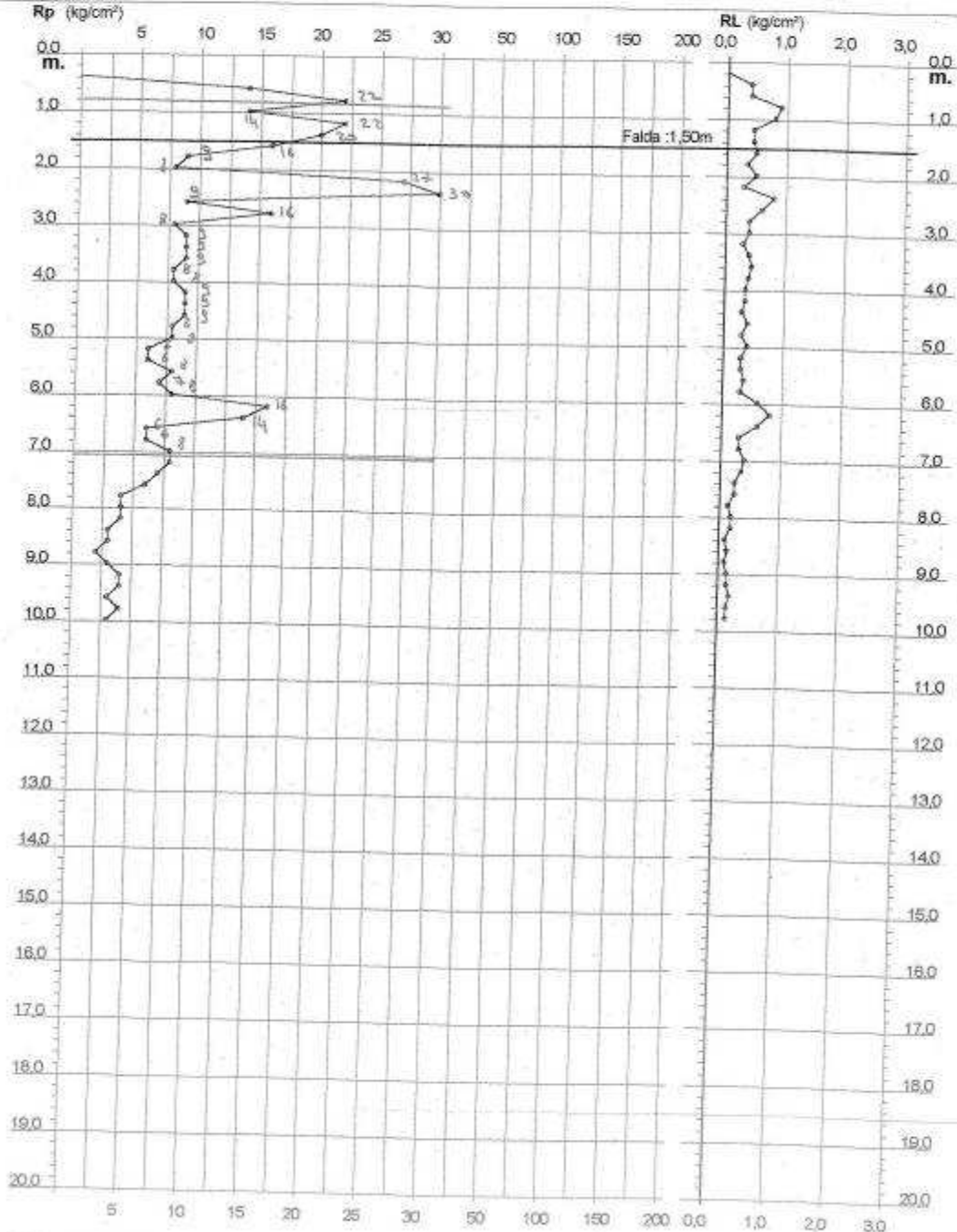
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.010466-001

- committente :
- lavoro :
- località : S. Biagio (Fe)

- data : 23/05/2002
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,50 m da quota inizio
- scala vert. : 1 : 100



Software by: Dr. D. Meoni - 04251846620

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig.

2/10: C.P.T. C052.

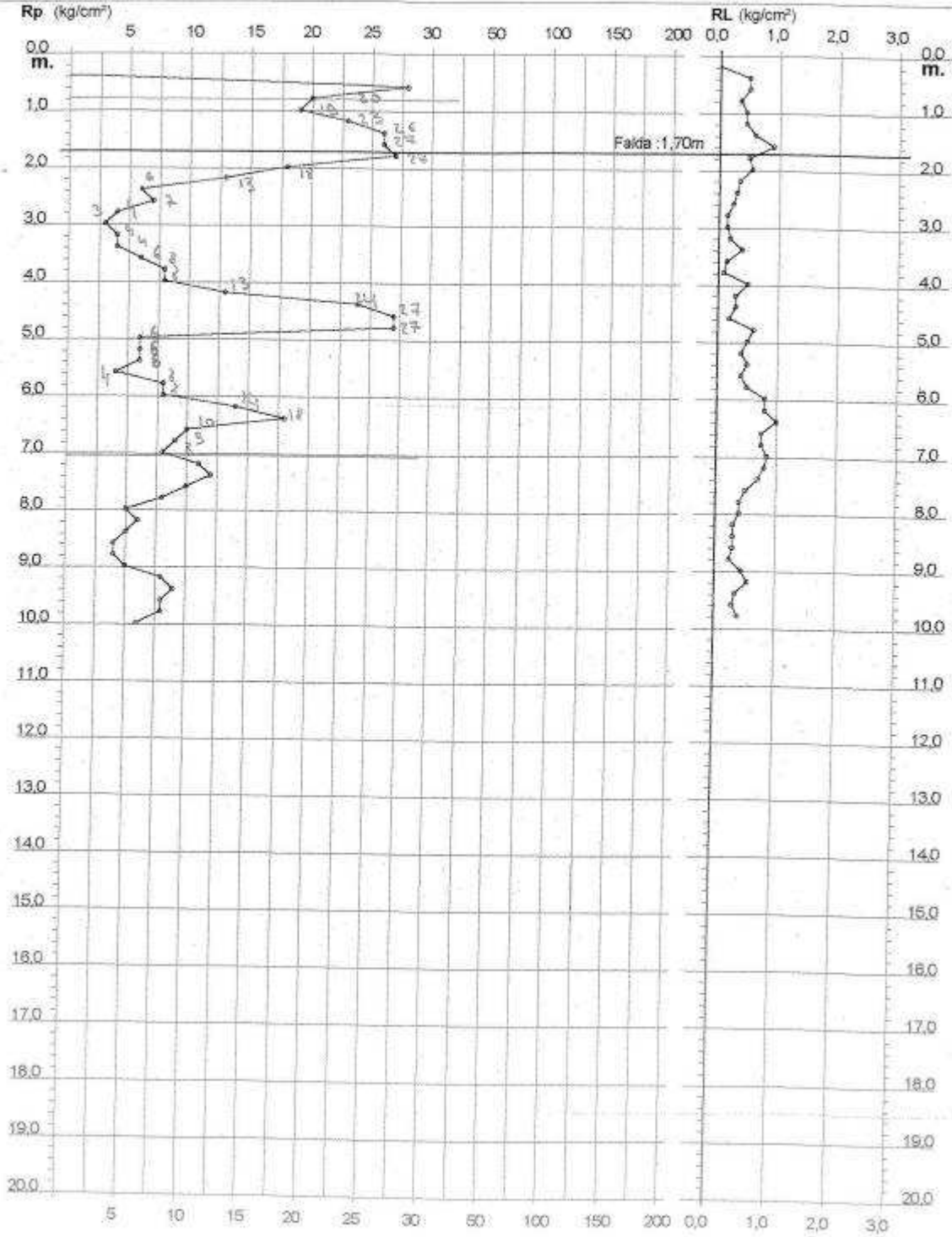
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.010496-001

- committente :
- lavoro :
- località : S. Biagio

- data : 20/07/2004
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,70 m da quota inizio
- scala vert. : 1 : 100



Software by: Dr. D. Merini - 0425/640620

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 2/11: C.P.T. C053.

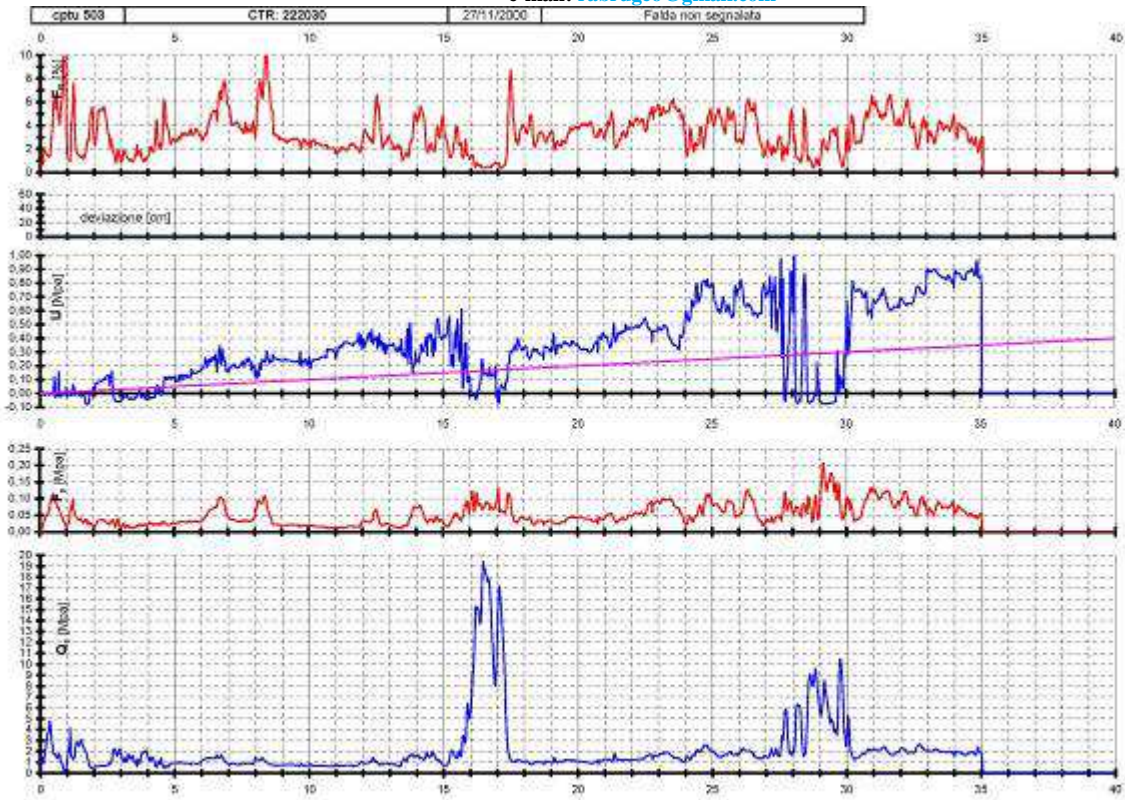


Fig. 2/12: C.P.T.U. 503.

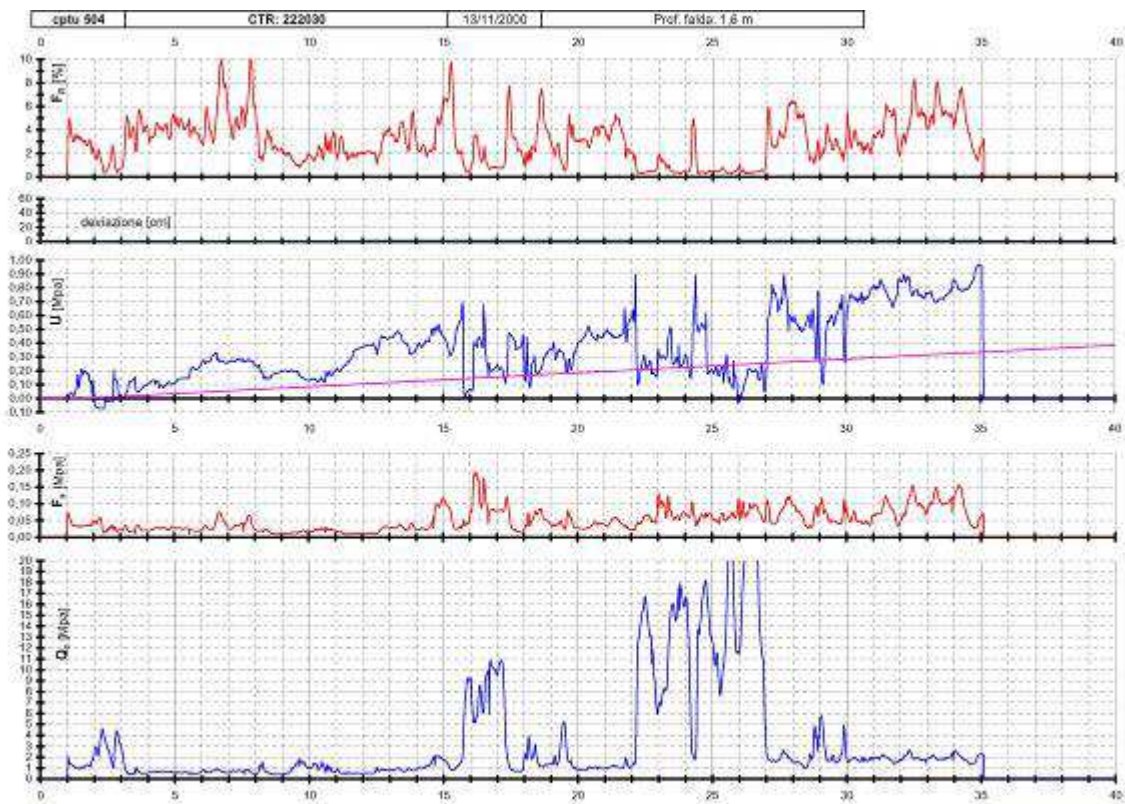


Fig. 2/13: C.P.T.U. 504.

22030 P602 DATO: P
 PC: 0,2 m PROFONDITA': 228 m
 OMUNE: ARGENTA

458 436

→ Scheda da ritornare al Genio Civile

Pratica N° 4580 COMPENSORIO
 COMUNE-Istat

-Ditta BANDINI S.P.A.
 residente a POGGIBONSI (SIENA) in Via SANGALLO 140
 -Pozzo ad uso REFRIGERAZIONE - FRIGORIFERO in Comune di ARGENTA
 Frazione S. BIAGIO Località VIA MORARI Mapp. N° 63 / Fg. 139
 -Data di ultimazione della perforazione: 1991
 -Ditta perforatrice: ALDO GRILLANDA (RO FERRARESE)

CARATTERISTICHE DEL POZZO
 *avanpozzo (si o no) n
 *diametro interno tubi mm. 240-155-139
 *profondità mt. 230

EQUIPAGGIAMENTO
 *tipo della pompa CAPRARI SIR 40
 *potenza $\frac{Cv}{KW}$ 30 / 7,5
 *prevalenza mt. 127-70
 *portata lt/sec. 500-1300 / 3,5/7

-Livello statico mt. 20,39
 -Portata pozzo: lt/sec. 15
 -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>100</u>	<u>ARGILLE MUTO TORRE</u>	
-da mt. <u>100</u> a mt. <u>107</u>	<u>SABBIA FINE</u>	
-da mt. <u>107</u> a mt. <u>131</u>	<u>ARGILLA</u>	
-da mt. <u>131</u> a mt. <u>136</u>	<u>SABBIA</u>	
-da mt. <u>136</u> a mt. <u>159</u>	<u>ARGILLA</u>	
-da mt. <u>159</u> a mt. <u>170</u>	<u>SABBIA GROSSA</u>	
-da mt. <u>170</u> a mt. <u>187</u>	<u>ARGILLA</u>	
-da mt. <u>187</u> a mt. <u>203</u>	<u>SABBIA</u>	

Localizzazione del pozzo					
Long.	<u>4</u>	<u>5</u>	<u>6</u>	Lat.	<u>117</u>
				Ha.	<u>023</u>
Quota piano campagna: m.s.l.m. <u> </u>					

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

Data 4-12-86
 Firma BANDINI S.p.A.
 VIA SANGALLO, 140
 53036 POGGIBONSI (Siena)
 C.F. e P. IVA 04051750528

ANNOZZIONI: da 203 mt. a 213 mt. ARGILLA
da 213 mt. a 220 mt. SABBIA
da 220 mt. a 228 mt. ARGILLA

N.B. : Qualora la Ditta sia in possesso di referti di analisi dell'acqua del pozzo,

Fig. 2/14: Pozzo per acqua P615.

2.3 Indagini di bibliografia tratte dal data- base dello scrivente:

Di seguito si riportano le ubicazioni delle indagini in possesso dello scrivente relative a “caratterizzazioni Geologiche” eseguite nell’abitato di San Biagio, poco a Sud dell’area in esame. Indagini che verranno di seguito riportate come raffronto a quelle specificamente eseguite per l’oggetto della presente relazione.

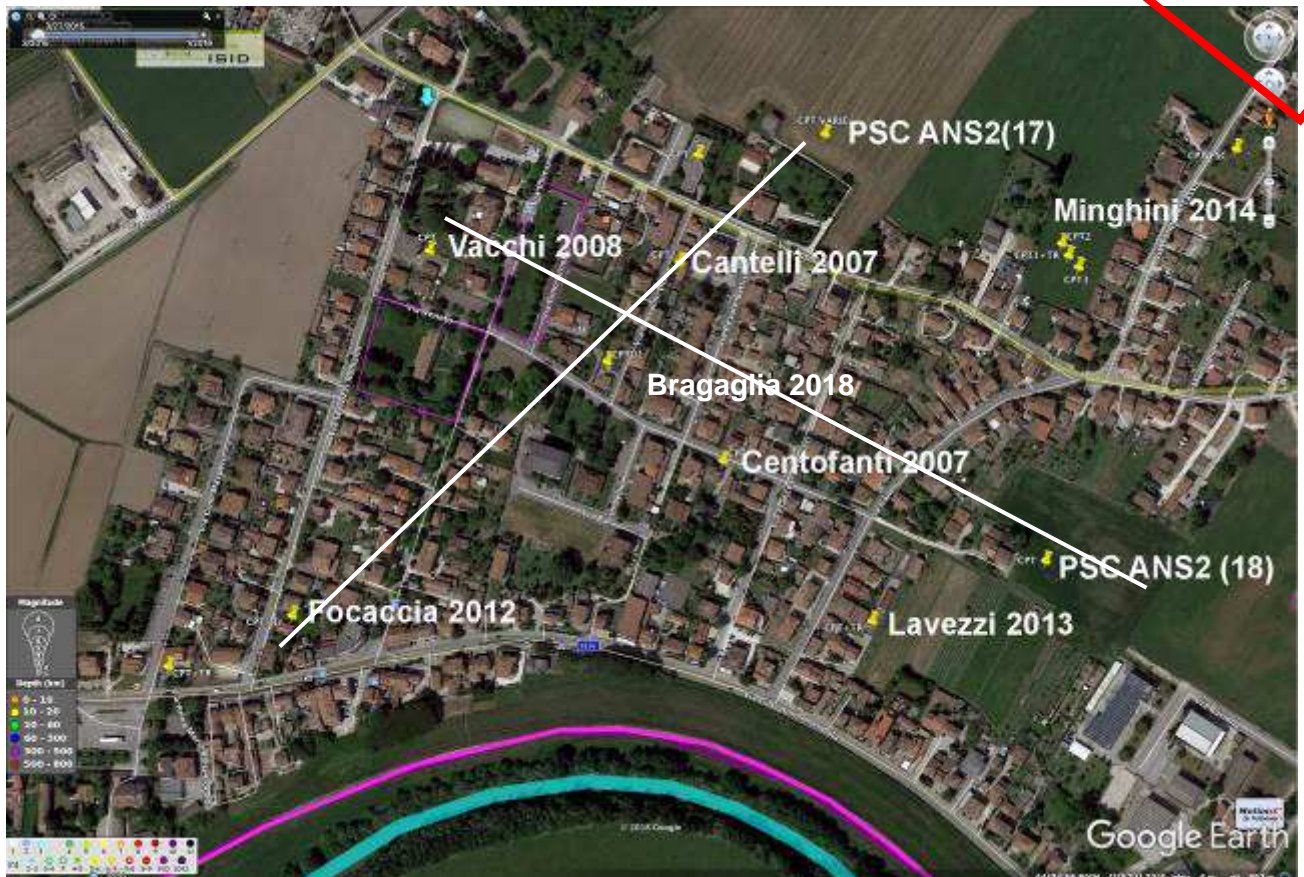


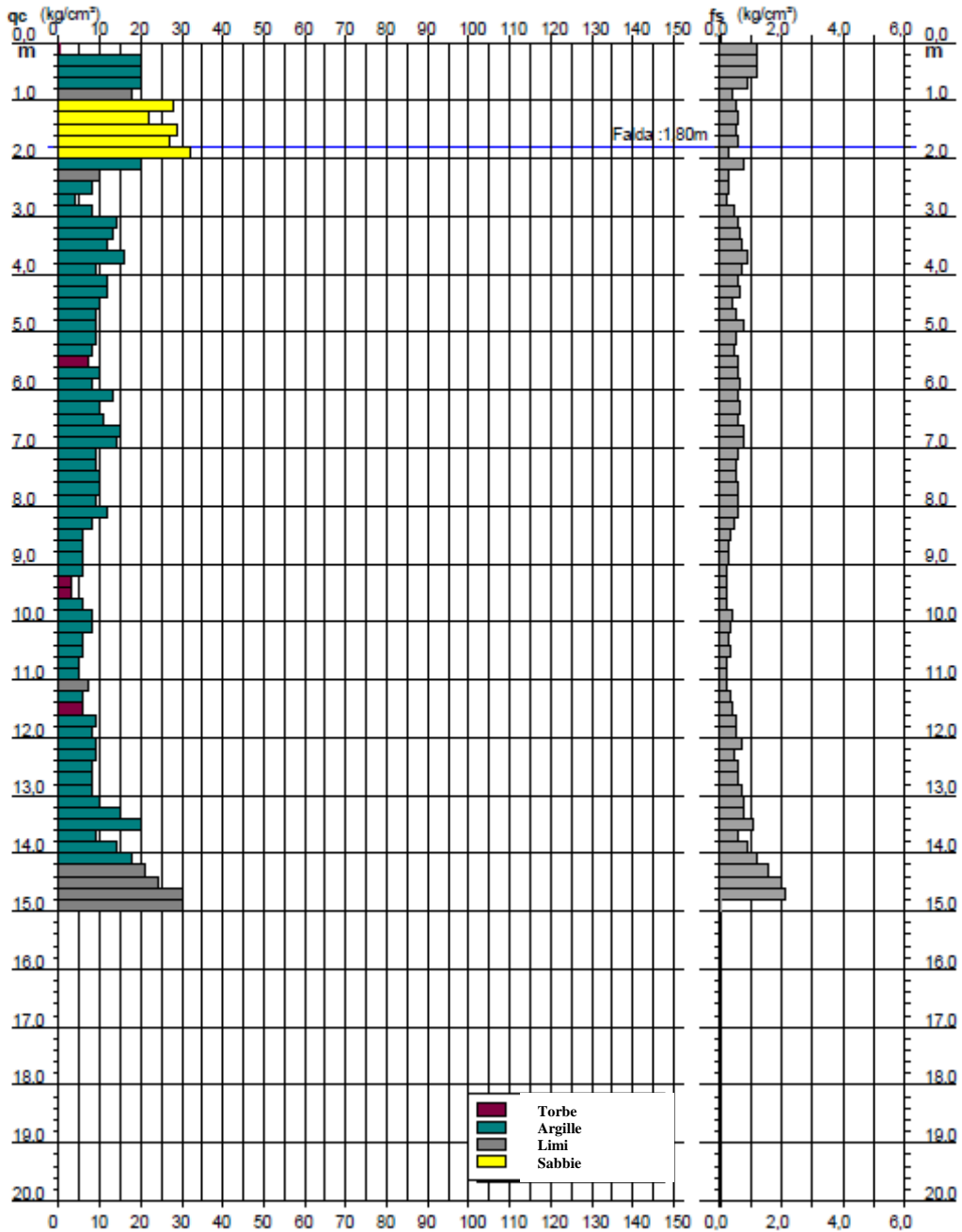
Fig. 2/15: ubicazione dell’area in esame, foto a scala libera (da Google Earth ©), si sono riportati i punti di indagine in possesso dello scrivente, nonchè relativi al PSC del Comune di Argenta. Si sono riportate anche le tracce di due sezioni che verranno illustrate in relazione (Figg. 3/5 e 3/6 alle quali si rimanda), che seppur non direttamente rappresentative dell’area in esame sono però utili a delineare il contesto deposizionale generale.

PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.0105-001

- committente :	Cantelli	- data :	23/02/2007
- lavoro :	Ampliamento di civile abitazione	- quota inizio :	Piano Campagna
- località :	S. Biagio	- falda :	1,80 da quota inizio
- assist. cantiere :			



Software by: Dr.D.Merlin - 0425/840820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 2/16: C.P.T. Cantelli 2007.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
 tel. e fax: 0532852858 cell.:3355373693 e-mail: rabrugeo@libero.it

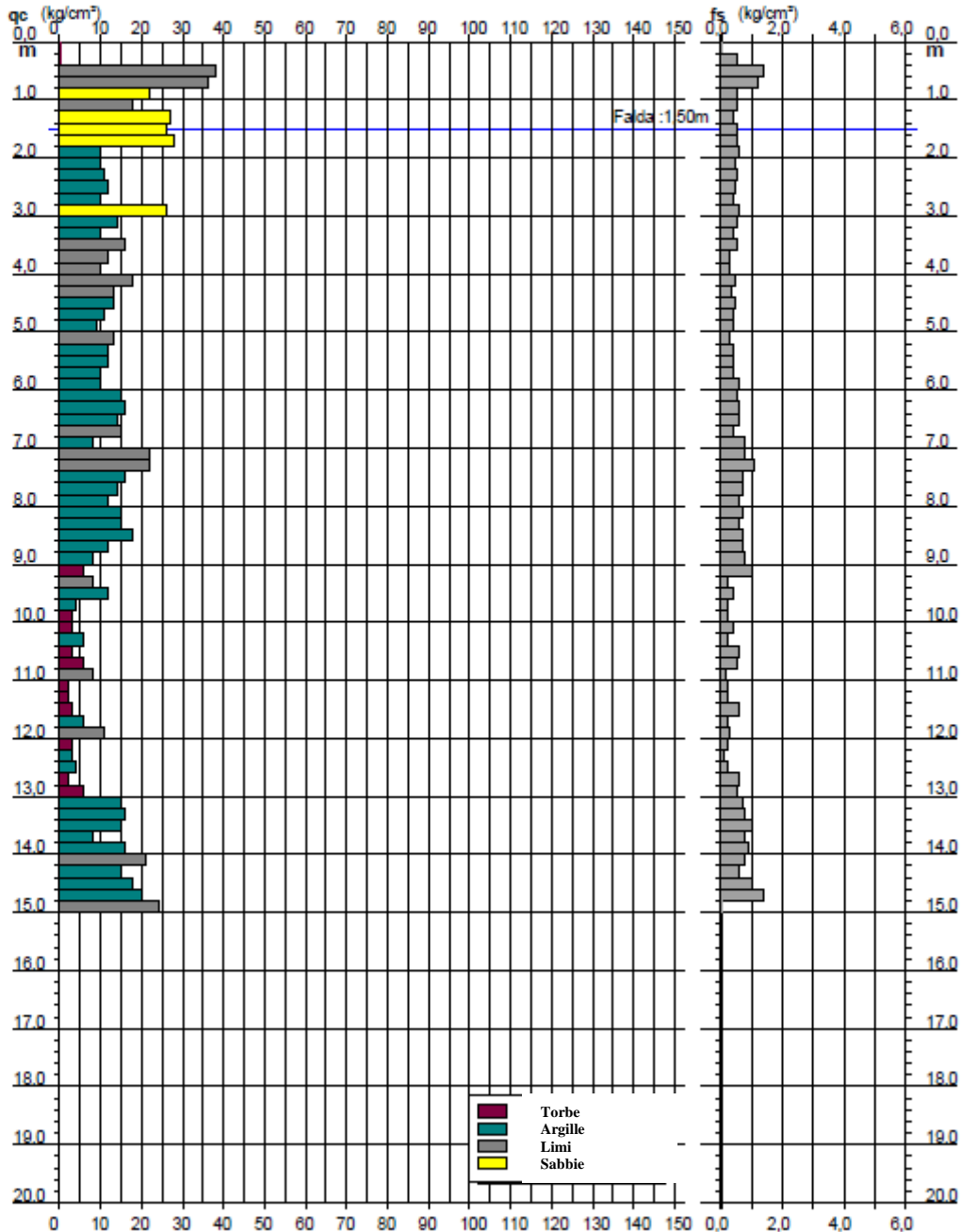
Riferimento: 648-07

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
 DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 1

2.0105-001

- committente :	Sig. Centofanti	- data :	12/04/2007
- lavoro :	Ristrutturazione di fabbricato	- quota inizio :	Piano Campagna
- località :	S. Biagio (Fe)	- falda :	1,50 da quota inizio
- assist. cantiere :			



Software by: Dr.D.Merlin - 0425940820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 2/17: Centofanti 2007.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
tel. e fax: 0532852858 cell.:3355373693 e-mail: rabrugeo@libero.it

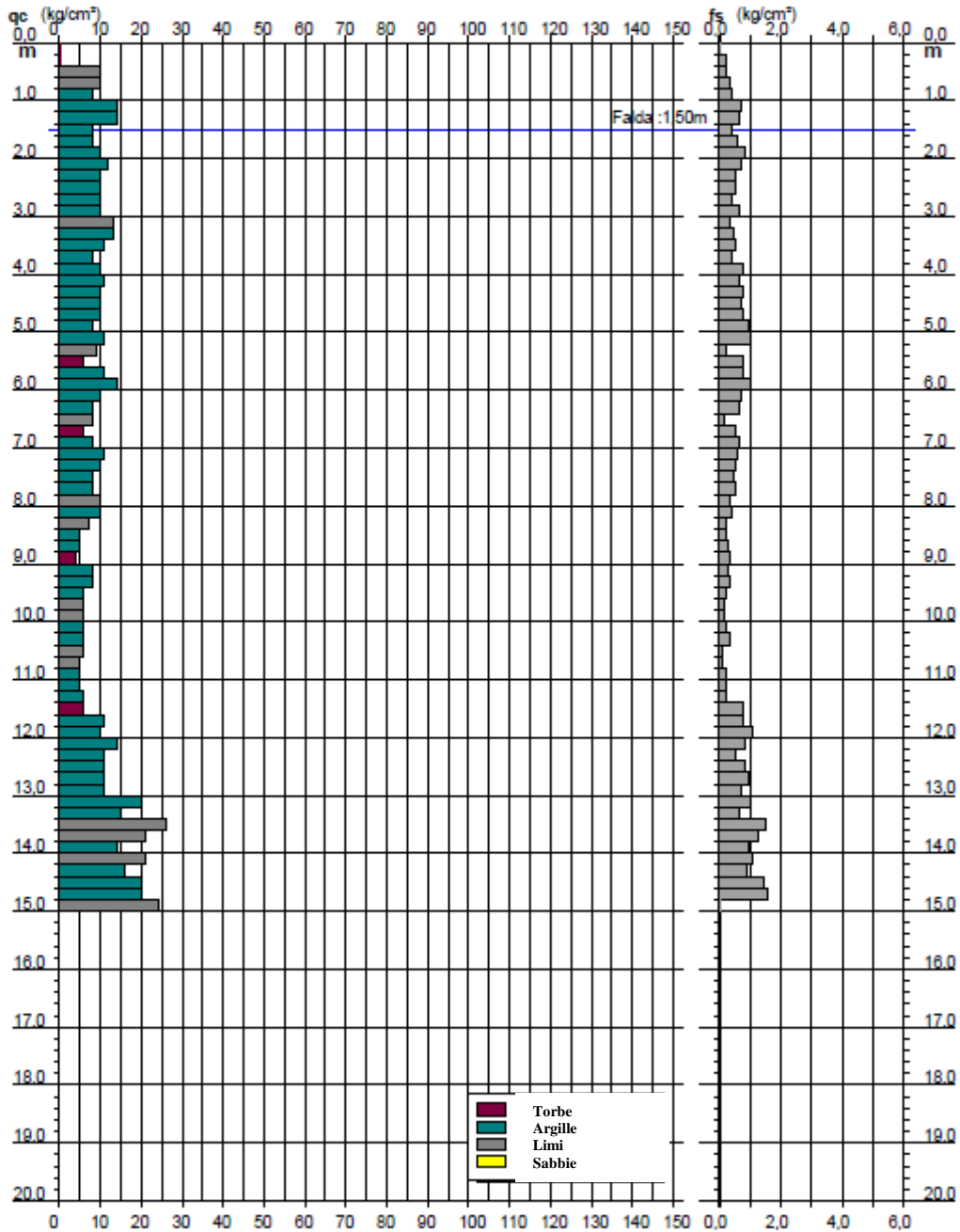
Riferimento: 713-Q8

PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.0105-001

- committente :	Vacchi Gian Gabriele	- data :	28/01/2008
- lavoro :	Ampliamento civile abitazione	- quota inizio :	Piano Campagna
- località :	S. Biagio	- falda :	1,50 da quota inizio
- assist. cantiere :			



Software by: Dr.D.Merlin - 0435/840820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 2/18: Vacchi 2008.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 5B - 44011 Argenta (FE)
 tel. e fax: 0532852858 cell.: 3355373693 e-mail: rabrugo@libero.it

Riferimento: 129-12
CPT 1

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
 DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

2.0105-002

- committente : Focaccia Paola
 - lavoro : Costruzione di modesto edificio
 - località : San Biagio
 - assist. cantiere :

- data : 18/07/2012
 - quota inizio : Piano Campagna
 - falda : 2,80 da quota inizio
 - data emiss. : 18/07/2012

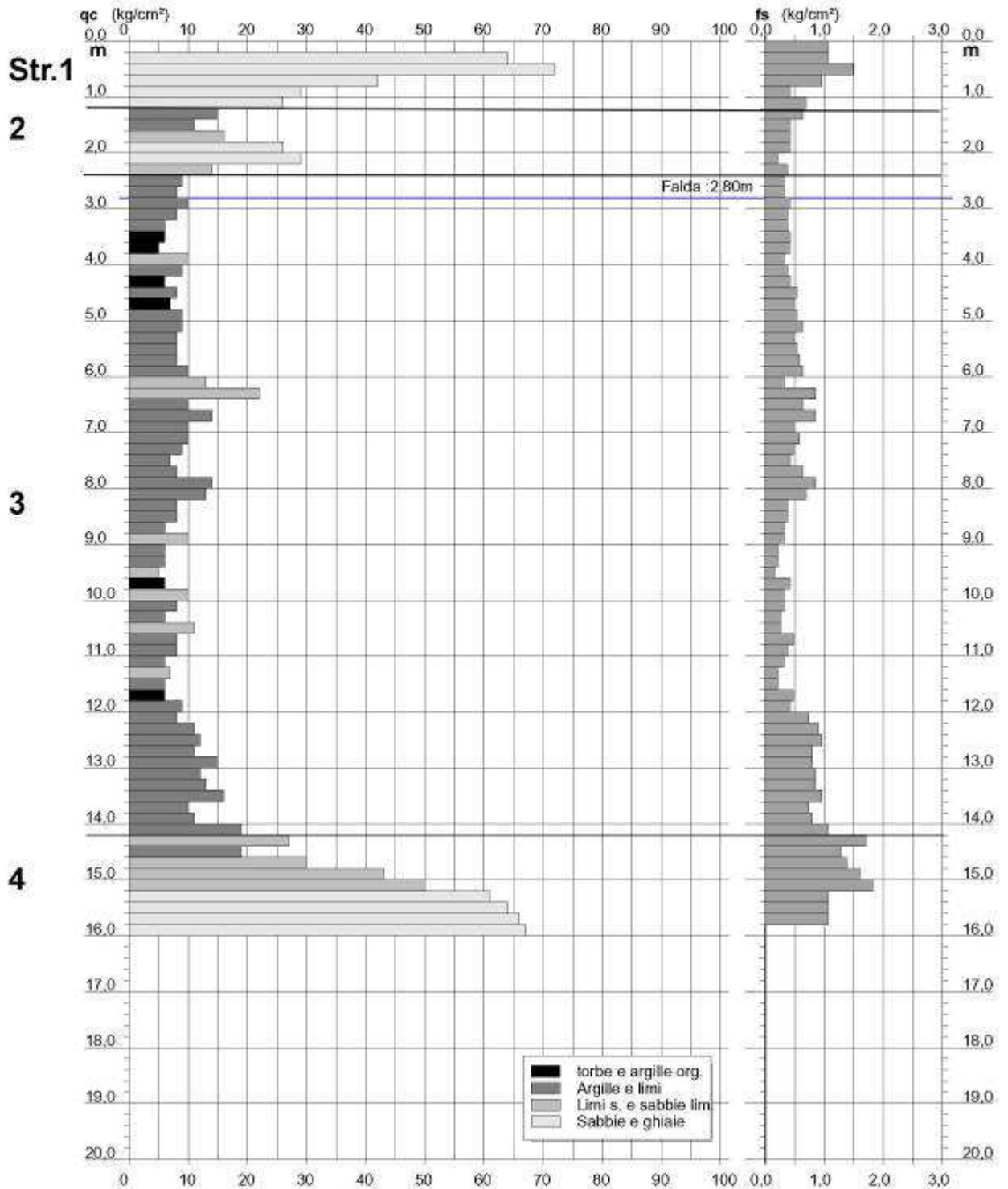


Fig. 2/19: Focaccia 2012.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

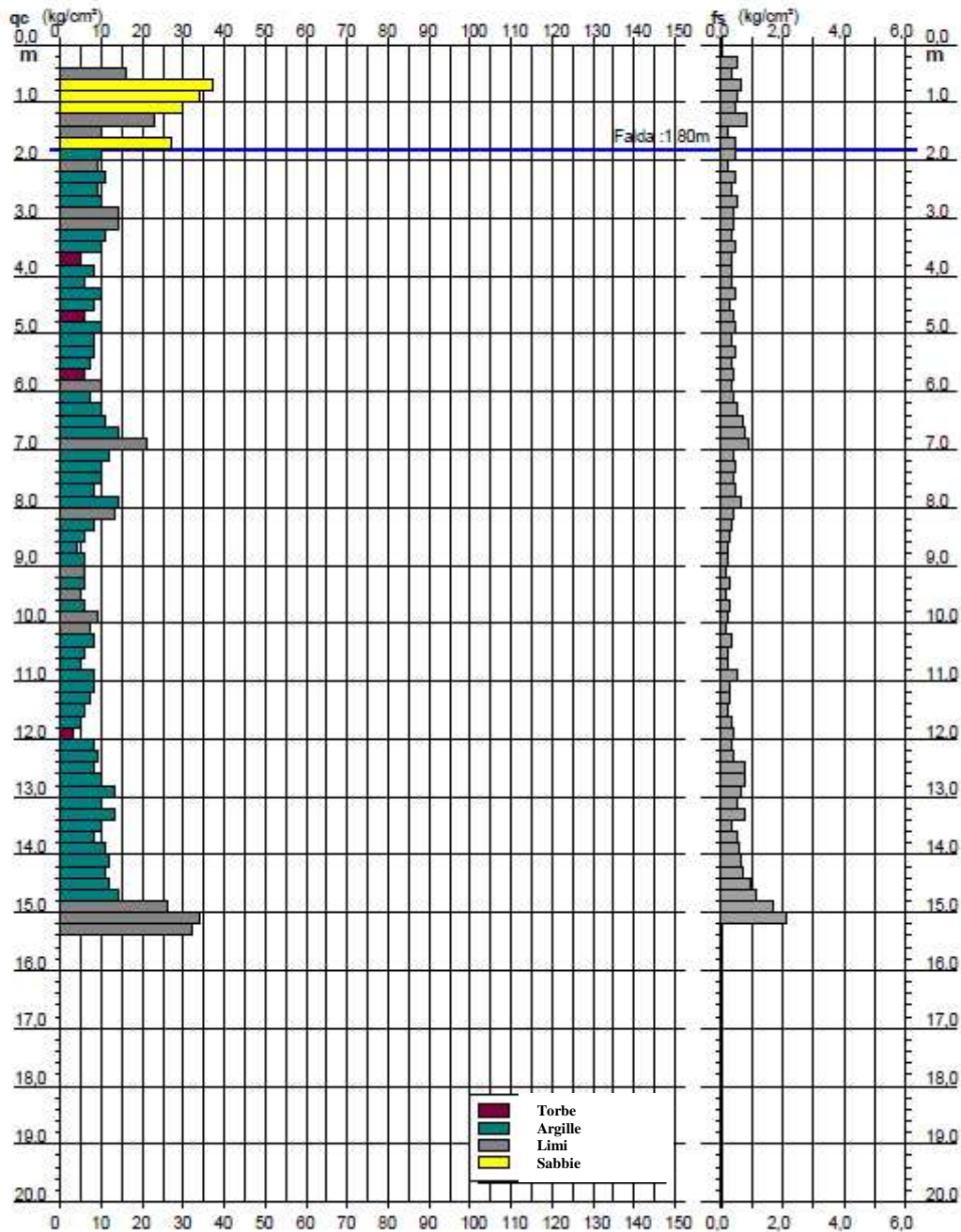
Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
 tel. e fax: 0532852858 cell.:3355373693 e-mail: rabrugeo@libero.it

Riferimento: 149-12

CPT 1

2.0105-001

- :-	Lavezzi Michele	- :-	26/09/2012
- :-	Costruzione capannone	- :-	Piano Campagna
- :-	San Biagio	- :-	1,80



Software by: Dr.D.Merlin - 0425/840820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 2/20: Lavezzi 2013.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
tel. e fax: 0532852858 cell.:3355373693 e-mail: rabrugo@libero.it

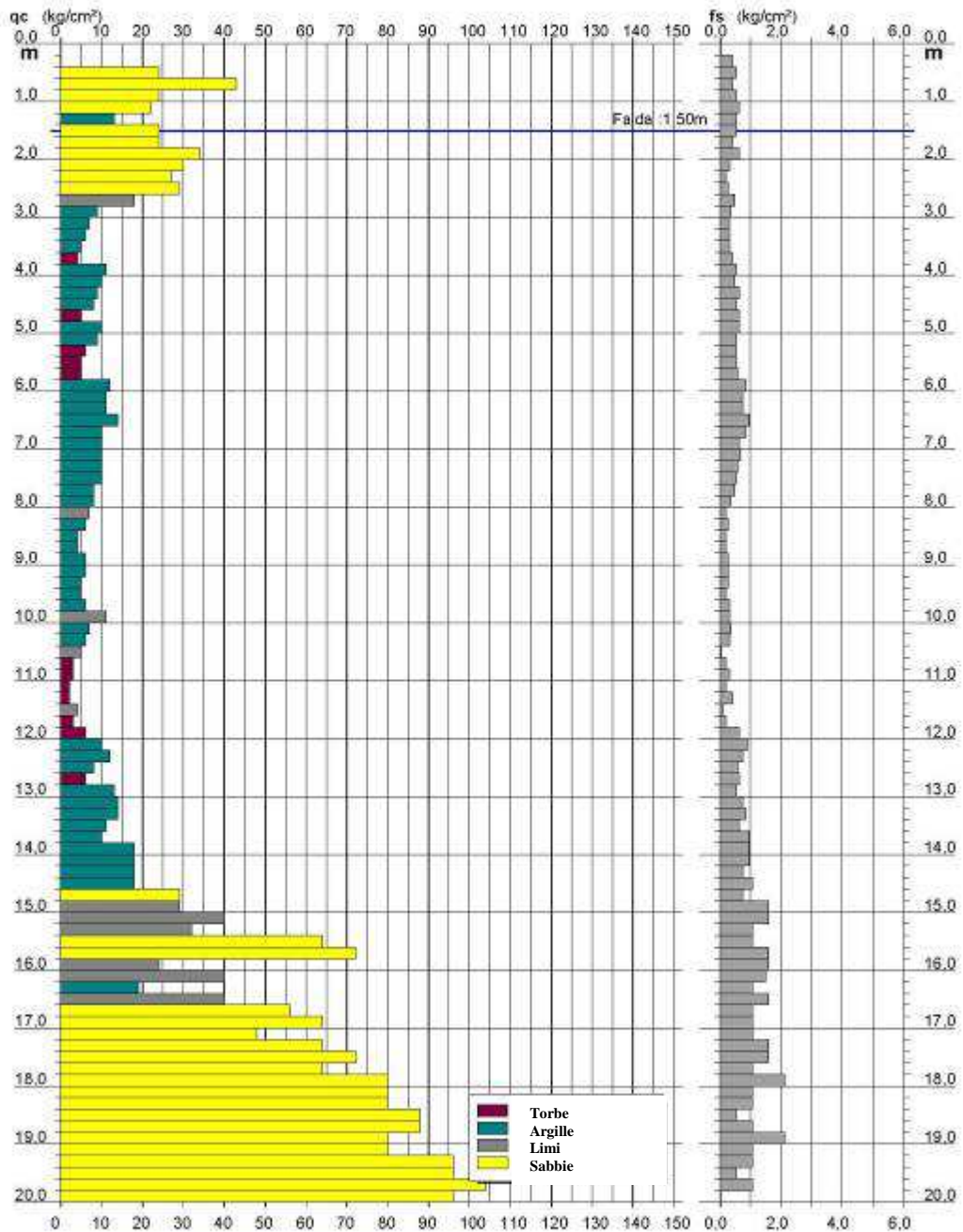
Riferimento: 279-14

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

2.0105-001

- committente : Minghini Giorgio
- lavoro : Costruzione civile abitazione
- località : San Biagio
- assist. cantiere :

- data : 09/06/2014
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : 1,50 da quota inizio



Software by D.D. Merli - 0425/940820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 2/21: CPT 1 Minghini 2014.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
 tel. e fax: 0532852858 cell.:3355373693 e-mail: rabrugo@libero.it

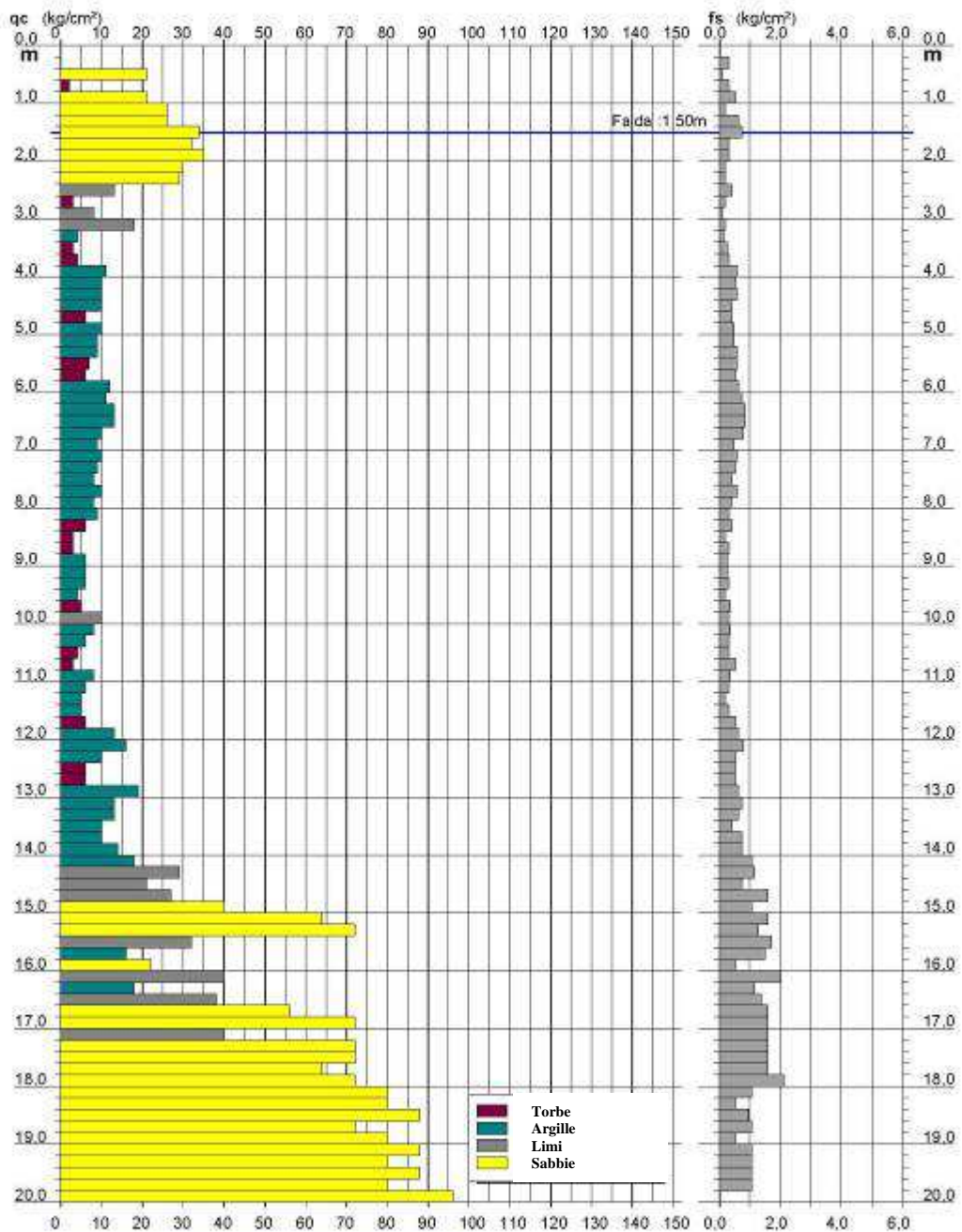
Riferimento: 279-14

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
 DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

2.0105-001

- committente : Minghini Giorgio
 - lavoro : Costruzione civile abitazione
 - località : San Biagio
 - assist. cantiere :

- data : 09/06/2014
 - quota inizio : Piano Campagna
 - falda : 1,50 da quota inizio



Software by D.D. Merli - 0425/940820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 2/22: CPT 2 Minghini 2014.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
tel. e fax: 0532852858 cell.:3355373693 e-mail: rabrugo@libero.it

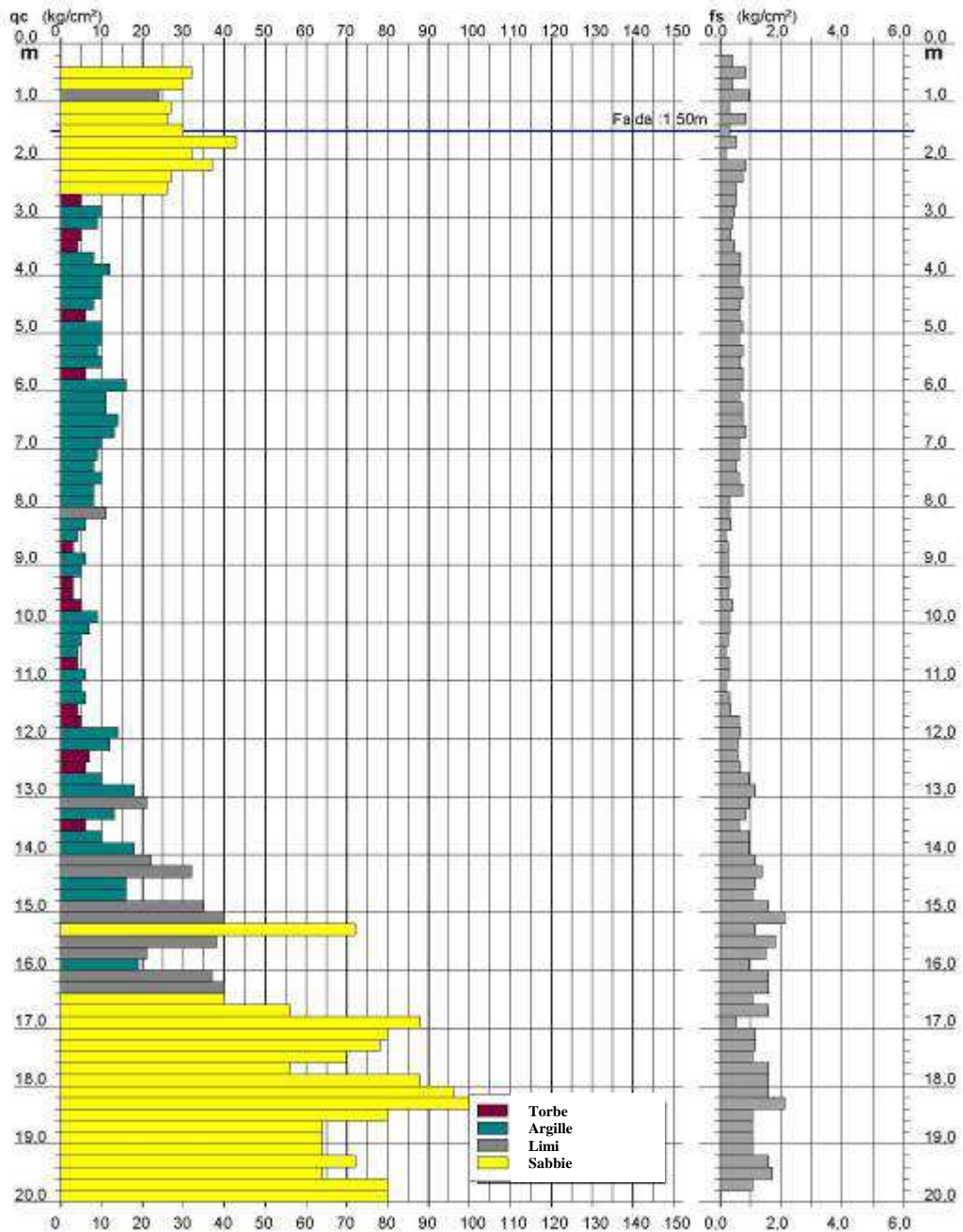
Riferimento: 279-14

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

2.0105-001

- committente : Minghini Giorgio
- lavoro : Costruzione civile abitazione
- località : San Biagio
- assist. cantiere :

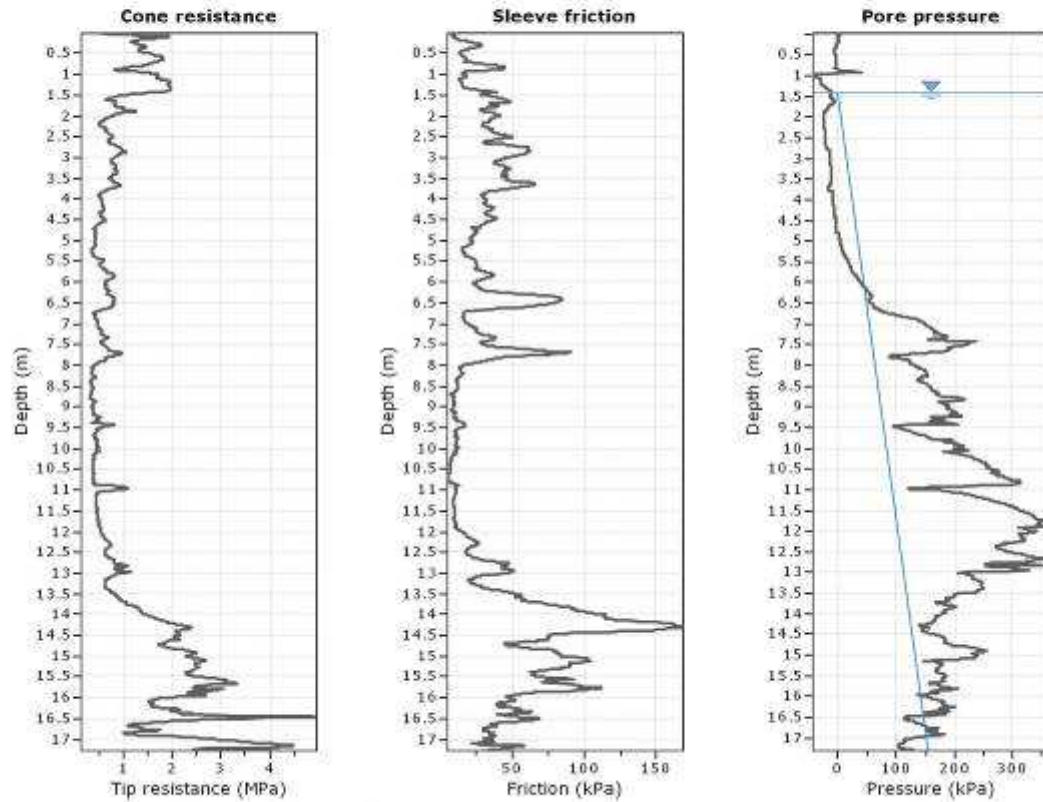
- data : 09/06/2014
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : 1,50 da quota inizio



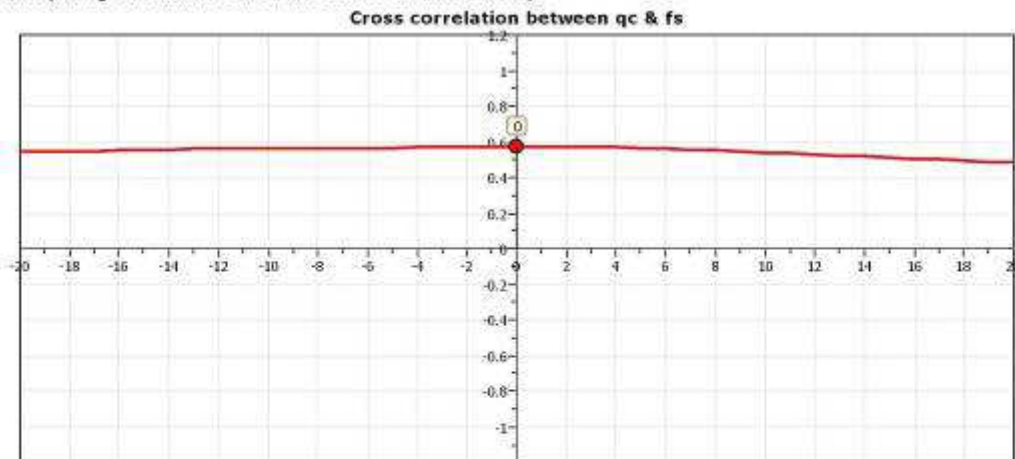
Software by D.D. Merli - 0425/940820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 2/23: CPT 3 Minghini 2014.



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

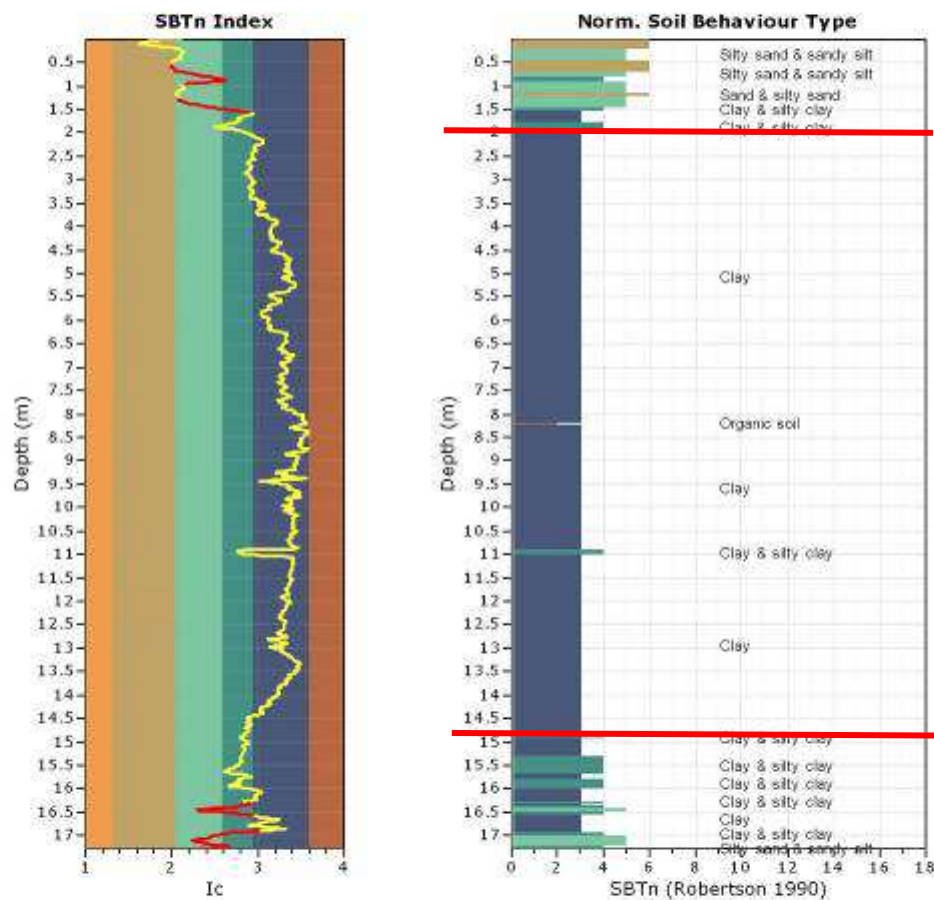


TRANSITION LAYER DETECTION ALGORITHM REPORT
Summary Details & Plots

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.



Strato/Orizzonte
1

2

3

Transition layer algorithm properties		General statistics	
I_c minimum check value:	1.70	Total points in CPT file:	1727
I_c maximum check value:	3.00	Total points excluded:	147
I_c change ratio value:	0.0010	Exclusion percentage:	8.51%
Minimum number of points in layer:	4	Number of layers detected:	8

Fig. 2/24: CPTU1 Bragaglia 2018.

2.4 Indagini di bibliografia tratte dai documenti di Pianificazione (PSC/POC) del Comune di Argenta:

Il P.S.C. del Comune di Argenta riporta indagini relative alle aree ANS2(17) e (18), le cui ubicazioni sono individuate nell'apposita cartografia (che si allega di seguito, alcuni punti di indagine erano già riportati alla precedente Fig. 2/15).

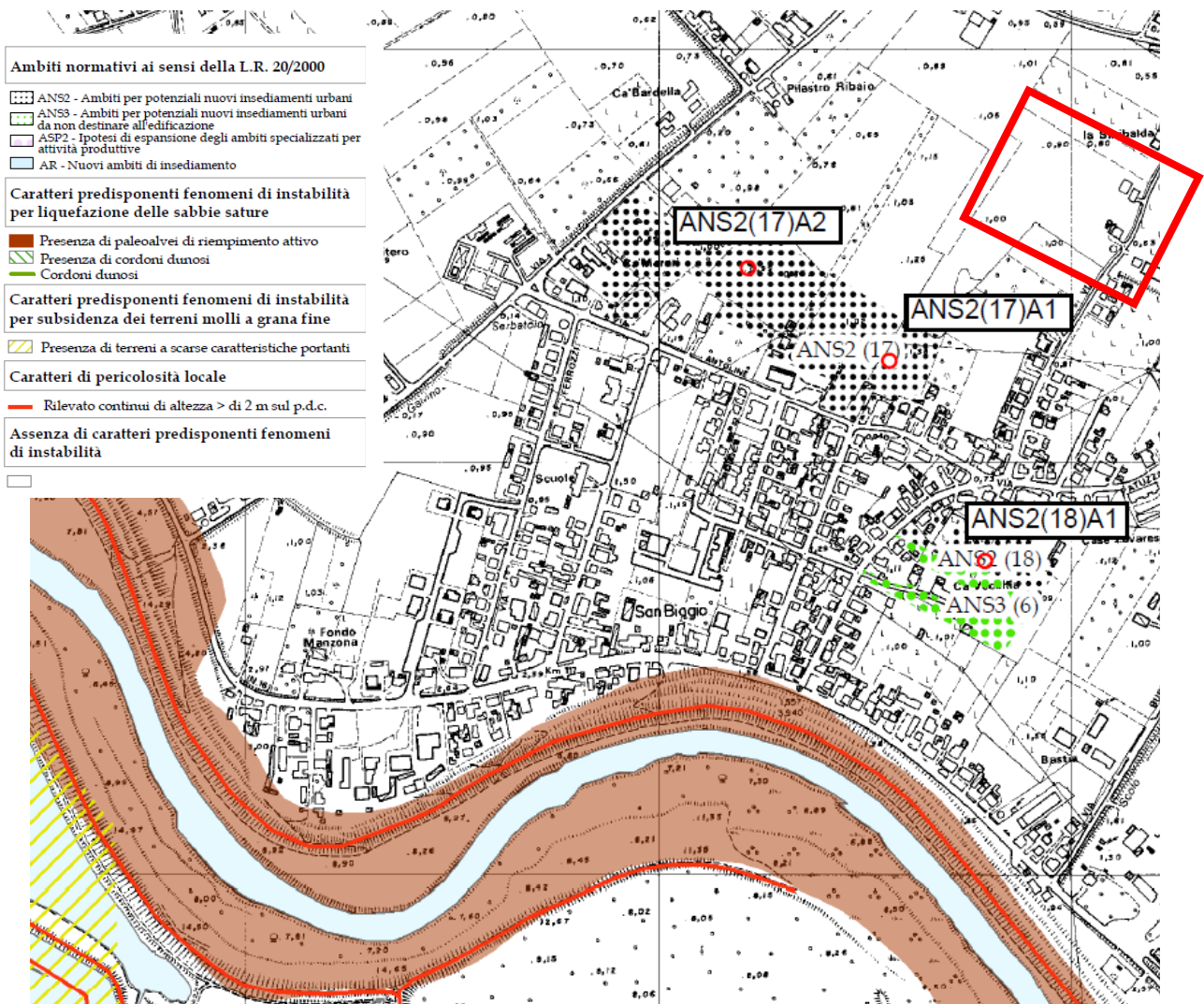


Fig. 2/25: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. del P.S.C. di Argenta relativa agli Effetti di Sito delle Zone di Espansione ed all'Ubicazione dei punti di indagine. L'area non è caratterizzata da alcun elemento predisponente effetti di sito. Ci si occuperà di tale argomento in altra parte della presente relazione.

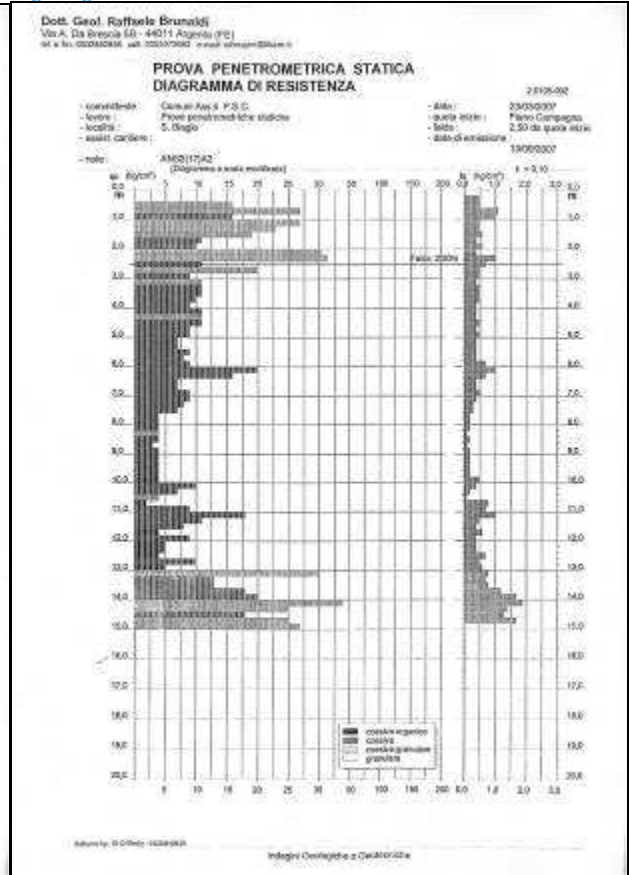
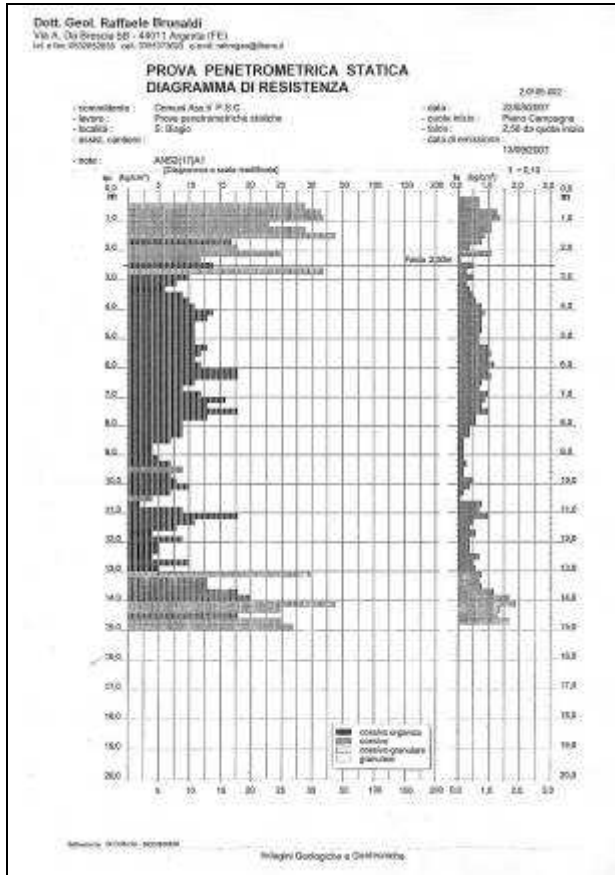


Fig. 2/26: CPT dell'area PSC ANS2(17).

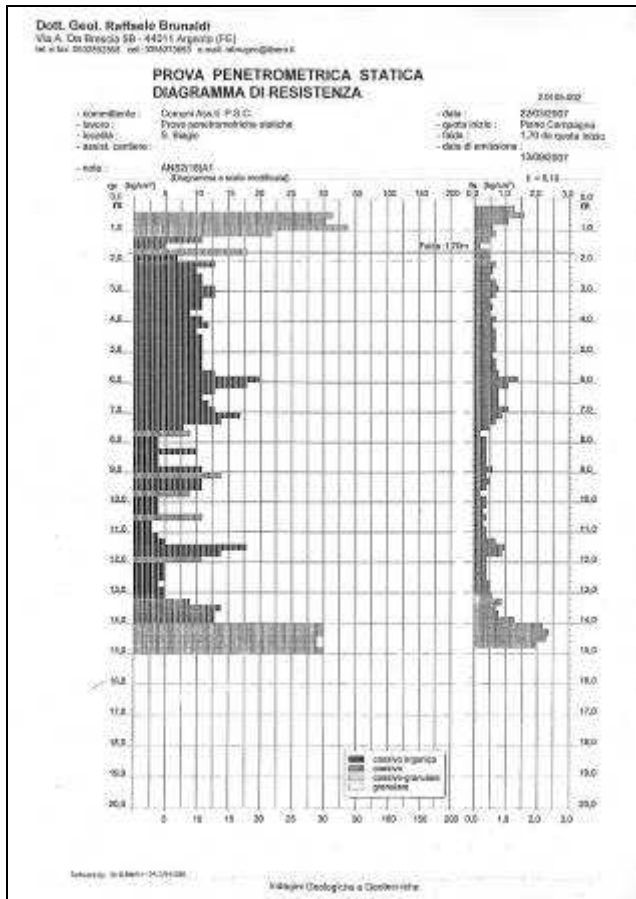


Fig. 2/27: CPT dell'area PSC ANS2(18).

2.5 Dati Stratigrafici locali derivanti dalle indagini appositamente eseguite sull'area in esame e su aree immediatamente contermini:

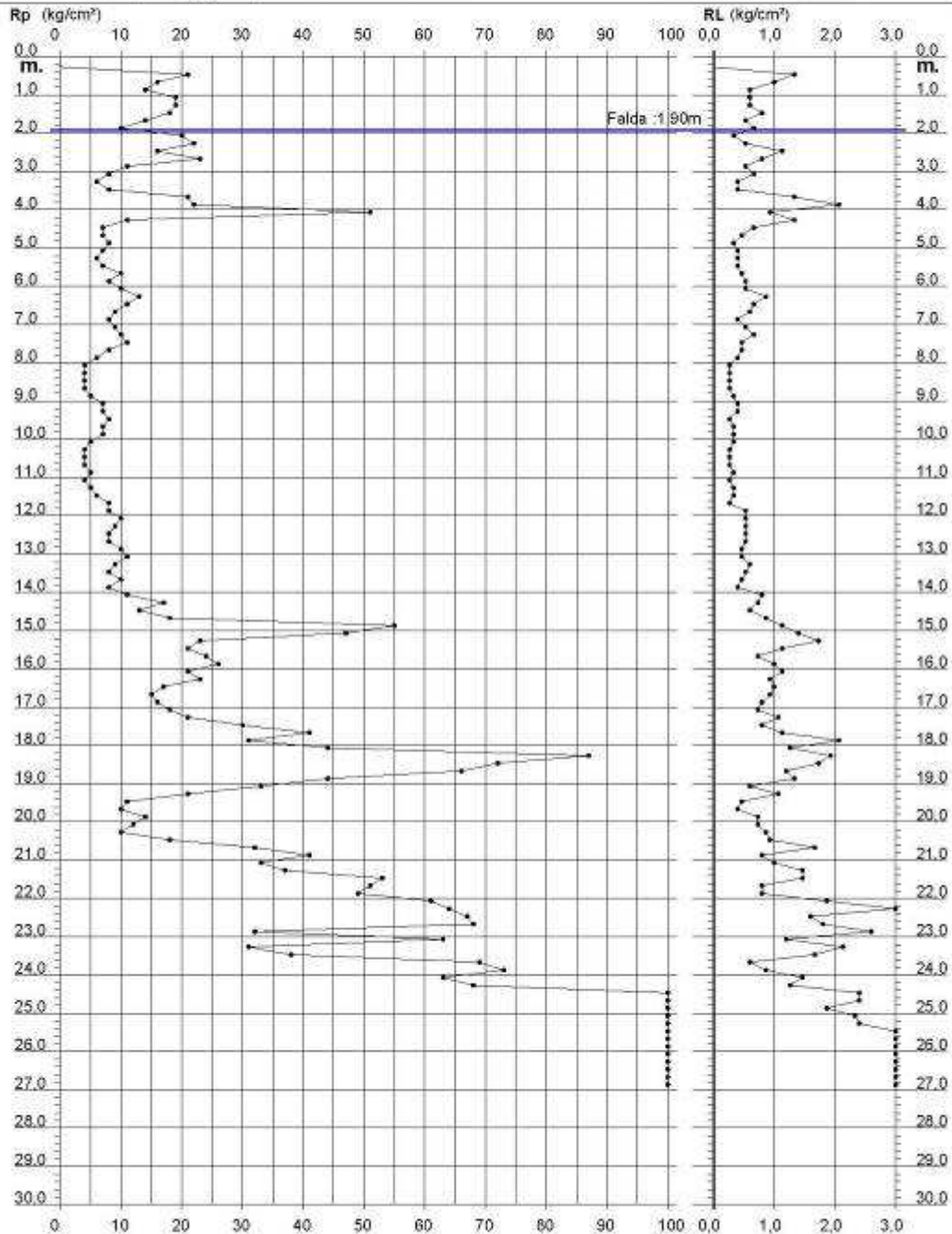
Di seguito si riportano le risultanze delle indagini C.P.T. 4 e 5 (riferimento Carrozzo 490- anno 2020) e S.C.P.T.U. 2 (riferimento Carrozzo, anno 2020: 1 anno 2020). Si riporteranno ulteriormente anche indagini sempre eseguite nell'anno 2020, su ragioni Donigaglia. C.P.T. 3 (Rif. 490 anno 2020) e C.P.T. (Rif. 782 Donigaglia anno 2008) e C.P.T.U. 1 (Rif. 490 anno 2020). Le indagini eseguite sulle Ragioni Donigaglia sono riportate come raffronto locale e sono ubicate alle Figg. 2/12, 2/2 e 2/3 alle quali si rimanda.

PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.010496-071

- committente :	Sie. Donieaelia P.	- data :	17/12/2008
- lavoro :	Nuovo fabbricato	- quota inizio :	Piano Campagna
- località :	via T.Tasso - Argenta, S.Biagio (FE)	- prof. falda :	1,90 m da quota inizio
- note :	Max prof. raggiunta prima del disancoramento	- scala vert. :	1 : 150



**PROVA PENETROMETRICA STATICA
VALUTAZIONI LITOLOGICHE**

CPT 1

2.010496-071

- committente : Sig. Donigaglia P.
- lavoro :
- località : via T. Tasso - Argenta, S. Biagio (FE)
- note : Max prof. raggiunta prima del disancoramento

- data : 17/12/2008
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : 1,90 m da quota inizio
- scala vert. : 1 : 150

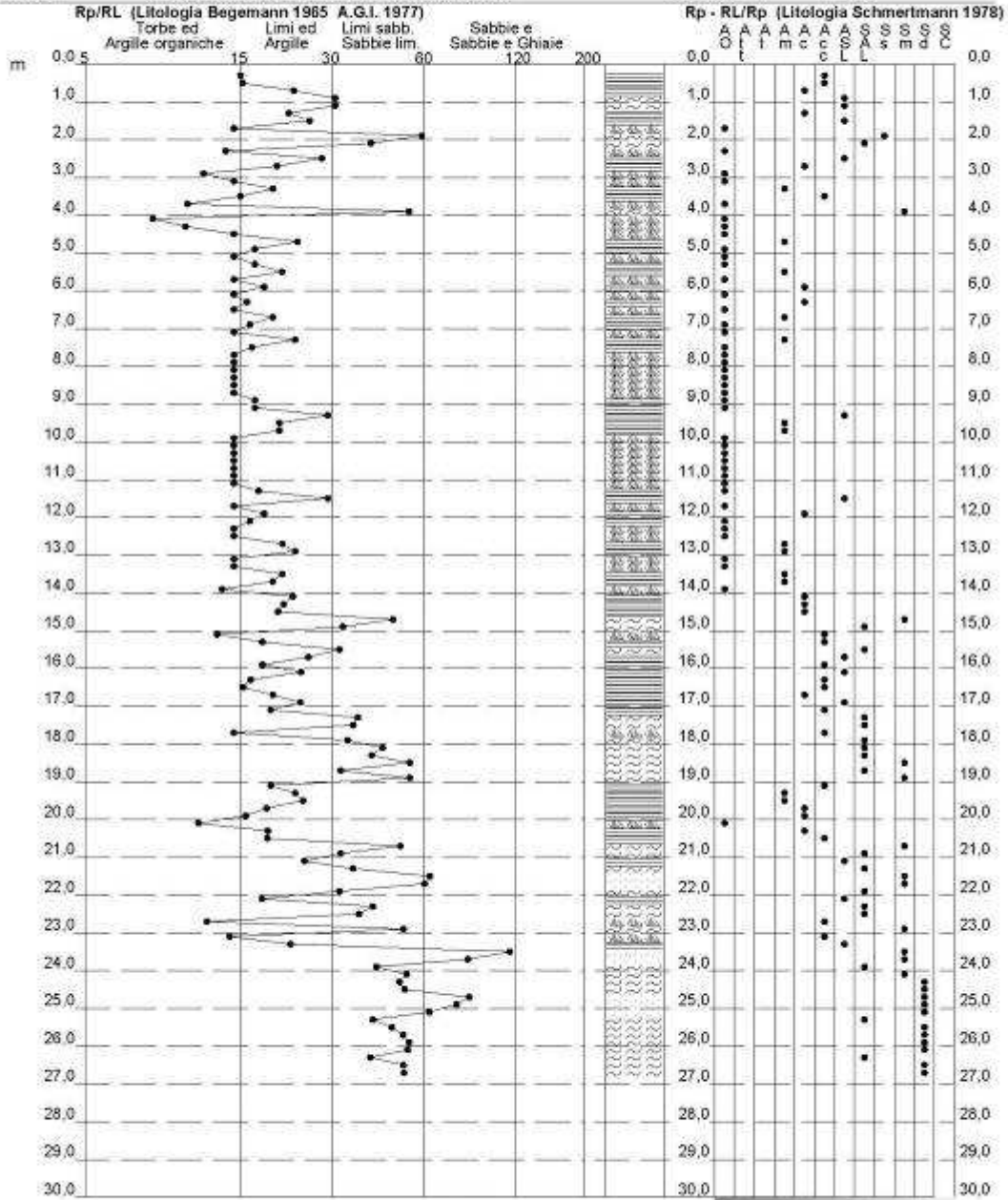


Fig. 2/28: risultanze grafiche della stratigrafia indirettamente rilevata dalla CPT 1 2008, 185/782- 08/Donigaglia.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
 tel. e fax: 0532852858 cell. 3355373693 e-mail: rabrugeo@libero.it

Riferimento: 490.20

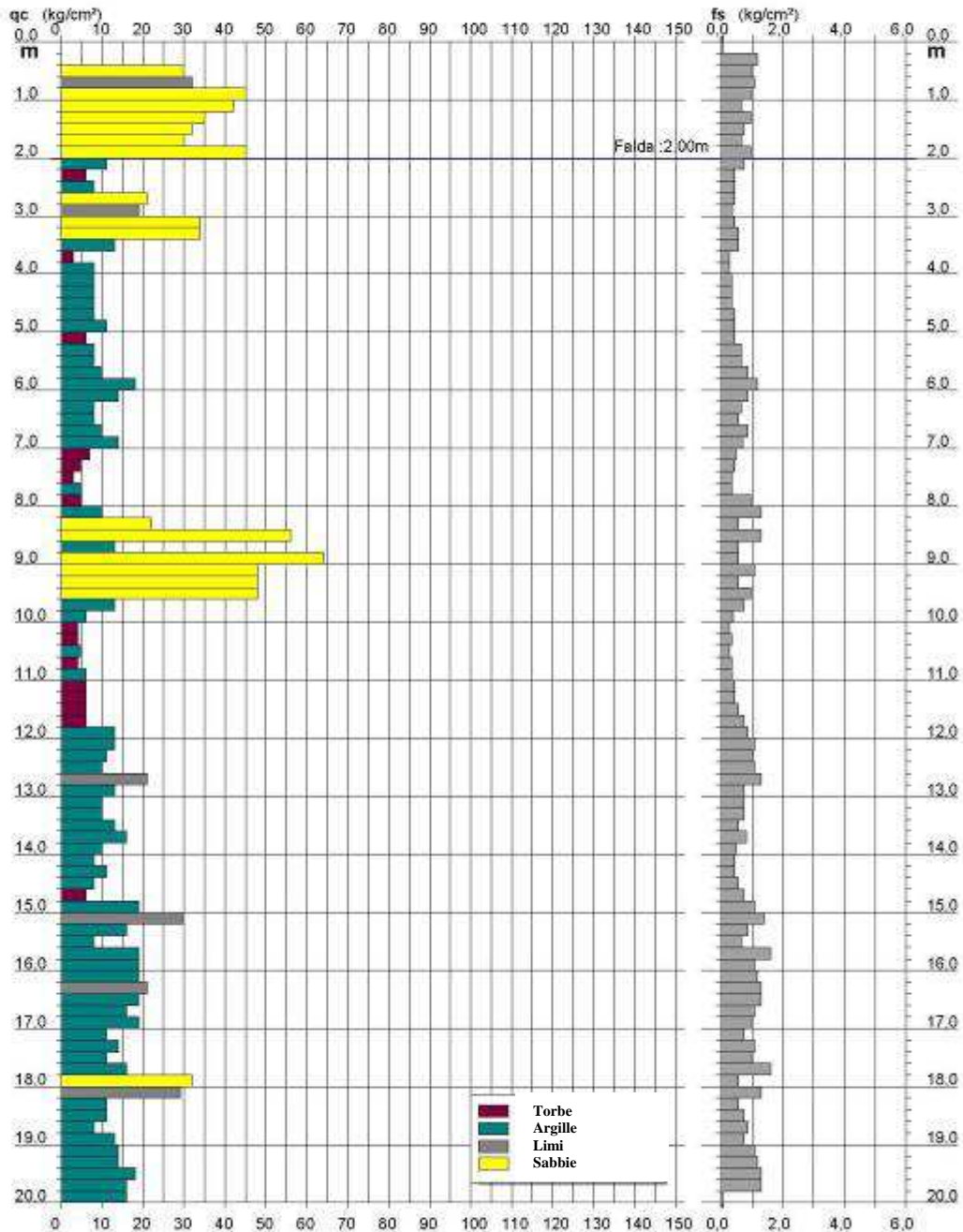
**PROVA PENETROMETRICA STATICA
 DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 3

2.0105-001

- committente : Circolo Ippico Argentano
 - lavoro : PUA
 - località : San Biagio
 - assist. cantiere :

- data : 14/07/2020
 - quota inizio : Piano Campagna
 - falda : 2,00 da quota inizio



Software by: Dr.D.Merlin - 04/25/840820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 2/29: risultanze grafiche della stratigrafia indirettamente rilevata dalla CPT 3 (corrente anno).

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
tel. e fax: 0532852858 cell. 3355373693 e-mail: rabrugeo@libero.it

Riferimento: 490.20

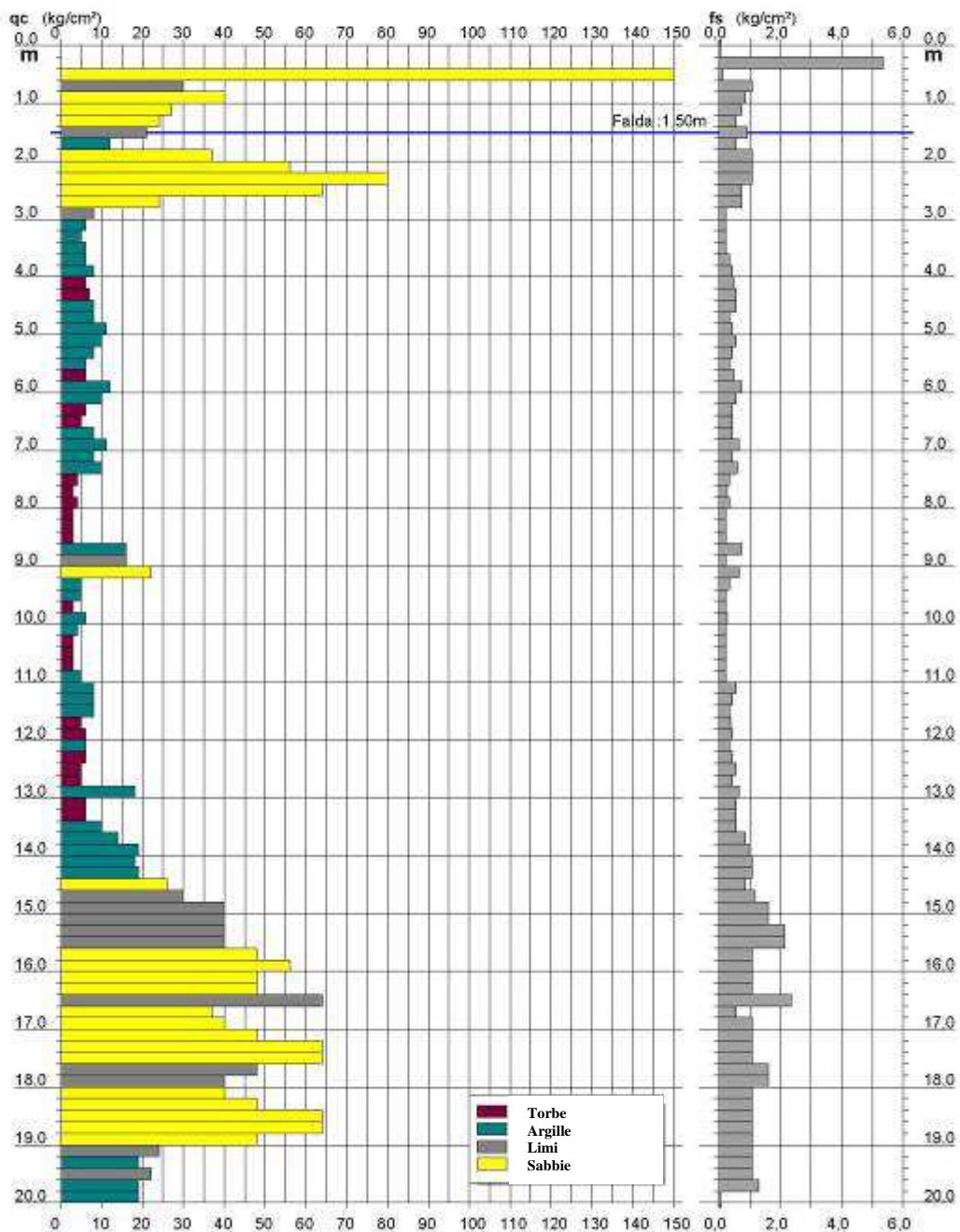
**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 4

2.0105-001

- committente : Circolo Ippico Argentano
- lavoro : PUA
- località : San Biagio
- assist. cantiere :

- data : 14/07/2020
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : 1,50 da quota inizio



Software by: Dr.D.Merlin - 04/25/840820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 2/30: risultanze grafiche della stratigrafia indirettamente rilevata dalla CPT 4 (corrente anno).

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

Via A. Da Brescia 11 - 44011 Argenta (FE)
 tel. e fax: 0532852858 cell. 3355373693 e-mail: rabrugeo@libero.it

Riferimento: 490.20

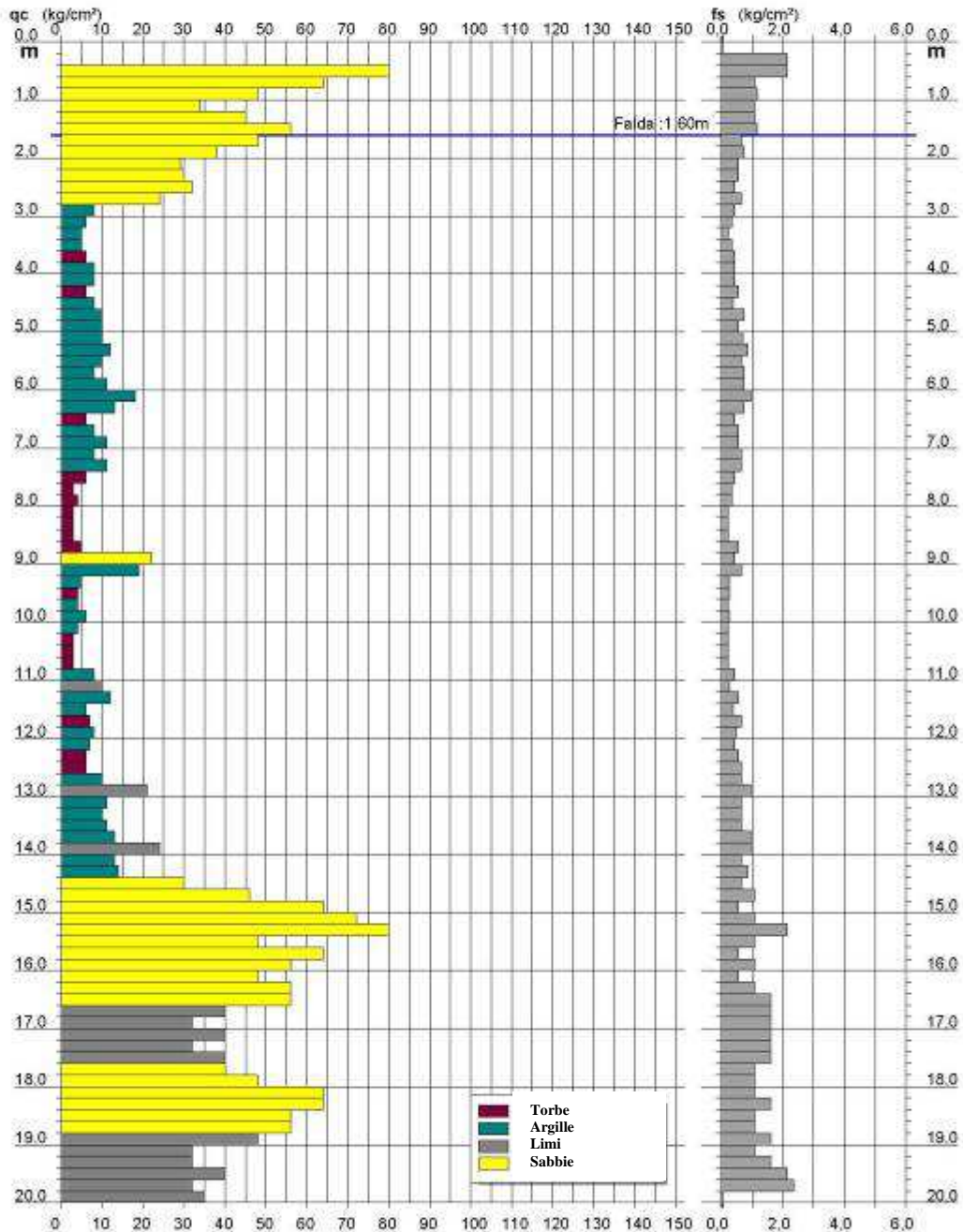
**PROVA PENETROMETRICA STATICA
 DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 5

2.0105-001

- committente : Circolo Ippico Argentano
 - lavoro : PUA
 - località : San Biagio
 - assist. cantiere :

- data : 14/07/2020
 - quota inizio : Piano Campagna
 - falda : 1,60 da quota inizio



Software by: Dr.D.Merlin - 0425/840820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 2/31: risultanze grafiche della stratigrafia indirettamente rilevata dalla CPT 5 (corrente anno).

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 puo' 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

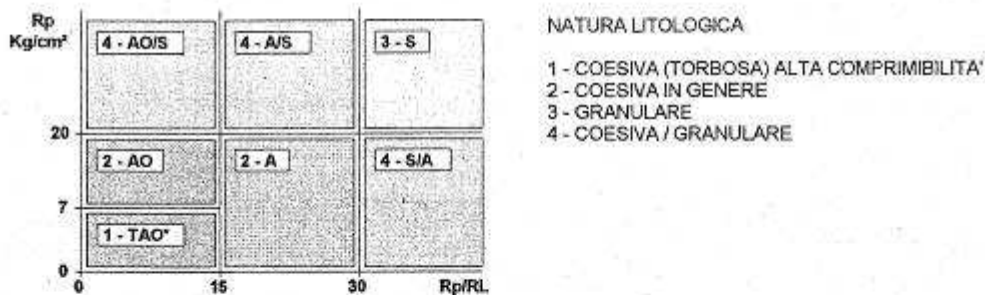
1 t = 1000 kg \approx 10 kN

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 :

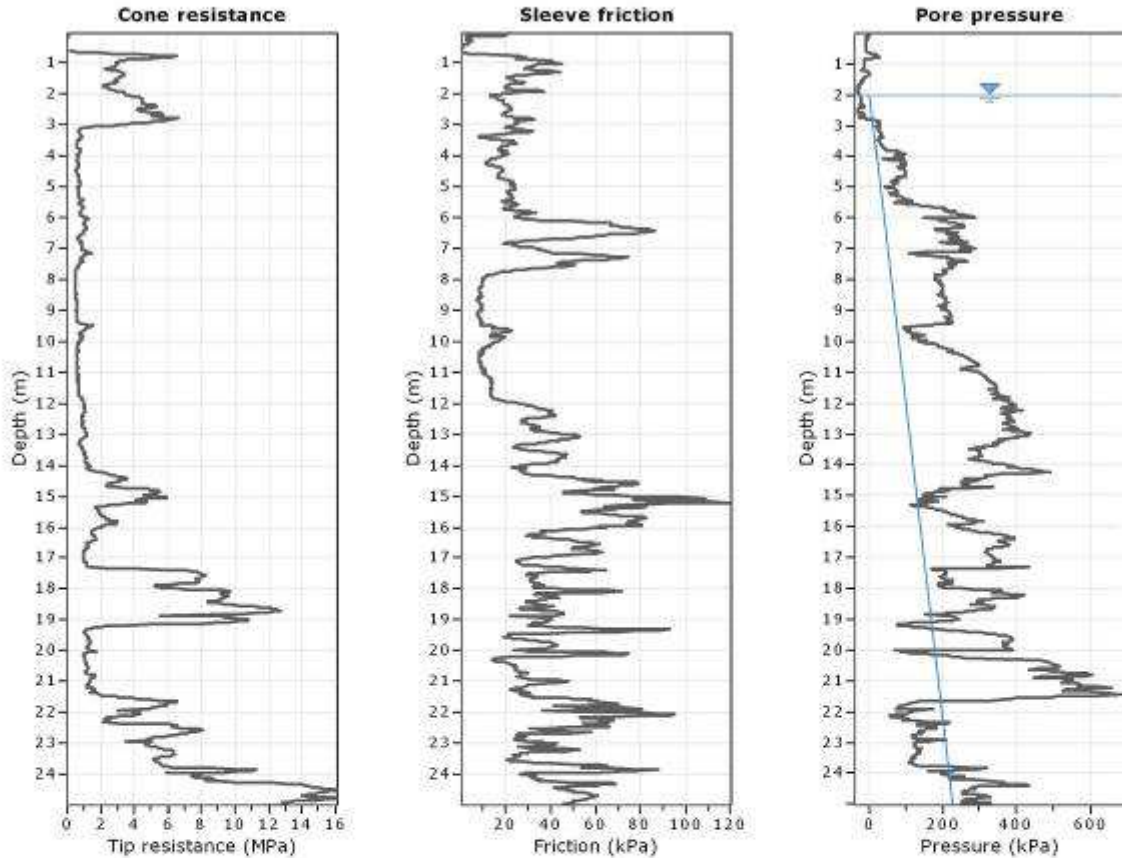
- $R_p \leq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni COESIVI anche se $(R_p / R_L) > 30$
 $R_p \geq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni GRANULARI anche se $(R_p / R_L) < 30$



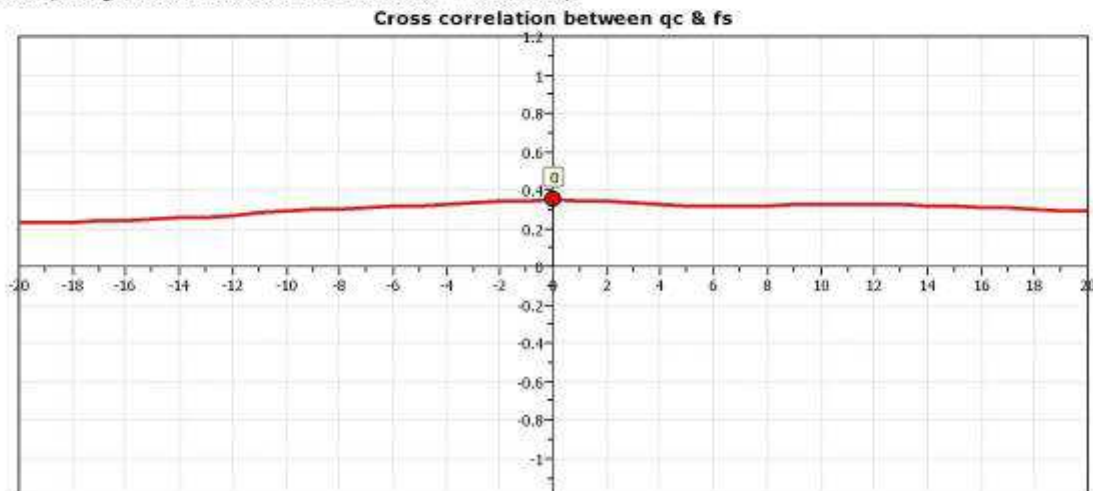
PARAMETRI GEOTECNICI (validità orientativa) - simboli - correlazioni - bibliografia

- 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 - l_p ($l_p = \text{ind. plast.}$)]
 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)
 ($g = \text{acc. gravità}$) (Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (A_{max}/g) - D_r]

Figg. 2/32: illustrazione del metodo di indagine CPT.



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

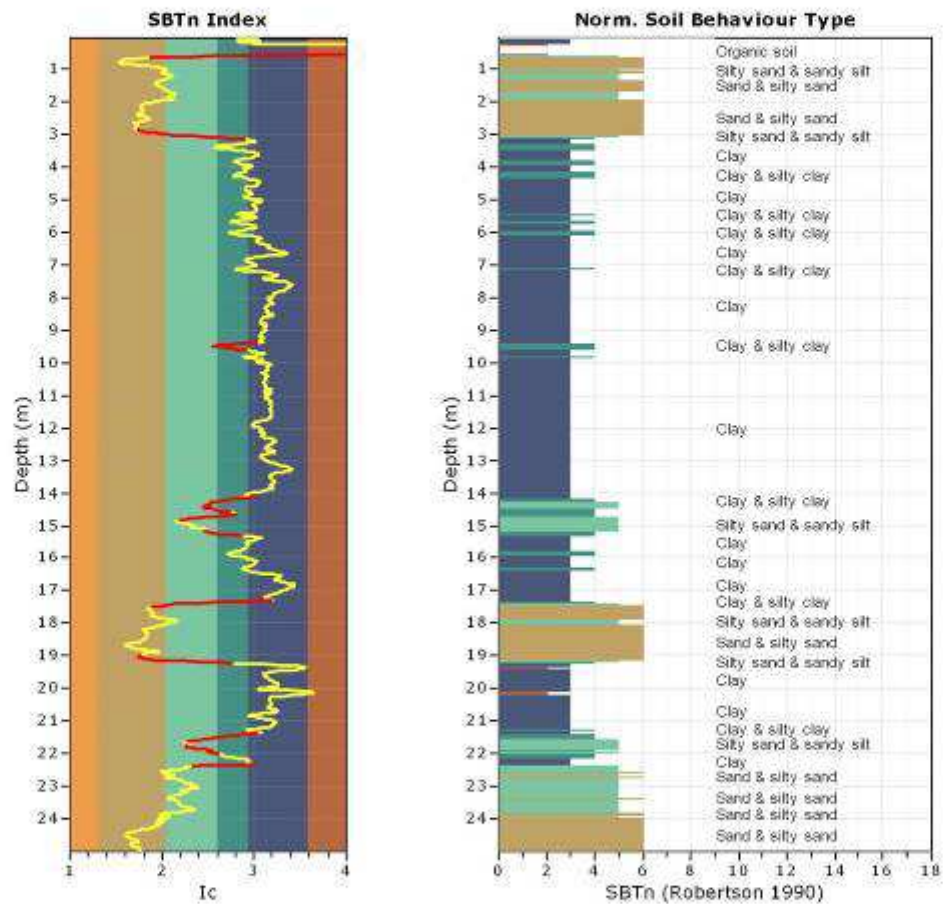


TRANSITION LAYER DETECTION ALGORITHM REPORT
Summary Details & Plots

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: 1248
 Total points excluded: 142
 Exclusion percentage: 11.38%
 Number of layers detected: 15

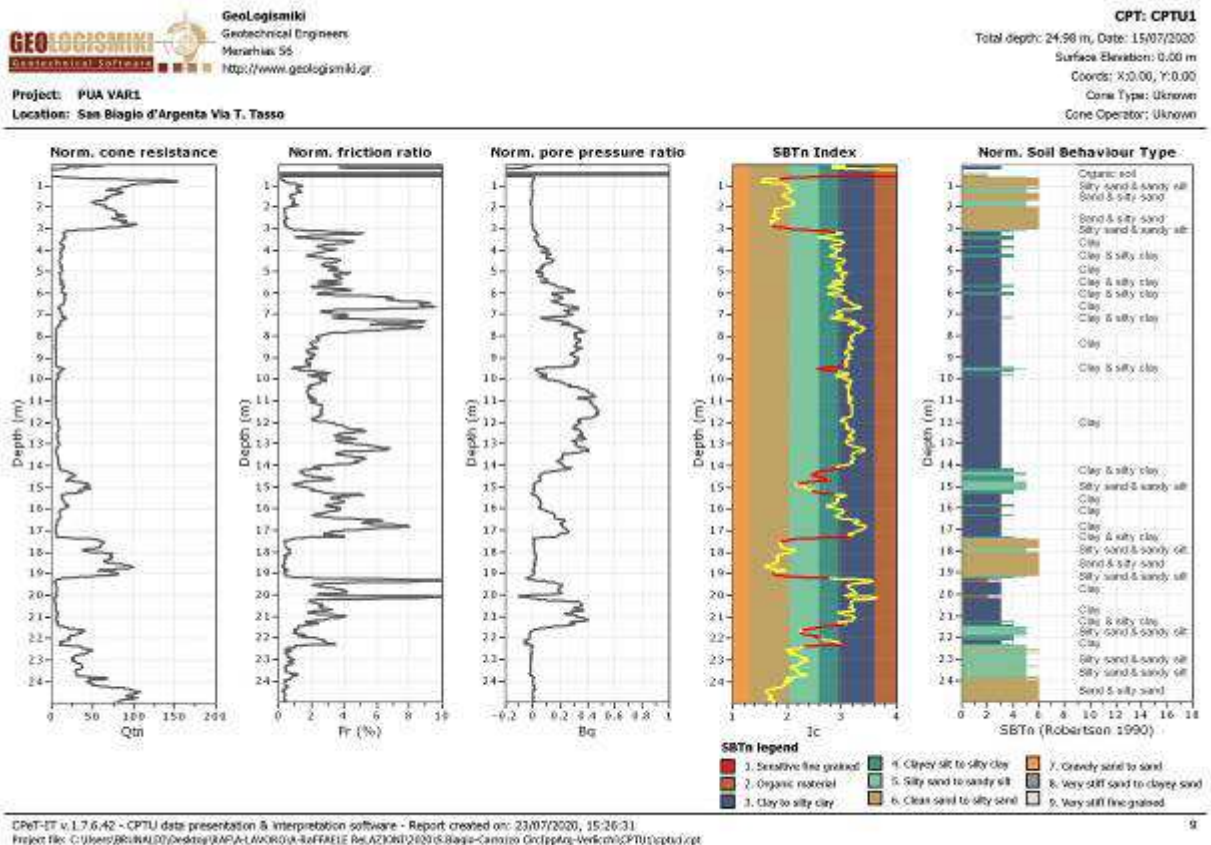
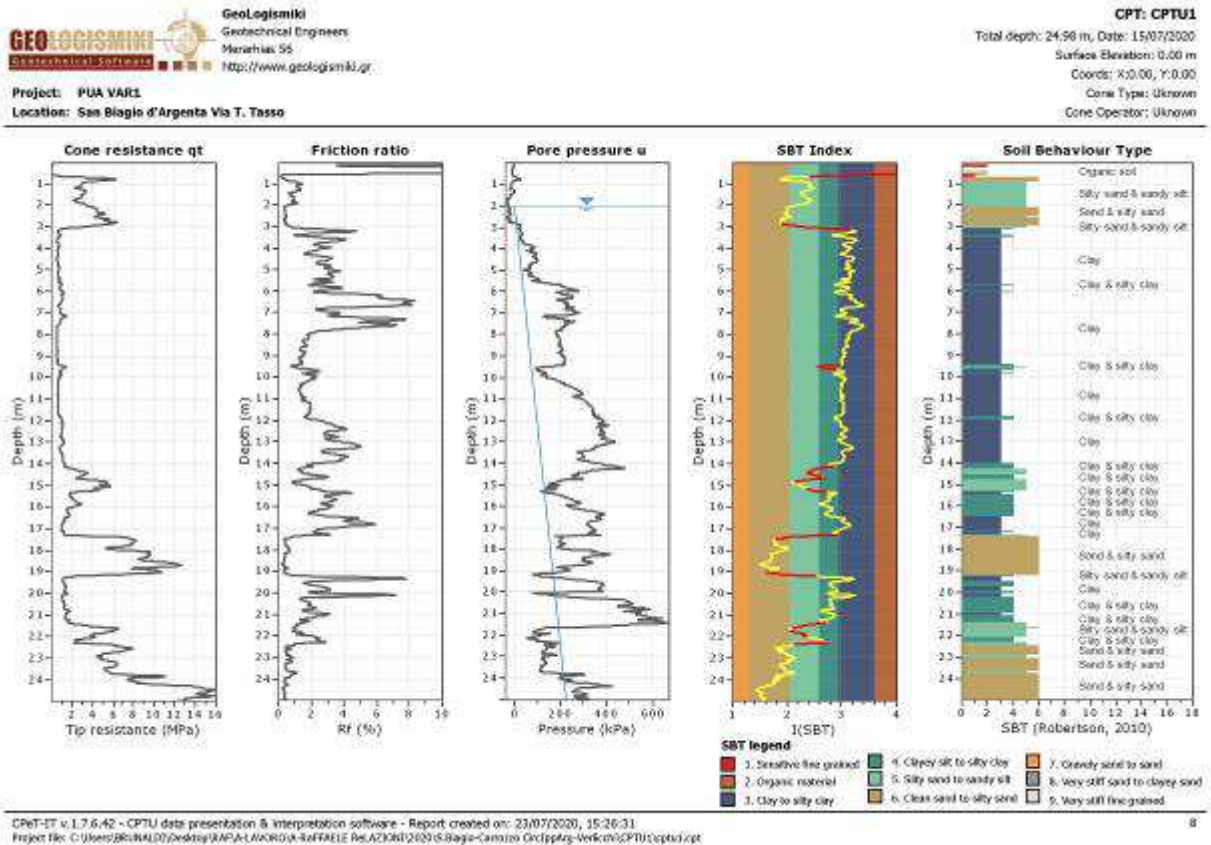
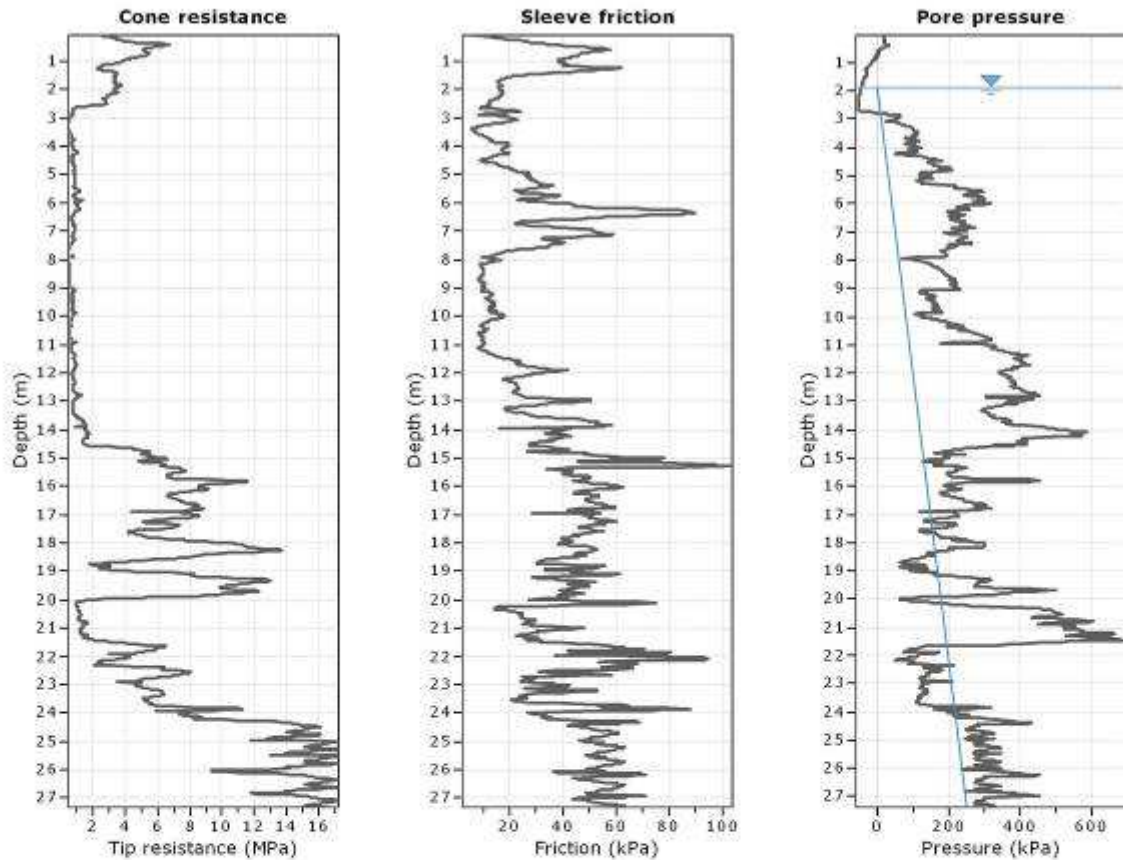
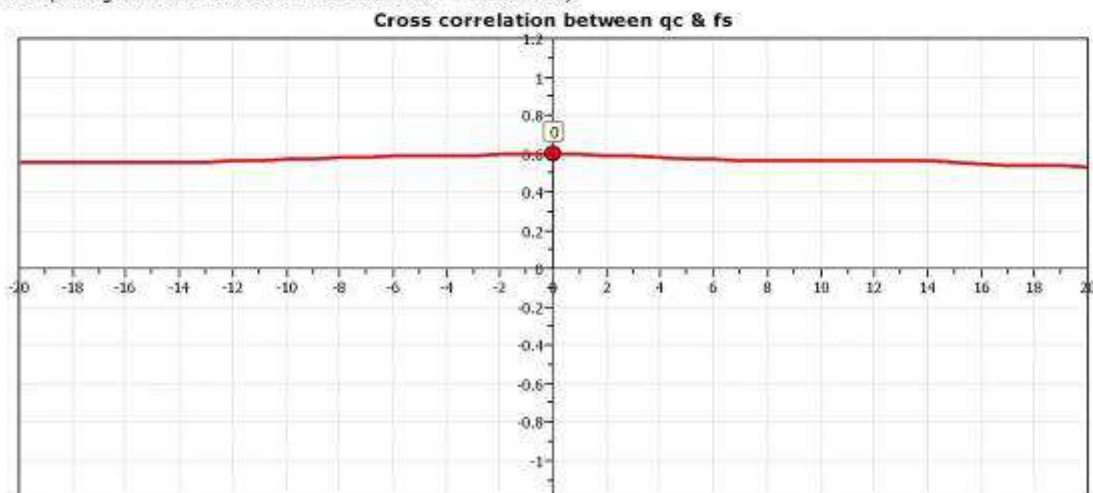


Fig. 2/33: risultanze della CPTU 1.



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).

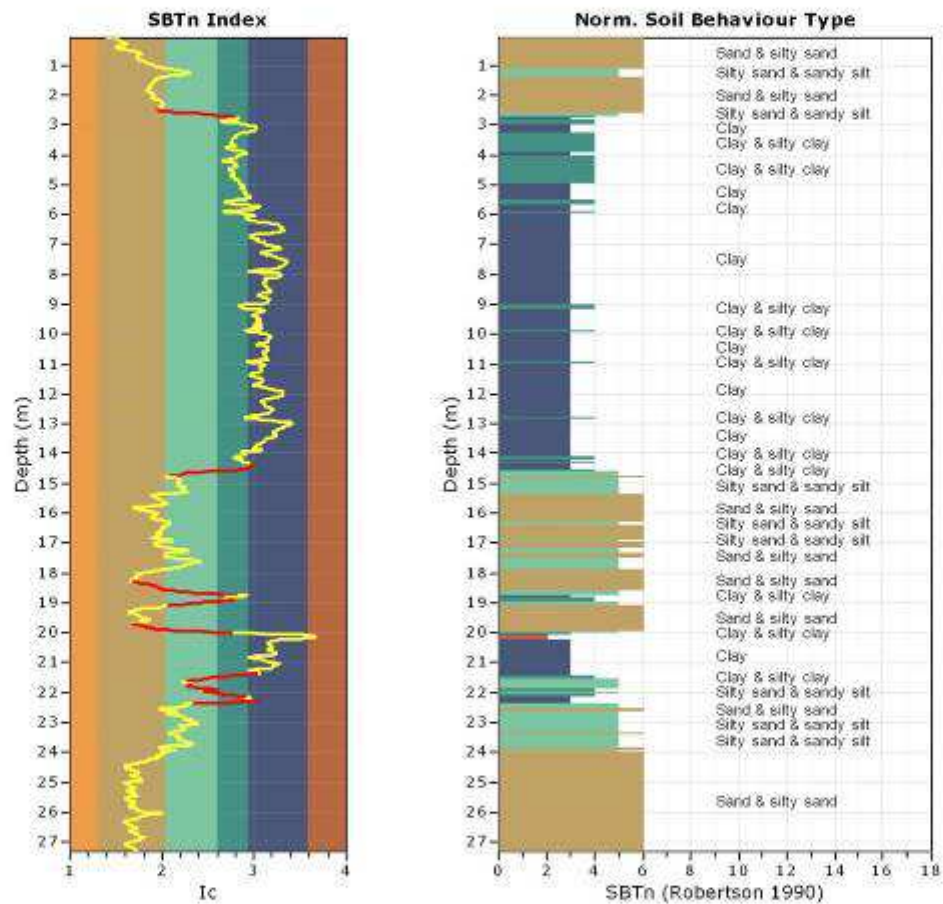


TRANSITION LAYER DETECTION ALGORITHM REPORT
Summary Details & Plots

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.

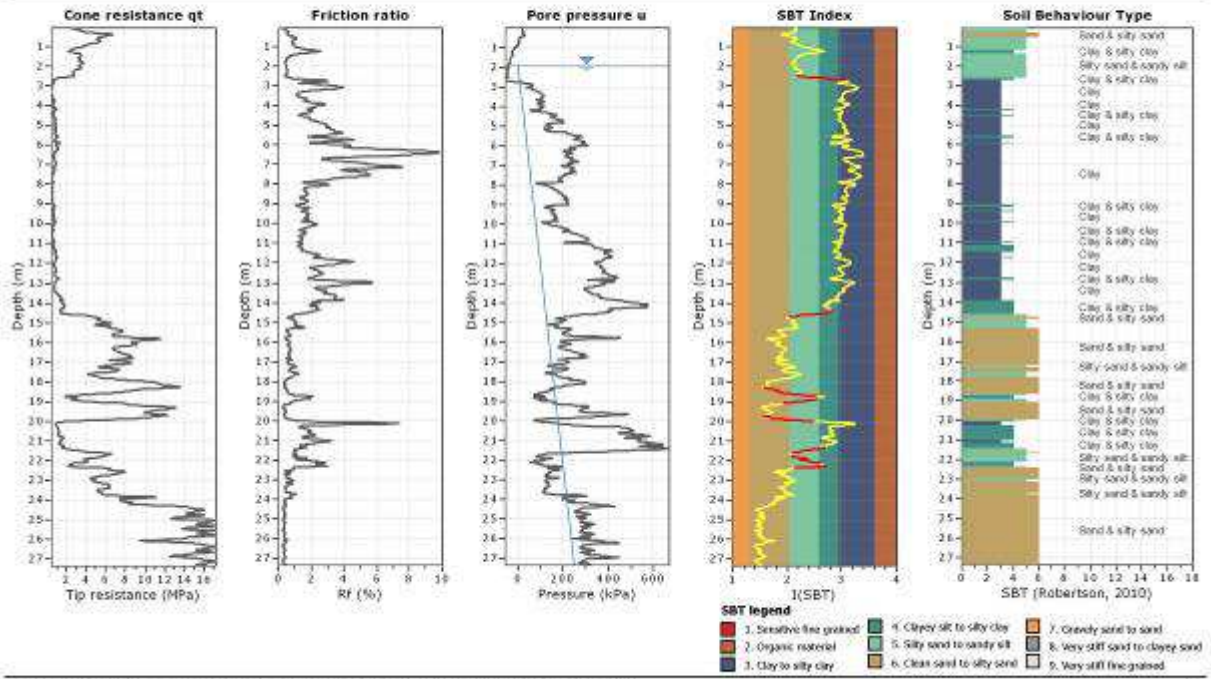


Transition layer algorithm properties

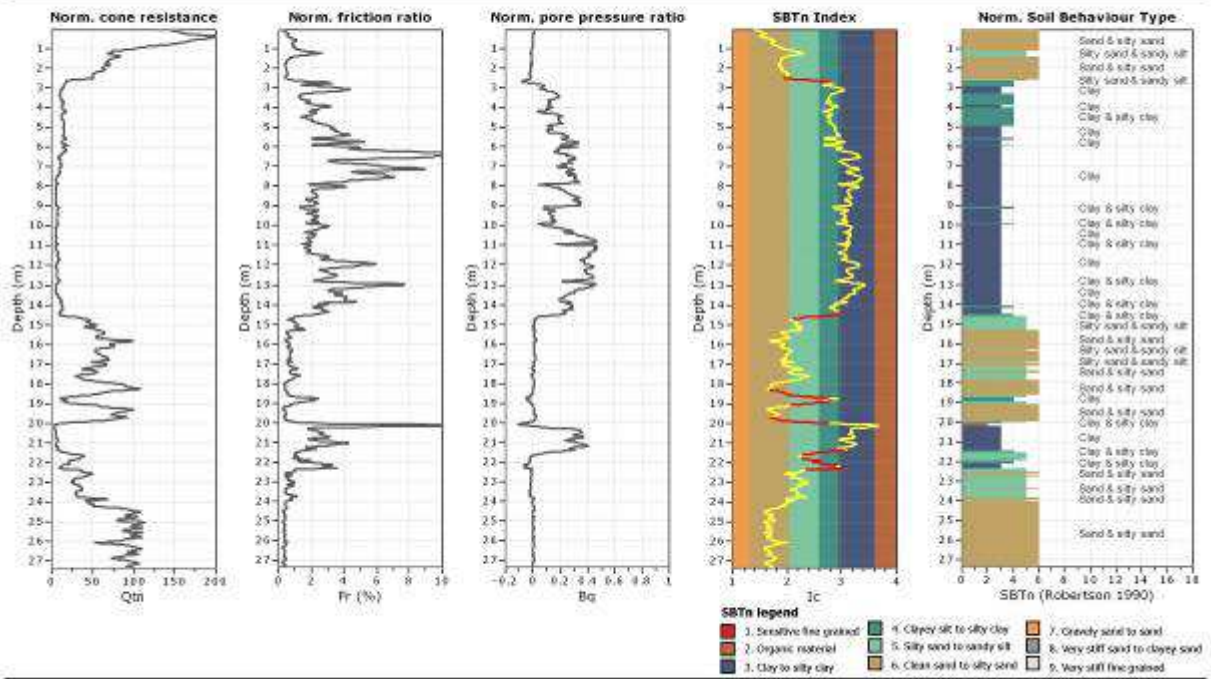
I_c minimum check value: 1.70
 I_c maximum check value: 3.00
 I_c change ratio value: 0.0010
 Minimum number of points in layer: 4

General statistics

Total points in CPT file: 1364
 Total points excluded: 128
 Exclusion percentage: 9.38%
 Number of layers detected: 10



CPET-IT v. 1.7.6.42 - CPTU data presentation & interpretation software - Report created on: 23/07/2020, 15:16:06
 Project file: C:\Users\BRUNALDI\Desktop\PAF-A-LAKROU-RAFFAELE\RelAZIONI\2020\San Biagio-Cantaro\01\c3\ptag-Verik\01\SCPTU2\SCPTU2.cpt



CPET-IT v. 1.7.6.42 - CPTU data presentation & interpretation software - Report created on: 23/07/2020, 15:16:06
 Project file: C:\Users\BRUNALDI\Desktop\PAF-A-LAKROU-RAFFAELE\RelAZIONI\2020\San Biagio-Cantaro\01\c3\ptag-Verik\01\SCPTU2\SCPTU2.cpt

Fig. 2/34: risultanze della SCPTU 2.

This software is licensed to: Studio Geologia

Presented below is a list of formulas used for the estimation of various soil properties. The formulas are presented in SI unit system and assume that all components are expressed in the same units.

:: Unit Weight, g (kN/m³) ::

$$g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{P_s}\right) + 1.236 \right)$$

where g_w = water unit weight

:: Permeability, k (m/s) ::

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952 - 3.04 I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52 - 1.37 I_c}$$

:: N_{60} (blows per 30 cm) ::

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{P_p} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 I_c}}$$

$$N_{160} = Q_{br} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 I_c}}$$

:: Young's Modulus, E_s (MPa) ::

$$(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 I_c + 1.68}$$

(applicable only to $I_c < I_{c, \text{cutoff}}$)

:: Relative Density, D_r (%) ::

$$100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{br}}{k_{DR}}} \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 5, 6, 7 and 8 or } I_c < I_{c, \text{cutoff}}\text{)}$$

:: State Parameter, ψ ::

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{br, \text{cl}})$$

:: Peak drained friction angle, ϕ (°) ::

$$\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{br})$$

(applicable only to SBT_n: 5, 6, 7 and 8)

:: 1-D constrained modulus, M (MPa) ::

If $I_c > 2.20$

$$\alpha = 14 \text{ for } Q_{br} > 14$$

$$\alpha = Q_{br} \text{ for } Q_{br} \leq 14$$

$$M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_v)$$

If $I_c \leq 2.20$

$$M_{CPT} = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 I_c + 1.68}$$

:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) ::

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 I_c + 1.68}$$

:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) ::

$$V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$$

:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) ::

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c, \text{cutoff}}$)

:: Remolded undrained shear strength, $S_u(\text{rem})$ (kPa) ::

$$S_{u(\text{rem})} = f_s \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 1, 2, 3, 4 and 9 or } I_c > I_{c, \text{cutoff}}\text{)}$$

:: Overconsolidation Ratio, OCR ::

$$k_{OCR} = \left[\frac{Q_{br}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{br}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c, \text{cutoff}}$)

:: In situ Stress Ratio, K_0 ::

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{0.97}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c, \text{cutoff}}$)

:: Soil Sensitivity, S_t ::

$$S_t = \frac{N_s}{F_r}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c, \text{cutoff}}$)

:: Effective Stress Friction Angle, ϕ' (°) ::

$$\phi' = 29.5^\circ + B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \lg Q_t)$$

(applicable for $0.10 < B_q < 1.00$)

References

- Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5th Edition, November 2012
- Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J., 46(11): 1337–1355 (2009)

Fig. 2/35: illustrazione del metodo di indagine CPTU/SCPTU.



Fig. 2/36: punto di esecuzione della S.C.P.T.U. 2.



Fig. 2/37: punto di esecuzione della C.P.T. 4.



Fig. 2/38: punto di esecuzione della C.P.T. 5.

3 SEZIONI LITOSTRATIGRAFICHE DELL'AREA IN ESAME

Di seguito si riporteranno sezioni relative all'area in esame ed ai suoi pressi più o meno allargati, derivanti dal data- base regionale, dal PSC di Argenta ed appositamente redatte dallo scrivente.

- Dall'apposito Data- base regionale:

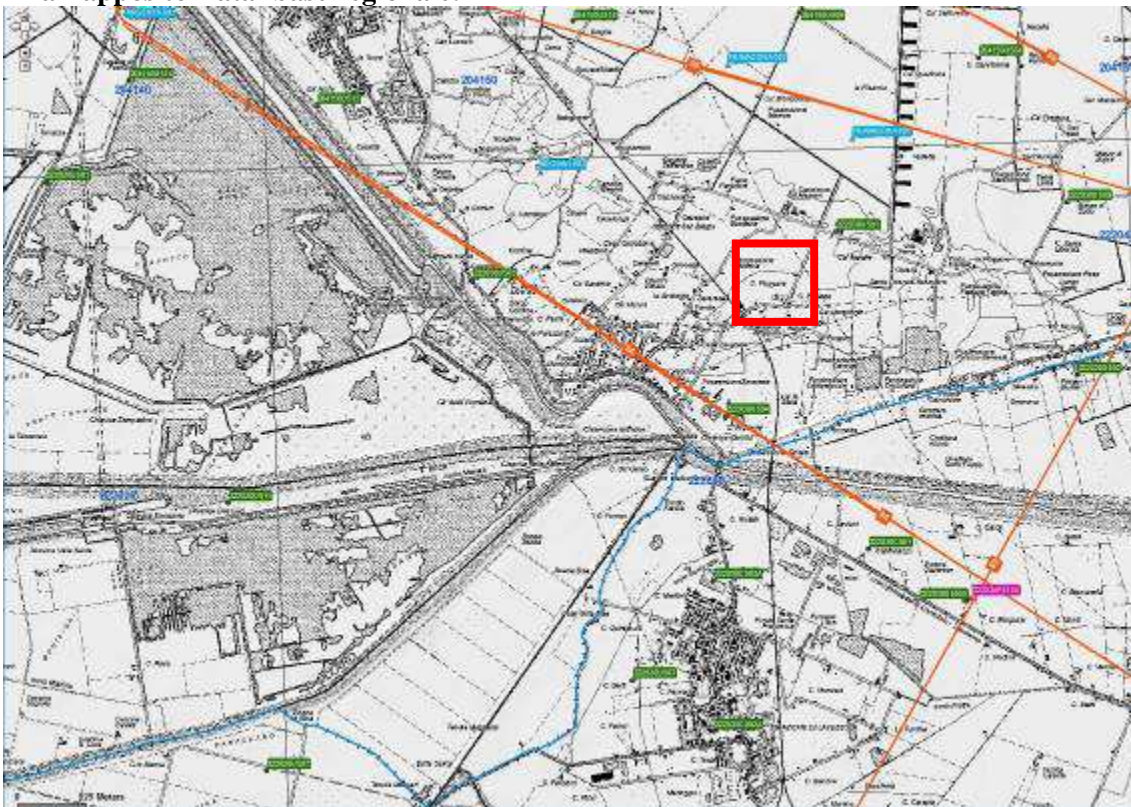


Fig. 3/1: Ubicazione della sezione 54/94 che sarà di seguito riportata e che può essere intesa significativamente rappresentativa dell'assetto locale (essendo anche molto prossima all'area in esame. Scala libera, stralcio di cartografia alla scala 1: 30 000.

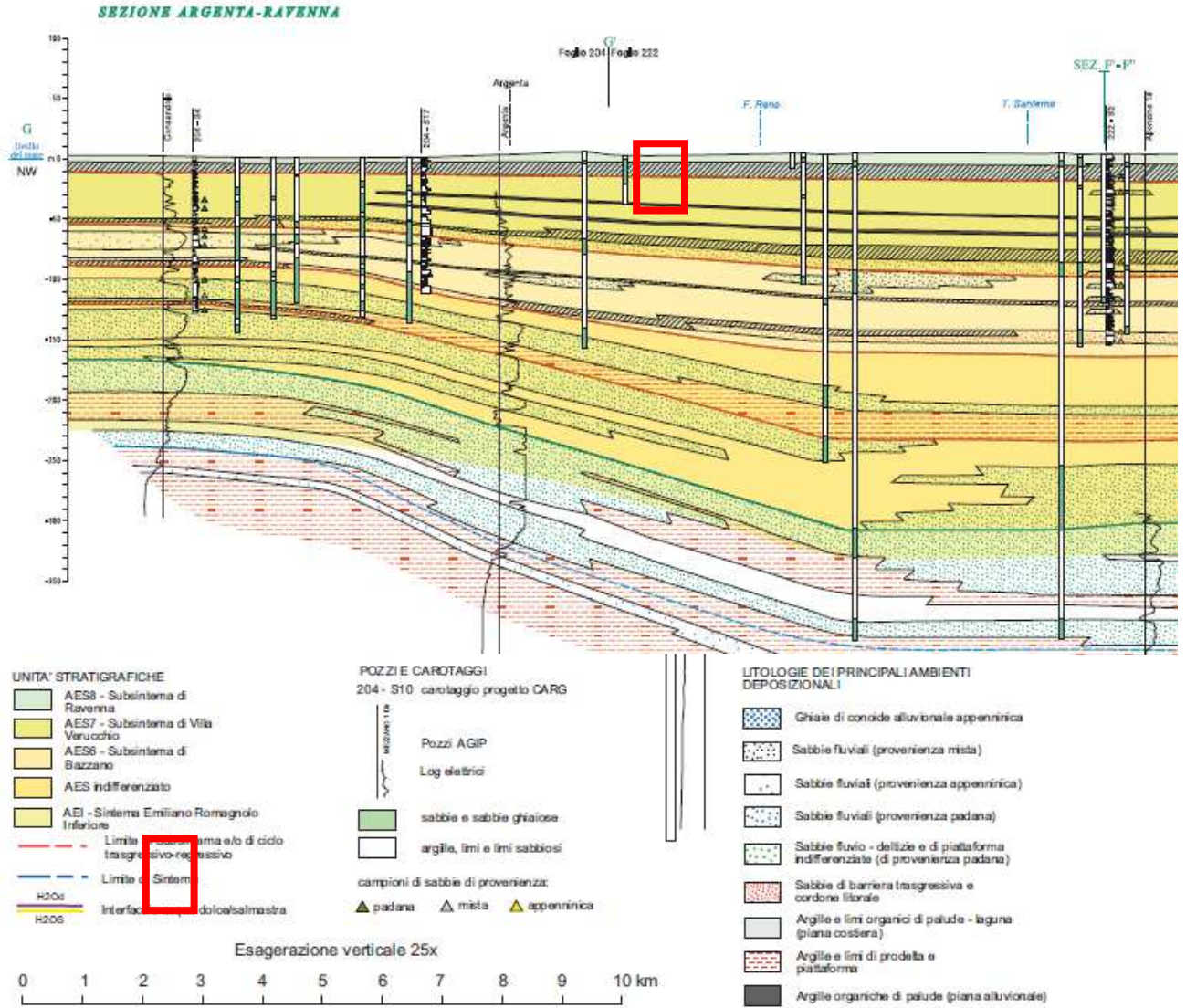


Fig. 3/2: Stralcio a Scala Libera della Sezione 54/94 e Legenda.

- Sezione dal P.S.C. del Comune di Argenta:

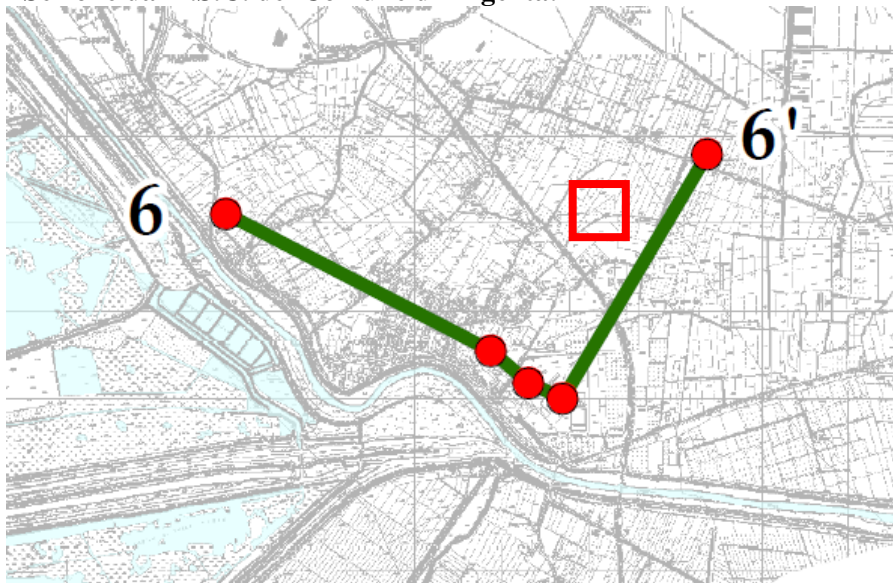
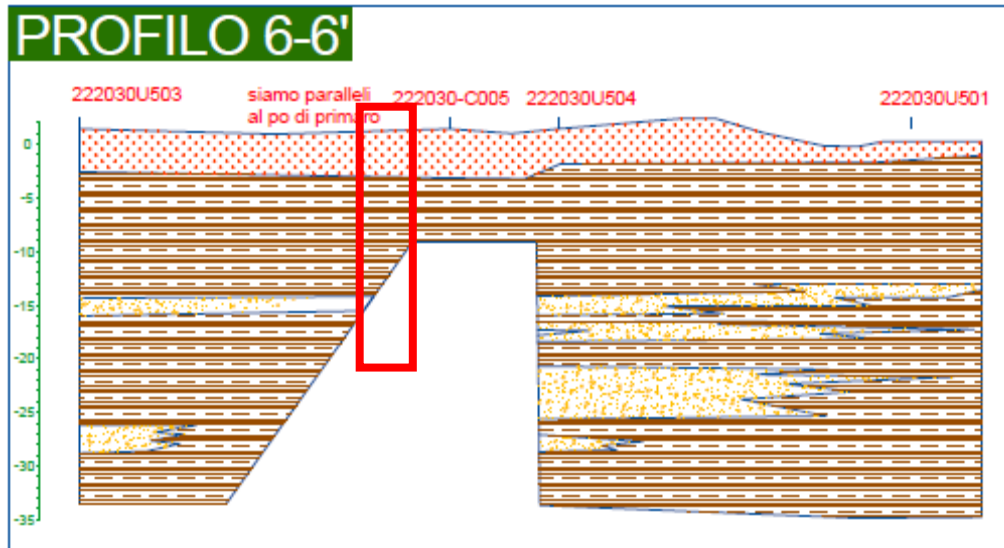


Fig. 3/3: Ubicazione della sezione 6- 6' del PSC che sarà di seguito riportata e che è significativamente rappresentativa dell'assetto locale in quanto molto prossimo all'area in esame. Scala libera, stralcio dell'apposita cartografia di PSC.



COESIVI		GRANULARI	
$R_p < 2,5 \text{ kg/cm}^2$	inconsistente	$R_p < 20,0 \text{ kg/cm}^2$	sciolto
$2,5 \text{ kg/cm}^2 < R_p < 5,0 \text{ kg/cm}^2$	poco consistente	$20,0 \text{ kg/cm}^2 < R_p < 40,0 \text{ kg/cm}^2$	poco addensato
$5,0 \text{ kg/cm}^2 < R_p < 10,0 \text{ kg/cm}^2$	moderatamente consistente	$40,0 \text{ kg/cm}^2 < R_p < 120,0 \text{ kg/cm}^2$	moderatamente addensato
$10,0 \text{ kg/cm}^2 < R_p < 20,0 \text{ kg/cm}^2$	consistente	$120,0 \text{ kg/cm}^2 < R_p < 200,0 \text{ kg/cm}^2$	addensato
$20,0 \text{ kg/cm}^2 < R_p < 40,0 \text{ kg/cm}^2$	molto consistente	$R_p > 200,0 \text{ kg/cm}^2$	molto addensato
$R_p > 40,0 \text{ kg/cm}^2$	estremamente consistente		







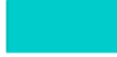
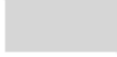
-  A sovraconsolidata?
-  AL o LA prevalentemente inconsistenti
-  AL o LA prevalenti, da inconsistenti a moderatamente consistenti (possibili sedimenti organici)
-  A o AL prevalenti, da consistenti a molto consistenti
-  S, SL o LS prevalenti, da moderatamente addensate ad addensate
-  Deposito di rotta
-  Paleovalveo
-  Rilevato stradale o dossi fiumi

Fig. 3/4: Sezione 6- 6' del PSC di Argenta e Legenda. Scala Libera.

- Sezioni locali redatte dallo scrivente relative ai pressi dell'area in esame:

Ubicazione dei punti di indagine e tracce delle due sezioni di seguito riportate sono indicate alla Fig. 2/15 alla quale si rimanda e sono da ritenersi valide quali inquadramento stratigrafico dell'abitato di San Biagio e delle aree presenti a Sud di quella in esame.



Fig. 3/5 e 3/6: Sezioni Nord- Sud ed Est- Ovest degli intorno dell'area in esame. Scala Libera, scala orizzontale diversa da quella verticale. Onde addivenire ad una resa grafica accettabile non si sono rispettate le proporzioni fra le distanze.

- Sezione locale redatta dallo scrivente relativa all'area in esame:

la sezione che verrà riportata illustra, per raffronto anche l'assetto stratigrafico dell'area contermina, Ragioni Donigaglia (come già illustrato nelle Figg. del Capitolo 1 alle quali si rimanda); l'allargamento è funzionale ad una caratterizzazione stratigrafica locale sì, ma sufficientemente allargata.

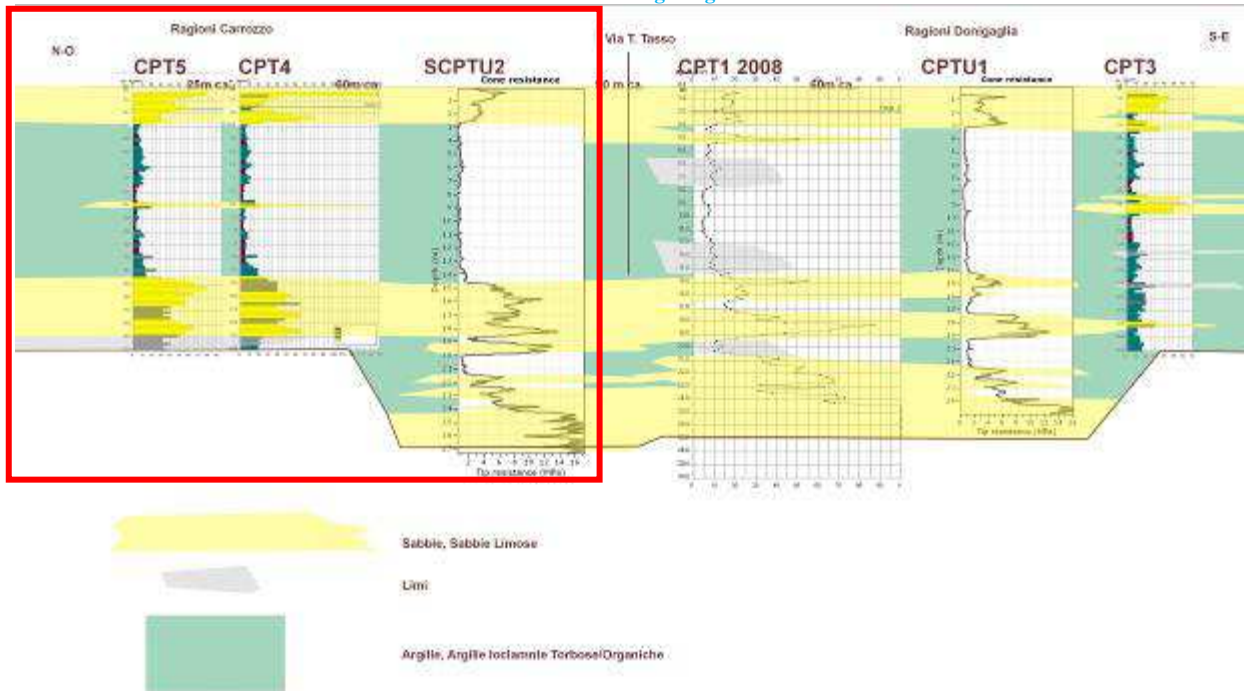


Fig. 3/7: Sezioni dell'area in esame. Scala Libera, scala orizzontale diversa da quella verticale. Onde addivenire ad una resa grafica accettabile non si sono rispettate le proporzioni fra le distanze. La traccia della sezione è riportata alla Fig. 2/3.

Dall'analisi delle numerose indagini e Sezioni testè riportate, sia di bibliografia (con riferimento ad aree prossime a quella in esame), sia relative all'area in esame si può riscontrare una sostanziale coerenza stratigrafica che caratterizza l'area in esame coerentemente inserita nel contesto deposizionale dell'abitato di San Biagio, ove la caratteristica principale è la prevalenza delle deposizioni fini/coesive all'interno delle quali, in superficie e per spessori di un paio di metri ovvero a profondità maggiori, si riscontrano deposizioni granulari disposte in corpi lenticolari/festonati –“sospesi/annegati”. Tali deposizioni granulari sono ascrivibili ai modesti corpi divagativi già evidenziati in relazione o ad episodi di rotta fluviale. Le deposizioni granulari di notevole spessore sono presenti verso l'attuale corso della SS16 e sono riconducibili al paleo corso del Po di Primaro, per l'area in esame ed i suoi pressi tali deposizioni si riscontrano a profondità maggiori di 14 metri circa dal p.c. La “matrice” coesiva è il retaggio degli ambienti deposizionali di valle/palude a bassa energia sui quali scorrevano/divagavano i paleo fiumi.

4 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE DI MASSIMA RELATIVE ALLA STRATIGRAFIA DELL'AREA DI PUA.

La presente relazione non tratta direttamente le prestazioni geotecniche di interazione fra le strutture che si realizzeranno all'interno del PUA VAR 1, in quanto (anche perché...) allo stato attuale lo scrivente non è al corrente dei necessari dettagli progettuali (tipologie fondali, carichi trasmessi ai terreni di fondazione ecc.); per corrispondere ai dettami del DM/NTC, ogni singolo intervento edificatorio e/o di trasformazione – come previsto dal PUA- dovrà essere appositamente indagato dalle necessarie immagini puntuali, siano esse di natura indiretta e diretta ecc.; tali raccomandazioni troveranno ulteriore conferma nel prosieguo della

presente relazione, sia relativamente agli aspetti geotecnici, che di caratterizzazione sismica e co- sismica e altresì circa le particolari raccomandazioni della Scheda di PUA (di cui si dirà più oltre). È ovvio comunque che le indagini eseguite nella presente fase, in accordo con le Committenze saranno utilizzate anche nelle fasi successive (progettuali) alle quali appunto si rimanda per le considerazioni geotecniche puntuali. La Scheda PUA richiedeva una adeguata caratterizzazione geotecnica spaziale dei terreni, cosa che si ritiene di aver eseguito in maniera corretta: numero, tipologia e profondità delle indagini sono senz'altro consone alle attuali necessità di caratterizzazione dell'area di PUA ed anche alle successive necessità progettuali. Le peculiarità geotecniche dell'area in esame, sono condizionate dalla sostanziale prevalenza di terreni di natura coesiva, da Argillosa a Argillo- Limosa che presentano compressibilità/cedevolezza non trascurabile e che potranno originare cedimenti che dovranno essere attentamente considerati. Nel complesso, relativamente alle fasi di progettazione dei singoli interventi edilizi, occorrerà considerare correttamente le caratteristiche geotecniche locali che possono essere sinteticamente descritte riportando le seguenti peculiarità:

- i terreni di fondazione presentano compressibilità/cedevolezza elevata, le performances di interazione con le strutture da realizzarsi dovranno quindi 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 alla natura prevalentemente coesiva dei litotipi localmente presenti costituiscono ulteriore aggravio locale, infatti tali terreni non consentono una rapida dissipazione dei sovraccarichi derivanti dall'edificazione delle strutture.
- 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 (di questo argomento si dirà più oltre in relazione). Il fatto che ciò avvenga su terreni sostanzialmente classificabili come coesivi può costituire un locale elemento di aggravio che dovrà essere tenuto in debita considerazione.
- Sono presenti anche argille organiche/torbose che ulteriormente aggravano tutti gli aspetti negativi connessi alla presenza di terreni argillosi. Il comportamento delle torbe può infatti essere anche fortemente anisotropo, sia all'assunzione dei carichi che alle variazioni di umidità contenuta.
- La presenza di terreni granulari disposti in corpi lenticolari- festonati, determina la necessità di 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 tratterà di questo

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

argomento. La realizzazione di ogni singolo intervento dovrà prevedere con massima attenzione il massimo approfondimento possibile circa il fenomeno in questione.

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. Tali verifiche andranno eseguite all'atto della progettazione di ogni singolo intervento edificatorio, come specificato dal D.M./N.T.C.

I documenti di Pianificazione (PSC/MS) riportano le seguenti indicazioni cartografiche di caratterizzazione dell'area in esame:

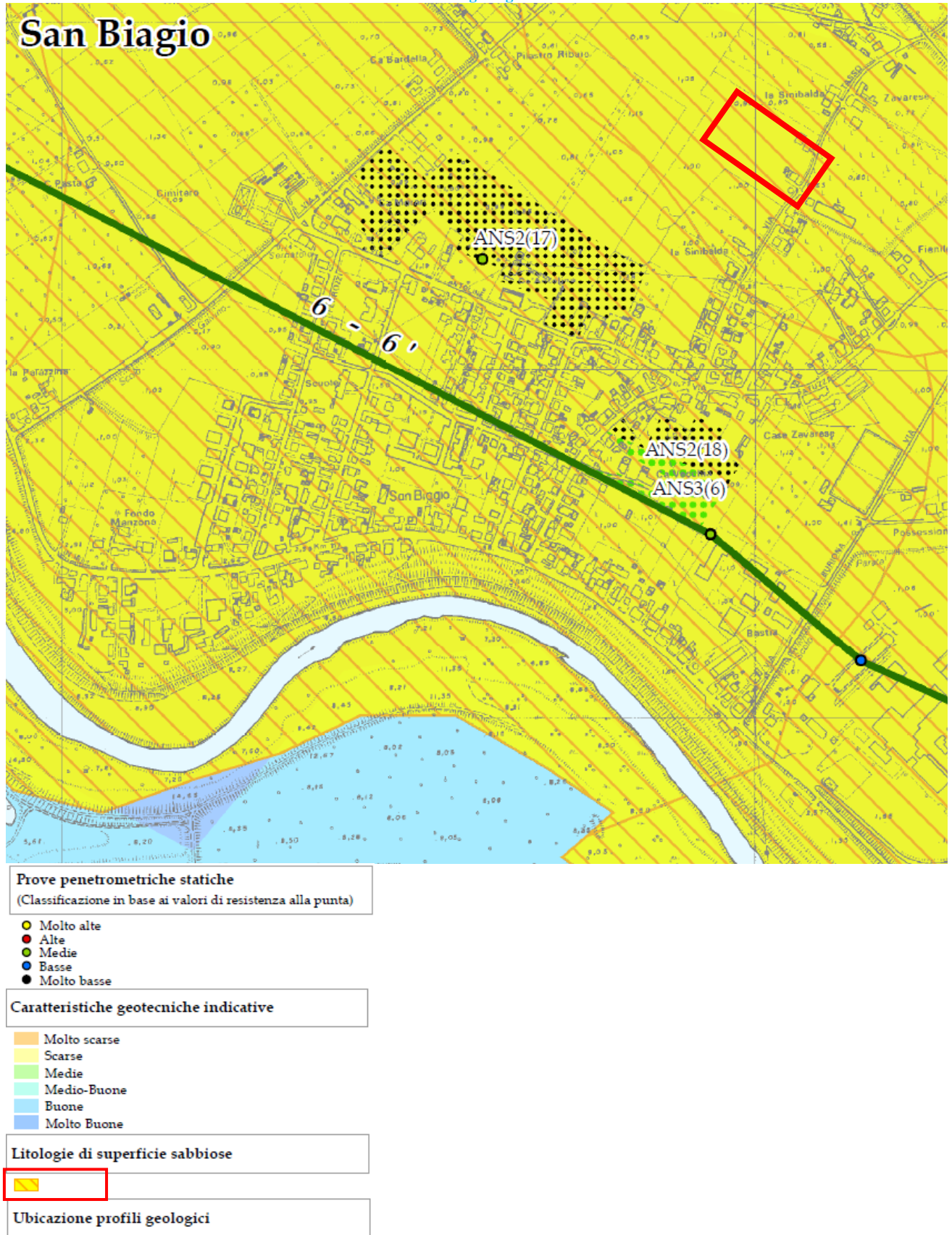


Fig. 4/1: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Carta delle Qualità Geotecniche delle Frazioni del P.S.C. di Argenta.

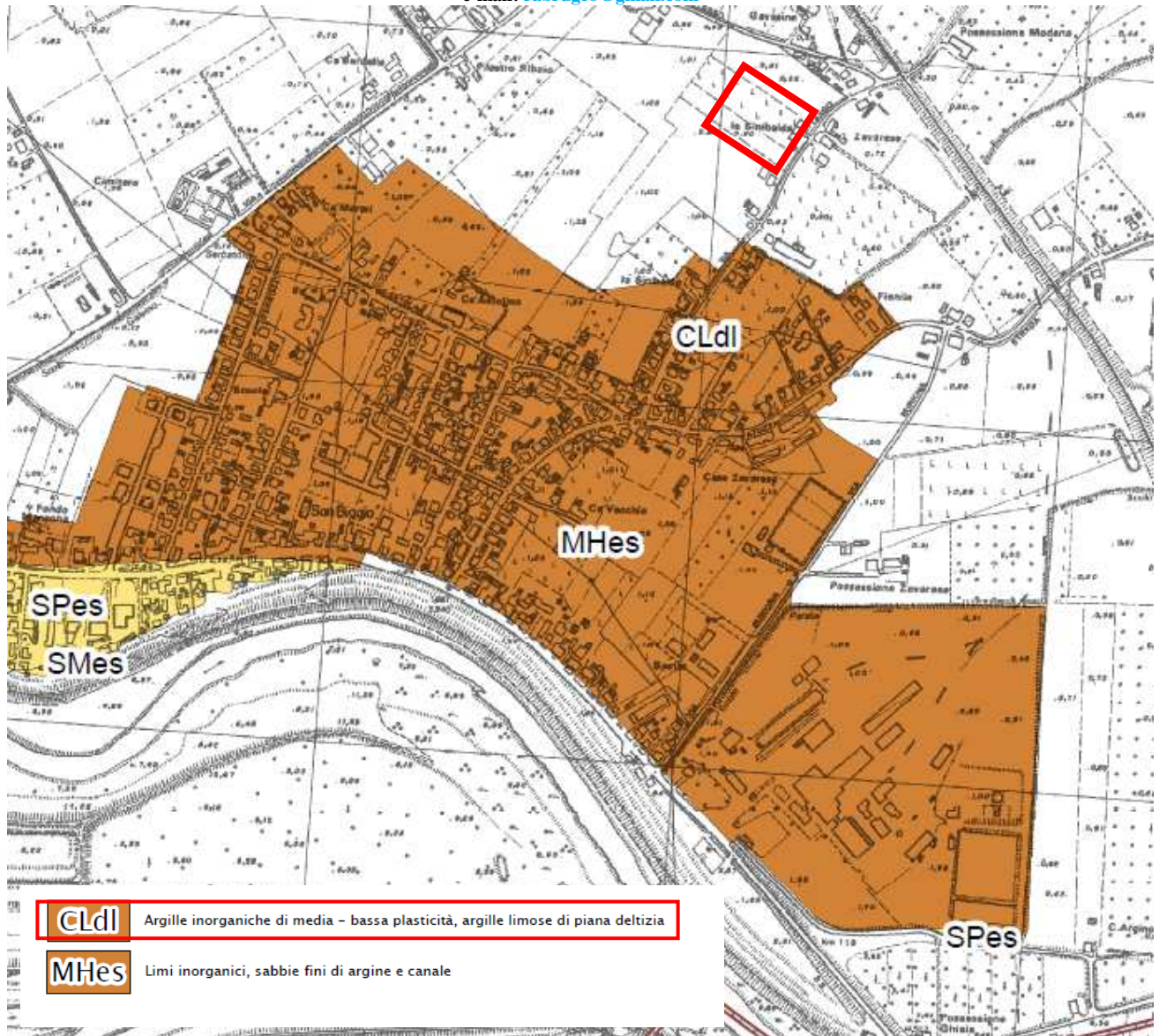


Fig. 4/2: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Carta Geologico- Tecnica (!!) dello Studio di MSIIL del Comune di Argenta.

La cartografia di PSC individua, correttamente la presenza di litologie di superficie genericamente definite come Sabbiose, ciò è corretto/congruente con quanto sin'ora riportato. La cartografia di MSIIL non fa più menzione di tali deposizioni e ascrive l'area ad Argille Inorganiche e/o Argille Limose. A parte il significato del titolo della carta: Carta Geologico- Tecnica che non si capisce bene a cosa si voglia riferire, a parte che gli elementi della Pianificazione che fra loro sono (o meglio, dovrebbero essere) gerarchicamente discendenti, sarebbe opportuno che fossero congruenti, a parte che essendo i fini e le scale della pianificazione del tutto diversi da quelli dell'edificazione, lo scrivente ritiene che l'utilità delle riportate cartografie sia quantomeno aleatorio.

Considerando tutto quanto riportato si può certamente concludere che nel complesso le peculiarità geotecniche locali, qualora opportunamente considerate ed affrontate dal punto di vista progettuale, non costituiscono elementi ostativi alla realizzazione dei singoli interventi previsti dal PUA. Ciò in considerazione di quanto previsto e nello spirito del DM/NTC (come già in precedenza indicato). A tal proposito, nella

sostanza occorrerà porre la dovuta attenzione alle performances di interazione fra terreni di fondazione e strutture da realizzarsi ed altresì si necessiterà di porre particolare attenzione alla tematica dei connessi cedimenti assoluti e differenziali.

All'atto dell'esecuzione ed in corrispondenza della CPTU 1 eseguita sull'area contermine a quella in esame (Ragioni Donigaglia) si sono raccolti due campioni di terreno indisturbati (tramite Campionatore a pareti sottili) alle seguenti profondità:

- C1: fra 2,00 e 2,50 m dal p.c.: Sabbia- Limosa;
- C2: fra 5,00 e 5,50 m dal p.c.: Limo- Argilloso (con Sabbia).

Pur essendo stati raccolti sulle Ragioni Donigaglia, data la congruenza stratigrafica già ampiamente riportata in relazione, le risultanze potranno essere estese anche all'area in esame, senza tema di smentita.

Su tali campioni si sono eseguite le seguenti analisi di Laboratorio Geotecnico (eseguite presso apposita struttura debitamente dotata delle necessarie Autorizzazioni Ministeriali per le Prove sulle Terre):

Classificazione Granulometrica; Contenuto di H₂O e Peso dell'Unità di Volume; Peso Specifico; Limiti di Atterberg. Le risultanze vengono riportate di seguito:

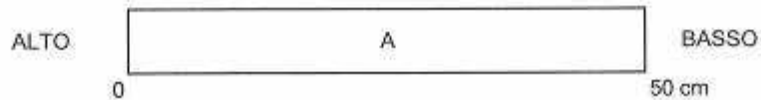
 <p>LABORATORIO PROVE ESTERIORI <small>Art. 186, 187 del D.Lgs. 30-04-2008 n° 30/01</small> <small>Atene - Parigi - Mosca - Astori</small></p>	<p>LABORATORIO GEOTECNICO Dr. Geol. Antonio Mucchi Via Alberto Ascani, 8 - Guaido di Voghiera (FE) - Tel 0532/815681 www.mucchilab.it - email mucchilab@lin.it</p>	<p>Azienda con sistema di gestione per la qualità certificato da KEMA =UNI EN ISO 9001=</p>
	<p>Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad eseguire e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/01</p>	

SCHEDA APERTURA CAMPIONE (Norma ASTM D2488 - AGI 1977)

COMMITTENTE: Dr. Geol. R. Brunaldi
 CANTIERE: San Biagio (FE)
 DATA APERTURA: 17/07/2020

SONDAGGIO	*	CAMPIONE	C1	PROF.	2.00 - 2.50 m
-----------	---	----------	----	-------	---------------

Tipo di contenitore: fustella sacchetto cassetta



(*) I simboli adottati per le prove sono descritti nella legenda a fondo pagina		PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE									
Livello	Descr. litologica	P.P	V.T	Y	W	G	LA	Ed	PT	C	TrCD
A	sabbia medio fine grigia	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
B											

Qualità del campione: Scadente Discreta Buona Eccellente

LEGENDA PROVE

Pocket penetrometrico P.P. (kPa)	Granulometria G	Compressione E.L.L.C
Vane festi V.T (kPa)	Limiti di Atterberg LA	Triassiale T.R
Peso di volume Y	Prova edometrica Ed	Permeabilità k
Contenuto d'acqua W	Prova di taglio PT	Peso specifico G.S

Pagina	Sperimentatore	Dr. Geol. Mucchi Antonio	Rapporto di prova
1 di 1	Dr. Malaguti D.		Data emissione : 27/07/2020



 <p>LABORATORIO PROVE INTEGRATE <small>Aut. Min. ai sensi dell'art. 19 del D.P.R. n° 320/01</small> <small>Tel. e fax: 0532852858</small></p>	<p>LABORATORIO GEOTECNICO Dr. Geol. Antonio Mucchi <small>Via Alberto Ascari, 8 - Guaido di Voghiera (FE) - Tel 0532/819681 <small>www.mucchiab.it - email mucchiab@tin.it</small></small> <i>Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad eseguire e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 53 del D.P.R. n° 380/01.</i></p>	<p>Azienda con sistema di gestione per la qualità certificato da RINA =UNI EN ISO 9001=</p>
---	--	---

Committente : Dr. Geol. R. Brunaldi
 Cantiere : San Biagio (FE)

Campione : C1 mt. 2.00-2.50

Data prova : 24/07/2020

CONTENUTO D'ACQUA (ASTM D 2216)

Massa terreno umido + tara (g)	326.12
Massa terreno secco + Tara (g)	262.81
Massa tara (g)	10.00
Contenuto d'acqua - W (%)	25.0

PESO UNITA' DI VOLUME (ASTM D 2937)

Volume (cm ³)	86.83
Massa terreno umido + Tara (g)	236.52
Massa tara (g)	73.36
Peso unità di volume (γ)	(g/cm ³) 1.879
	(kN/m ³) 18.428
Peso secco unità di volume (γ _d)	(g/cm ³) 1.503
	(kN/m ³) 14.737

Pagina	Sperimentatore	Il Direttore	Rapporto di prova
1 di 1	Dr. Malaguti D.	Dr. Geol. Mucchi Antonio	Data emissione : 27/07/2020



 <p>LABORATORIO PROVE INTERIORI Art. Vm. di cui dell'art. 29 del D.P.R. n° 380/01 Serie - Secl. - Succ. - MACI</p>	<p>LABORATORIO GEOTECNICO Dr. Geol. Antonio Mucchi Via Alberto Ascani, 8 - Gualdo di Voghiera (FE) - Tel 0532815681 www.mucchilab.it - email mucchilab@gn.it</p> <p>Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad eseguire e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/01</p>	<p>Azienda con sistema di gestione per la qualità certificato da RINA UNI EN ISO 9001</p>
--	--	--

**DETERMINAZIONE DELLA DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA
 ANALISI GRANULOMETRICA per SETACCIATURA
 norma UNI EN 933 -1-2**

Committente : Dr. Geol. Raffaele Brugnatti
 Cantiere : San Biagio (FE)

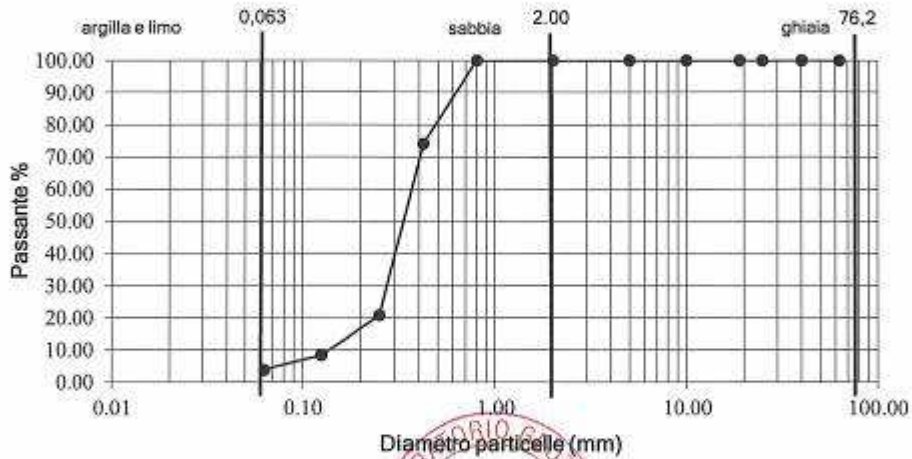
Campione : C1 mt. 2.00-2.50

Data prova : 24/07/2020

Diametro (mm)	Passante (%)
63	100.00
40	100.00
25	100.00
19	100.00
10	100.00
5	100.00
2	100.00
0.800	99.93
0.420	74.11
0.250	20.67
0.1250	8.20
0.0630	3.77

Classificazione secondo norma AGI	
Ghiaia (> 2.0 mm)	*
Sabbia (2.0 - 0.063 mm)	96%
Limo (0.063 - 0.002 mm)	4%
Argilla (< 0.002 mm)	*

Umidità naturale W%	25.04
---------------------	-------



Pagina	Sperimentatore	Il Direttore	Rapporto di prova
1 di 1	Dr. Malaguti D.	Dr. Geol. Mucchi Antonio	Data emissione : 27/07/2020



 <p>LABORATORIO PROVE BITUMI S.p.A. s.r.l. di viale dell'Industria, n° 100/101 44011 Argenta (FE)</p>	<p>LABORATORIO GEOTECNICO Dr. Geol. Antonio Mucchi Via Alberto Ascari, 8 - Guadolo di Voghera (FE) - Tel 05321815631 - www.mucchiab.it - email mucchiab@sn.it Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad eseguire e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 388/01</p>	<p>Azienda con sistema di gestione per la qualità certificato da RINA "UNI EN ISO 9001"</p>
--	---	---

Committente : Dr. Geol. R. Brunaldi
 Campione : C1 mt. 2,00-2,50
 Località : San Biagio (FE)

FUSI LIQUEFACIBILI A.G.I. 2005

Campione n°	Dimensione granuli (mm)					0,063	0,125	0,25	0,425	0,8
	% Passante					3,77	8,2	20,67	74,11	99,93

$$U_c = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad D_{60} = 0,38 \quad D_{10} = 0,14 \quad U_c = 2,7143$$

Indice di plasticità eseguito su pass. 0,075 mm : non plastico

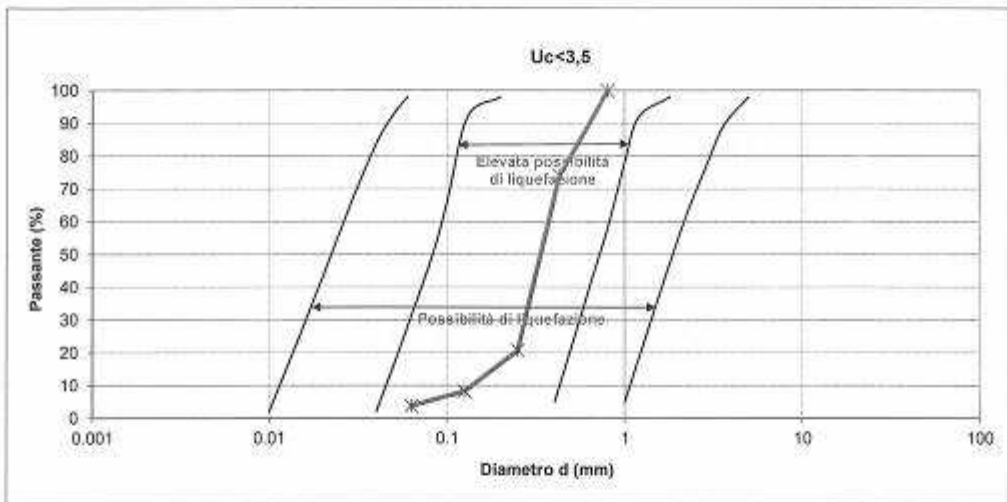


Fig. 4/3: Analisi di Laboratorio sul Campione S1 C1.

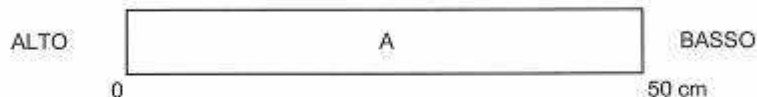
 <p>LABORATORIO PROVE INTEGRATE <small>Aut. Min. di via del 05 del D.P.R. n° 340/01</small> <small>labor. - prov. - Argenta - Azim</small></p>	<p>LABORATORIO GEOTECNICO Dr. Geol. Antonio Mucchi Via Alberto Ascani, 8 - Guaido di Voghera (FE) - Tel 0532/815681 www.mucchiab.it - email mucchiab@tin.it</p>	<p>Azienda con sistema di gestione per la qualità certificato da KNAF =UNI EN ISO 9001=</p>
	<p>Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad eseguire e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/01</p>	

SCHEDA APERTURA CAMPIONE (Norma ASTM D2488 - AGI 1977)

COMMITTENTE: Dr. Geol. R. Brunaldi
CANTIERE: San Blagio (FE)
DATA APERTURA: 17/07/2020

SONDAGGIO	*	CAMPIONE	C2	PROF.	5.00 - 5.50 m
------------------	---	-----------------	----	--------------	---------------

Tipo di contenitore: fustella sacchetto cassetta



(*) I simboli adottati per le prove sono descritti nella legenda a fondo pagina.		PROVE DI LABORATORIO ESEGUITE									
Livello	Descr. litologica	P.P	V.T	Y	W	G	LA	Ed	PT	C	TrCD
A	argilla grigia organica	100	20	*	*	*	*	*	*	*	*
B											

Qualità del campione: Scadente Discreta Buona Eccellente

LEGENDA PROVE

Pocket penetrometrico P.P. (kPa)	Granulometria G	Compressione E.L.L.C
Vane test V.T (kPa)	Limiti di Atterberg LA	Triassiale T.R
Peso di volume Y	Prova edometrica Ed	Permeabilità k
Contenuto d'acqua W	Prova di taglio PT	Peso specifico G.S

Pagina	Sperimentatore	Direttore	Rapporto di prova
1 di 1	Dr. Malaguti D.	Dr. Geol. Mucchi Antonio	Data emissione : 27/07/2020



 <p>LABORATORIO PROVE INTERERE <small>Aut. Min. di Imp. Econ. del 05/04/17 383/17</small> <small>Dir. Gen. A0003/0001</small></p>	<p>LABORATORIO GEOTECNICO Dr. Geol. Antonio Mucchi <small>Via Alberto Ascani, 8 - Gualdo di Voghiera (FE) - Tel 0532/815681 www.mucchiab.it - email mucchilab@tin.it</small> Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad eseguire o certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/01</p>	<p>Azienda con sistema di gestione per la qualità certificato da KNWA - UNI EN ISO 9001-</p>
---	---	---

Committente : Dr. Geol. R. Brunaldi
 Cantiere : San Biagio (FE)
 Campione : C2 mt. 5.00-5.50
 Data prova : 24/07/2020

CONTENUTO D'ACQUA (ASTM D 2216)

Massa terreno umido + tara (g)	211.4
Massa terreno secco + Tara (g)	140.46
Massa tara (g)	10.00
Contenuto d'acqua - W (%)	54.4

PESO UNITA' DI VOLUME (ASTM D 2937)

Volume (cm ³)	86.83
Massa terreno umido + Tara (g)	210.67
Massa tara (g)	73.74
Peso unità di volume (γ)	(g/cm ³) 1.577
	(kN/m ³) 15.465
Peso secco unità di volume (γ _d)	(g/cm ³) 1.022
	(kN/m ³) 10.018

Pagina	Sperimentatore	Il Direttore	Rapporto di prova
1 di 1	Dr. Malaguti D.	Dr. Geol. Mucchi Antonio	Data emissione : 27/07/2020



	LABORATORIO GEOTECNICO Dr. Geol. Antonio Mucchi Via Alberto Ascani, 8 - Gualdo di Voghera (FE) - Tel 0532815661 www.mucchilab.it	Aziende con sistema di gestione per la qualità certificato da RINA =UNI EN ISO 9001=
	Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad eseguire e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/01	

ANALISI GRANULOMETRICA PER SEDIMENTAZIONE
 norma ASTM D 422 - AGI 1994

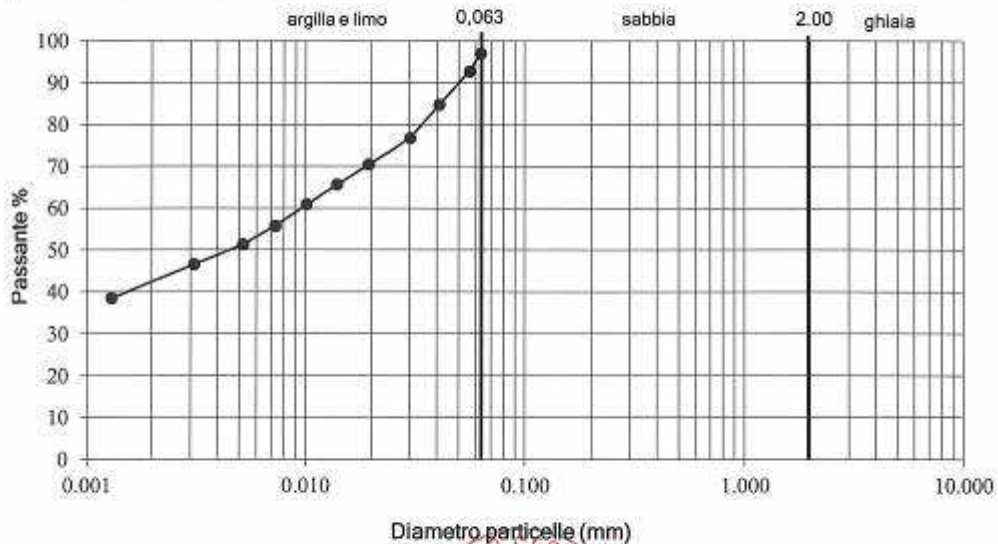
Committente : Dr. Geol. R. Brunaldi
 Cantiere : San Biagio (FE)
 Campione : C2 mt. 5.00-5.50
 Data prova : 18/07/2020

Diametro (mm)	Passante (%)
0.063	97.00
0.0559	92.74
0.0410	84.77
0.0300	76.80
0.0195	70.43
0.0140	65.65
0.0101	60.87
0.0073	55.77
0.0052	51.31
0.0031	46.53
0.0013	38.58

Classificazione secondo norma AGI	
Sabbia (2 - 0.063mm) :	3%
Limo (0.063 - 0.002 mm) :	54%
Argilla (< 0.002mm) :	43%

Trattenuto allo 0.063 mm :	3%
----------------------------	----

Umidità naturale W%	54.38
---------------------	-------



Pagina	Sperimentatore	Il Direttore	Rapporto di prova
1 di 1	Dr. Malaguti D.	Dr. Geol. Mucchi Antonio	Data emissione : 27/07/2020



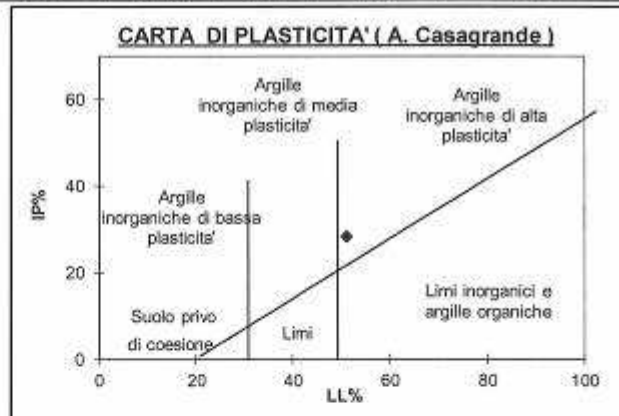
 <p>LABORATORIO PROVE RASTER-85 <small>Aut. Min. ex art. 59 del D.P.R. n° 386/01</small> <small>Testi: 8501 - 85002 - 85003</small></p>	<p>LABORATORIO GEOTECNICO Dr. Geol. Antonio Mucchi Via Alberto Ascari, 8 - Guaido di Voghiera (FE) - Tel 0532/815881 www.mucchilab.it - email mucchilab@on.it</p> <p><i>Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad eseguire e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 386/01</i></p>	<p>Azienda con sistema di gestione per la qualità certificato da IRISA UNI EN ISO 9001</p>
---	--	---

LIMITI DI ATTERBERG (Norma ASTM D4318)

Committente : Dr. Geol. R. Brunaldi
 Cantiere : San Biagio (FE)
 Campione : C2 mt. 5.00-5.50
 Data prova : 24/07/2020

N° CONTENITORE	Limite liquido			Lim. plastico media 2 det.	Umidita' Naturale
	1	2	3		
N° COLPI	37	24	11		4
Massa terreno umido + tara (g)	48.36	49.12	49.41	15.38	211.40
Massa terreno secco + tara (g)	37.21	37.03	36.55	14.35	140.46
Massa acqua contenuta (g)	11.15	12.09	12.86	1.03	70.94
Massa tara (g)	13.51	13.48	13.63	9.82	10.00
Massa terreno secco (g)	23.70	23.55	22.9	4.53	130.46
Contenuto d'acqua %	47.0	51.3	56.1	22.7	54.4

Limite liquido %	51
Limite Plastico %	23
Umidita' naturale %	54.4
Indice Plastico %	28
Indice di consistenza	-0.11



Pagina	Sperimentatore	Il Direttore	Rapporto di prova
1 di 1	Dr. Malaguti D.	Dr. Geol. Mucchi Antonio	Data emissione : 24/07/2020



Fig. 4/4: Analisi di Laboratorio sul Campione S1 C2.

Si può concludere che il Campione S1 C1 che può essere ritenuto correttamente rappresentativo delle Sabbie superficiali denoti una elevata possibilità di Liquefazione (l'argomento verrà trattato più oltre in relazione) mentre il Campione S1 C2 che rappresenta le Argille presenti da profondità maggiori di 4 metri dal p.c. è classificabile come Argilla Inorganica ed Elevata Plasticità. Le risultanze delle Analisi di Laboratorio potranno essere correttamente utilizzate in fase di progettazione delle strutture da realizzarsi, ovvero nel momento in cui saranno note le ipotesi realizzative (tipologie fondali, carichi e pressioni trasmesse ai terreni ecc.).

Per tornare alle risultanze delle prove CPT, si può riscontrare come l'orizzonte fondale argilloso (come appunto S1 C2) presenti valori di Cu compresi fra 0,20 e 0,70 Kg/cm² (con indicazioni di massima del valore medio di circa 0,40 Kg/cm². Sono presenti anche componenti Organiche/Torbose. Come già riportato in relazione trattasi di terreni fortemente compressibili/cedevoli la cui presenza dovrà essere tenuta in massima considerazione all'atto della progettazione delle strutture da realizzarsi.

5 ASSETTO IDROLOGICO ED IDROGEOLOGICO LOCALE

5.1 Assetto locale della Falda freatica (prima frangia capillare sospesa a controllo meteorico):

All'atto dell'esecuzione delle indagini (14 e 15 luglio anno corrente), negli stessi fori di indagine si rilevata la profondità della falda freatica o meglio della prima frangia capillare sospesa, a diretta ricarica meteorica, le misure sono le seguenti:

- CPTU 1: 1,90 m dal p.c.;
- SCPTU 2: 2,00 m dal p.c.;
- CPT 3: 2,00 m dal p.c.;
- CPT 4: 1,50 m dal p.c.;
- CPT5: 1,60 m dal p.c.

La CPT 1 dell'anno 2009: 782- 08 riportava la profondità assolutamente coerente di 1,90 m dal p.c.). Tali quote, riferite al piano di campagna indicano le seguente situazioni di deflusso sotterraneo:



Fig. 5/1: Isobate della falda superficiale a Scala Libera. Profondità della falda in metri dal p.c. con andamento della profondità della falda freatica (indicazione della direzione di gradiente idraulico il quale è particolarmente ridotto: 10 cm su 25 m circa ovvero assolutamente trascurabile, come normale per i territori di pianura). L'estensione alle aree contermini –Ragioni Donigaglia, è funzionale ad una corretta caratterizzazione tematica.

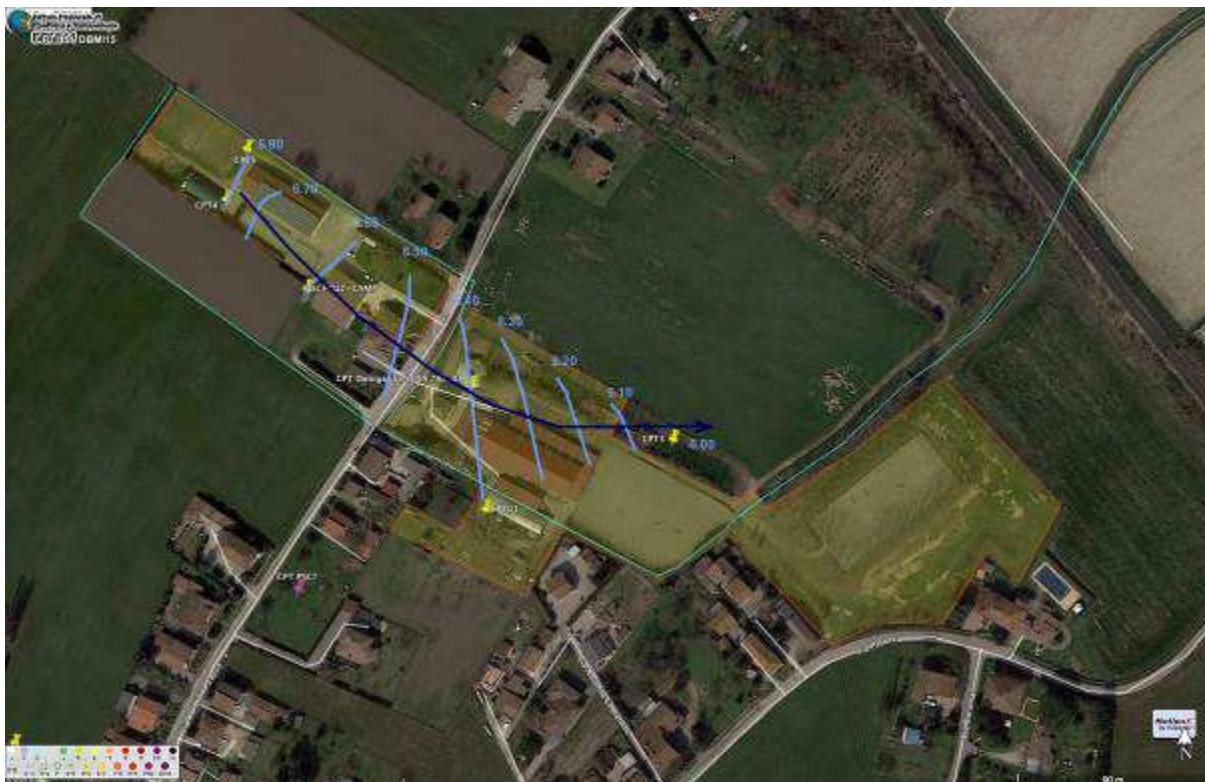
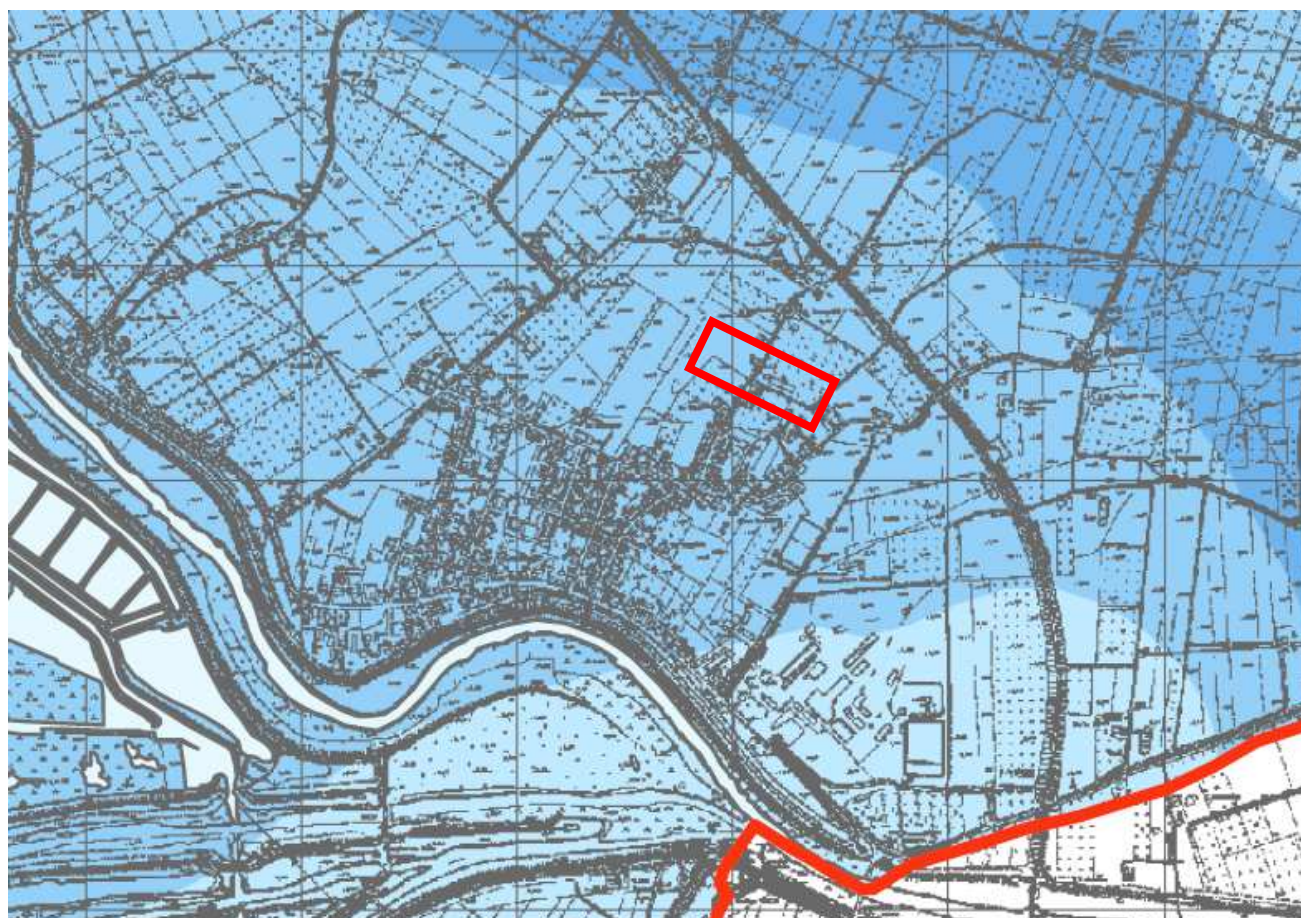


Fig. 5/2: Isofreatiche della falda superficiale a Scala Libera. Profondità della falda in metri rispetto al Livello Medio Marino, con andamento della direzione locale di drenaggio che corrisponde bene al tracciato dello Scolio Pioppara che localmente svolge quindi azione drenante. L'estensione alle aree contermini –Ragioni Donigaglia, è funzionale ad una corretta caratterizzazione tematica.

L'assetto batimetrico locale pur essendo molto semplificato non presenta in sostanza alcun gradiente idraulico rilevante mentre la direzione di deflusso è congruente con l'azione drenante dello Scolo Pioppara. L'assetto della prima falda freatica più superficiale ovvero la frangia capillare, regolata da fenomeni meteorici e atmosferici, è cioè sostanzialmente orizzontale e piano- parallela.

I dati storici reperibili all'apposita tavola del PSC (di seguito riportata) riportano profondità della falda compresa fra 1,50 e 2,00 m circa dal p.c. a segnalare una buona stabilità nel tempo dell'assetto freaticometrico locale.



Isobate della superficie freatica
profondità dal piano di campagna (m)

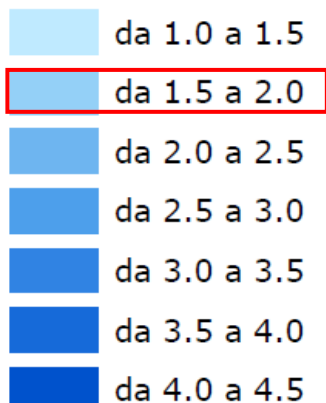


Fig. 5/3: stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. B.2.13: Carta delle Isobate del P.S.C. di Argenta.

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 -1,00 e -3,00 m circa dal p.c. Profondità che ricondurrebbero quindi una fascia di oscillazione consistente di circa due metri. I litotipi localmente rilevabili in tale fascia di oscillazione sono di natura Sabbiosa e/o Sabbioso- Limosa e per loro natura potranno quindi subire variazioni di volume (in connessione appunto alla presenza di acqua in essi contenuta) di entità che può essere ritenuta ridotta. La variazione del livello della falda e/o dell'umidità naturale contenuta potrà comunque 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 (ad esempio adottando strutture fondali debitamente rigide).

5.2 Assetto idraulico locale:

Dal punto di vista della caratterizzazione idraulica locale (dell'area in esame e dei suoi immediati pressi), ci si potrà riferire sia ai dati storici locali (PSC ecc.) che a documenti a scala maggiore che verranno più oltre riportati. Dall'analisi delle apposite cartografie di PSC (di seguito riportate) per l'area in esame si possono riscontrare le seguenti considerazioni:

- l'area in esame non è mai stata soggetta ad episodi di alluvionamento (che interessano invece aree presenti a qualche centinaia di metri a Nord.
- non si riscontrano altre criticità idrauliche locali.

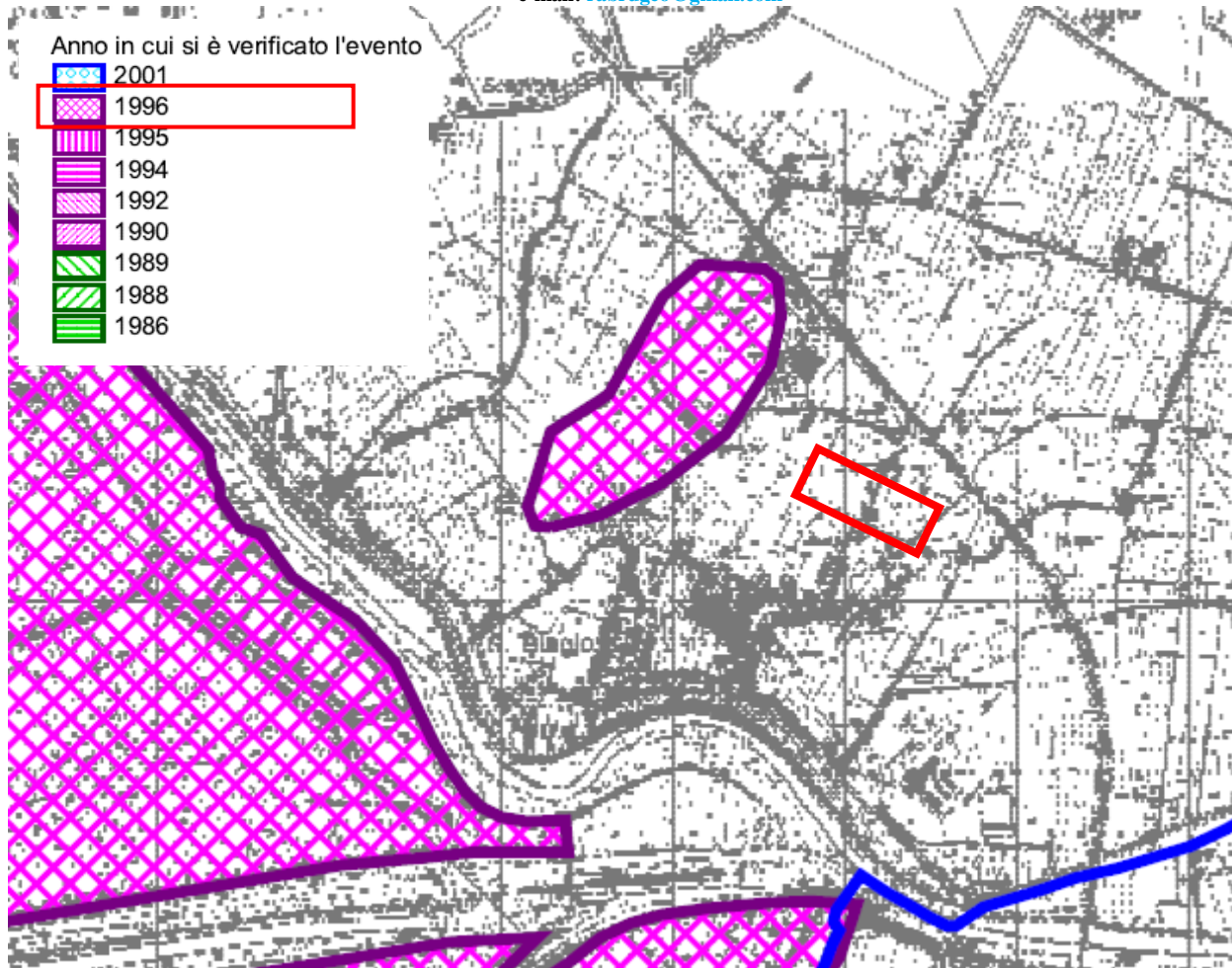


Fig. 5/4: stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. B.2.6: Carta delle Aree Storicamente Allagate del PSC di Argenta.

Come riportato alle Figg. da 1/1 a 1/4 alle quali si rimanda, le ragioni di proprietà Donigaglia sono bordate a Sud dalla Scolo Pioppara che evacua le acque verso Nord- Est, le ragioni Carrozzo sono invece circondate da modestissime scoline agricole che recapitano anch'esse nel Pioppara.

L'evacuazione delle acque meteoriche e delle acque di servizio dell'area in esame dovranno assoggettarsi a quanto previsto dalla Scheda PUA VAR1 come di seguito riportato. La funzionalità del reticolo locale dovrà essere attentamente valutata, se del caso migliorata (tramite apposita progettazione) e concordata con gli Enti gestori delle reti idrauliche locali.

Sicurezza Idrogeologica
L'area non risulta soggetta ad allagamenti, ed appare a quota adeguata per la gestione delle acque meteoriche con sistema a gravità, purchè in sede di realizzazione si ponga particolare attenzione al microlievo locale, considerando la quota di immissione nello scolo Pioppara. Si ritiene inoltre opportuno dotare le aree interne a ridosso delle strutture per il ricovero animali, di fossi di contenimento (con funzione di micro bacini di laminazione). Sono fatte salve diverse e/o ulteriori prescrizioni espresse degli enti terzi, nei pareri da acquisirsi prima del rilascio del Permesso di Costruire.
Smaltimento acque meteoriche, reflui e depurazione
Data la configurazione delle reti esistenti, per le acque nere domestiche ed assimilabili, tutte le attività devono far riferimento al collettore misto presente in via Torquato Tasso, facente parte della rete urbana collegata al depuratore di via Argine Marino in Argenta. Per le acque bianche, il recapito più prossimo è lo Scolo Pioppara, gestito dal Consorzio di Bonifica che scorre al confine sud-est del centro Ippico. Pertanto per l'attuazione del comparto si prescrive: - la realizzazione di reti separate per le acque bianche e nere, aventi i suddetti recapiti. - l'acquisizione del nulla osta del Gestore del servizio idrico e l'acquisizione del nulla osta del Consorzio di Bonifica sulle soluzioni progettuali prima del rilascio del Permesso di Costruire.

Fig. 5/5: stralci della Scheda PUA VAR 1.

La progettazione degli interventi relativi alla Sicurezza Idrogeologica e allo Smaltimento delle Acque Meteoriche, Reflue e di Depurazione non è argomento della presente relazione di caratterizzazione che appunto ha il solo scopo di caratterizzare l'area in esame dal punto di vista di tali tematiche e che servirà di base ad una successiva eventuale fase di progettazione (che come visto dovrà fra l'altro essere condivisa con gli Enti gestori).

Lo Scolo Pioppara si inserisce nella complessa rete promiscua (irrigua e di sgrondo) di bonifica, localmente (e per territori molto vasti) gestita dal Consorzio della Bonifica della Pianura Ferrarese. Lo scolo in questione regola le acque della porzione Nord dell'abitato di san Biagio, evacuandole a seguito di sollevamenti idraulici meccanici. Ovviamente qualsiasi prolungato blocco di funzionalità del complesso sistema (e reticolo) di bonifica rappresenterebbe un insormontabile ostacolo per l'allontanamento delle acque. Di seguito si riportano le indicazioni cartografie discendenti dall'applicazione della Direttiva Alluvioni (DA) e del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA).



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

204NO - PORTOMAGGIORE



Scenari di Pericolosità

- P3 – H (Alluvioni frequenti: tempo di ritorno tra 20 e 50 anni - elevata probabilità)
- P2 – M (Alluvioni poco frequenti: tempo di ritorno tra 100 e 200 anni - media probabilità)
- P1 – L (Scarsa probabilità di alluvioni o scenari di eventi estremi)

Legenda

Aree Protette

- Zone Parco
- SIC - ZPS

Elementi Potenzialmente Esposti

- | | areali | puntuali | lineari |
|--|--------|--|---|
| Zone urbanizzate | | | |
| Attività produttive | | | |
| Strutture strategiche e sedi di attività collettive | | <ul style="list-style-type: none"> scuola ospedale | <ul style="list-style-type: none"> reti per la distribuzione di servizi reti stradali secondarie e spazi accessori reti ferroviarie e stradali primarie e spazi accessori |
| Infrastrutture strategiche | | diga | |
| Insiediamenti produttivi o impianti tecnologici, potenzialmente pericolosi dal punto di vista ambientale | | impianti | |
| Beni ambientali, storici e culturali di rilevante interesse | | | |

Fig. 5/6: 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.



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

204NO - PORTOMAGGIORE



Fig. 5/7: 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 Secondario di Pianura.



 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

204NO - PORTOMAGGIORE



CLASSI DI RISCHIO	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

Fig. 5/8: 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.



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

204NO - PORTOMAGGIORE



CLASSI DI RISCHIO	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. 5/9: 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.

Dai contenuti della Direttiva Alluvioni, per l'area in esame ed i suoi pressi si evince che la Classe di Danno è compresa fra D3 e D4 e il Rischio corrispondente è compreso fra R1: Rischio Moderato o Nullo e R2: Rischio Medio come di seguito descritto:

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 perdita 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/vari/documento_definitivo_indirizzi_operativi_direttiva_alluvioni_gen_13.pdf)

in base ai quali la definizione del concetto di rischio si basa sulla seguente formula:

$$R = P \times E \times V = P \times Dp$$

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 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 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 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 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 ITI021, ITR081, ITI01319 (distretto appennino settentrionale) e reticolo secondario collinare-montano ITN008 (distretto padano)
Matrice B	Aree costiere marine
Matrice C	Reticolo Secondario artificiale di Pianura

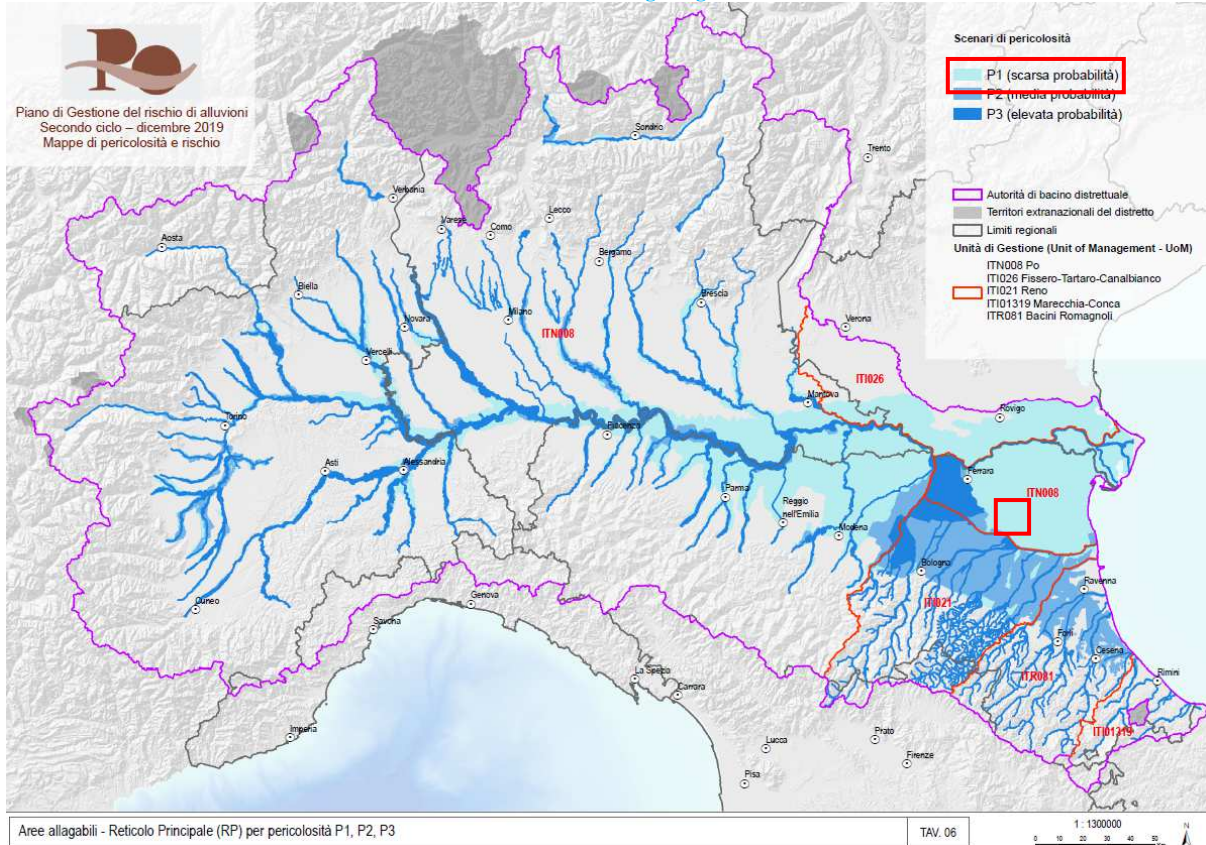
Fig. 5/10: Stralcio della Legenda della Mappa del Rischio Potenziale della Direttiva relativa alla Valutazione e Gestione dei Rischi da Alluvioni; le matrici applicabili sono rispettivamente A e C come già in precedenza descritte.

Tali rischi derivano dagli Scenari idraulici (già illustrati alle Figg 5/7 e 5/8):

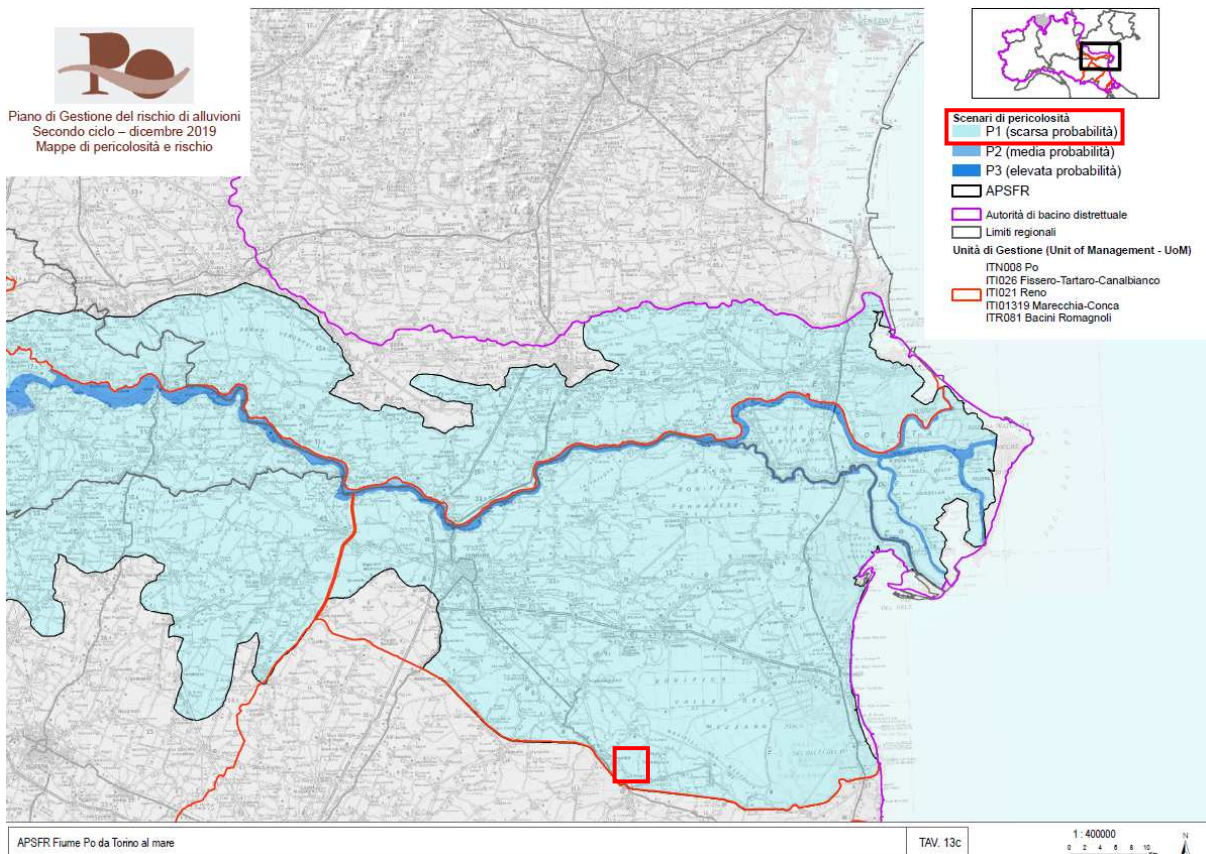
- Alluvioni Rare L: Classe di Pericolosità P1- Bassa; Bassa Probabilità di Accadimento; Tempo di Ritorno compreso fra 200 e 500 Anni, Scarsa Probabilità di Alluvioni o di Eventi Estremi, per il Reticolo Principale (RP) dei Fiumi Po e Reno;

- Alluvioni Poco Frequenti M: Classe di Pericolosità P2- Media; Media Probabilità di Accadimento, Tempo di Ritorno compreso fra 100 e 200 Anni, per il Reticolo Secondario di Pianura (RSP).

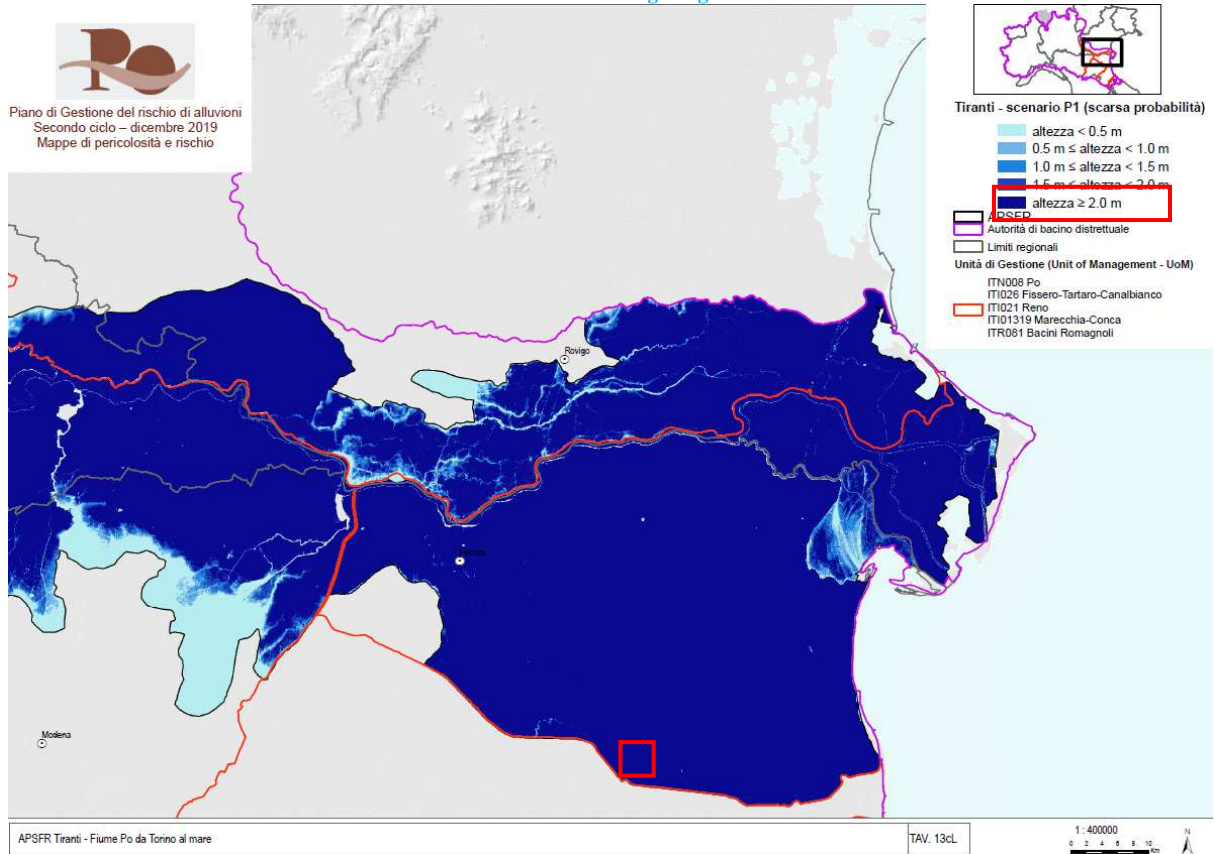
Il Tirante d'acqua atteso per lo Scenario P1, Alluvioni Rare L (Bassa Probabilità d'Accadimento) è uguale superiore a 2,00 m (come riportato dalle seguenti figure del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, Secondo Ciclo, Dicembre 2019).



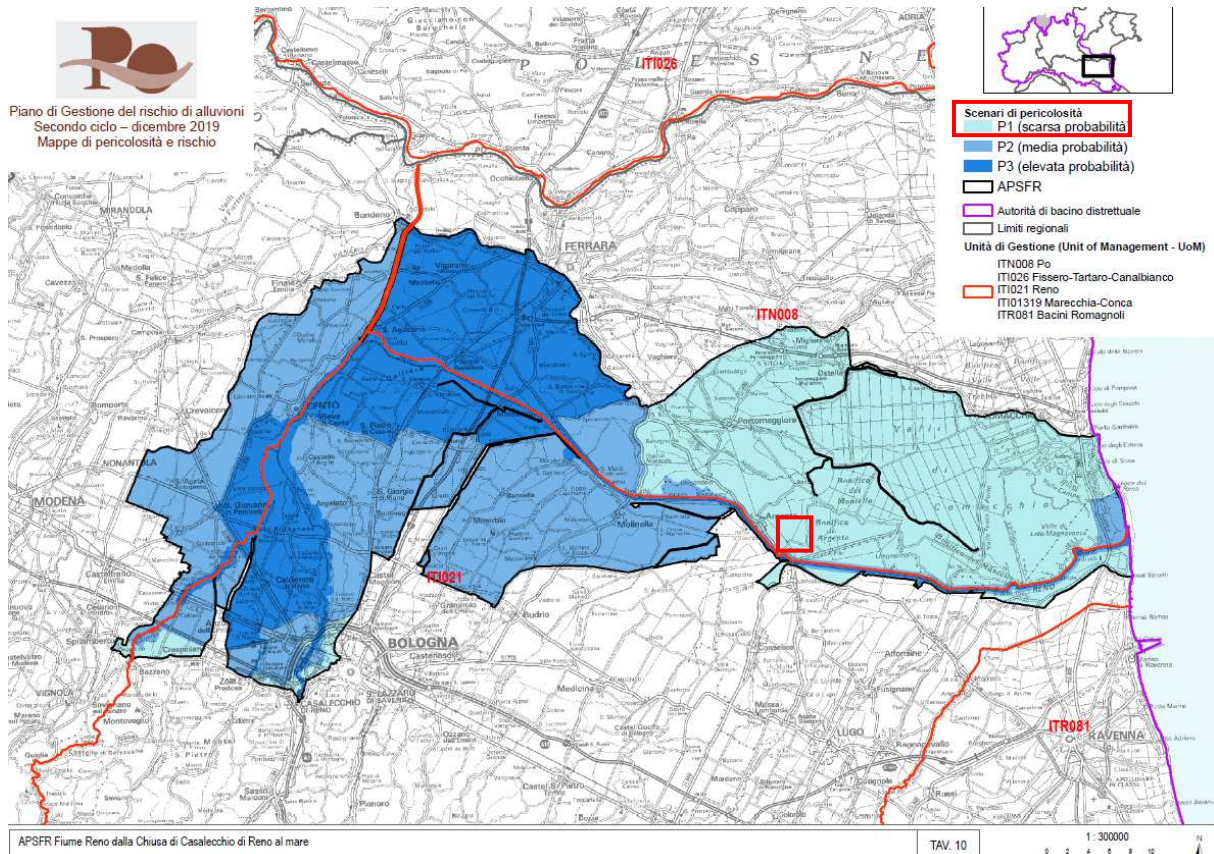
Tav. 5/11: Carta delle Aree Allagabili del Reticolo Principale Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, Secondo Ciclo, Dicembre 2019. Scala Libera. **Reticolo Principale**, per l'area in esame **Fiumi Po e Reno. P1.**



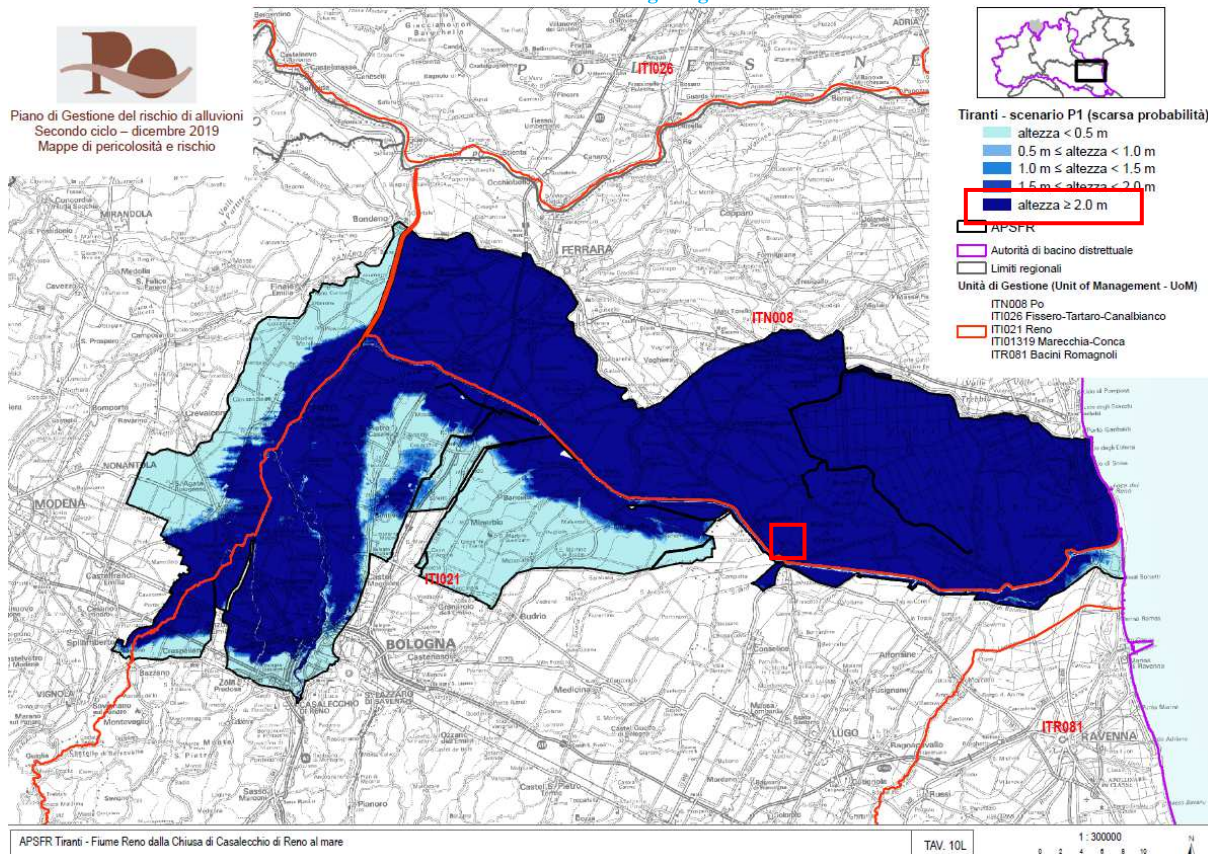
Tav. 5/12: Carta delle Aree Allagabili del Reticolo Principale Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, Secondo Ciclo, Dicembre 2019. Scala Libera. **Reticolo Principale, Fiume Po. P1.**



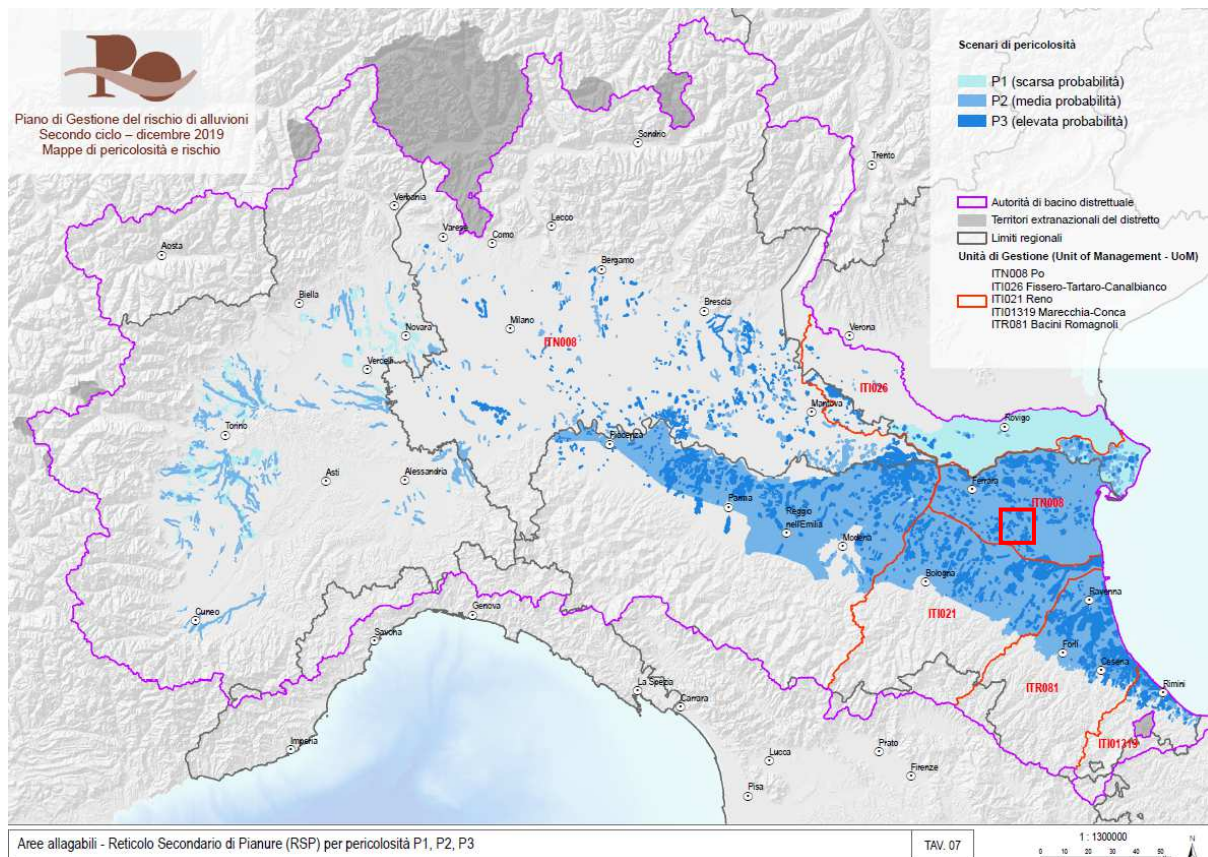
Tav. 5/13: Carta dei Tiranti delle Aree Allagabili del Scenario P1 del Fiume Po (Reticolo Principale) del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, Secondo Ciclo, Dicembre 2019. Scala Libera.



Tav. 5/14: Carta delle Aree Allagabili del Fiume Reno (Reticolo Principale) del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, Secondo Ciclo, Dicembre 2019. Scala Libera. P1



Tav. 5/15: 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.



Tav. 5/16: Carta delle Aree Allagabili del Reticolo Secondario di Pianura del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, Secondo Ciclo, Dicembre 2019. Scala Libera.

L'impermeabilizzazione delle superfici previste dalla Scheda PUA dovrà prevedere il mantenimento dell'invariabilità idraulica locale, come previsto dall'apposita Normativa Locale (PSC/PTCP ecc.) e Regionale.

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA.

Sull'area di lottizzazione oggetto della presente relazione si è realizzata l'indagine diretta SCPTU 2 per la misura dei valori di V_s ; a tale misura si sono poi accoppiate due misure indirette di tipo H/V. L'individuazione dei valori di V_s e quindi di V_{s30} serviranno a caratterizzare i terreni dell'area in esame secondo la Tab. 3.2.II del DM/NTC 2018.

6.1 Valori di V_{s30} da SCPTU2:

Il valore di V_s 30 direttamente ricavato dall'indagine SCPTU2 è pari a 199 m/s, come di seguito riportato:



Committente: Dott. Geol. Brunaldi
 Cantiere: San Biagio (FE)
 Data: 13/07/2020

prof. (p)	prof.(cs)	Dist (L)	Tempo (t)	VsP	L2-L1	t2-t1	VsL			Vs30
m	m	m	sec	m/sec	m	sec	m/sec			
0.00	0.00	0.00	0.0000							
1.30	1.00	1.8028	0.0071	255	1.80	0.0071	255	1.00	0.00391	
2.30	2.00	2.5000	0.0102	244	0.70	0.0032	219	1.00	0.00457	
3.30	3.00	3.3541	0.0153	220	0.65	0.0050	170	1.00	0.00587	
4.30	4.00	4.2720	0.0215	198	0.92	0.0064	144	1.00	0.00694	
5.30	5.00	5.2202	0.0284	184	0.95	0.0068	140	1.00	0.00715	
6.30	6.00	6.1847	0.0352	176	0.96	0.0068	142	1.00	0.00704	
7.30	7.00	7.1589	0.0416	172	0.97	0.0063	153	1.00	0.00652	
8.30	8.00	8.1294	0.0474	172	0.98	0.0058	169	1.00	0.00593	
9.30	9.00	9.1241	0.0543	168	0.98	0.0070	141	1.00	0.00709	
10.30	10.00	10.1119	0.0610	166	0.99	0.0067	147	1.00	0.00678	
11.30	11.00	11.1018	0.0682	163	0.99	0.0072	138	1.00	0.00724	
12.30	12.00	12.0934	0.0739	164	0.99	0.0057	175	1.00	0.00570	
13.30	13.00	13.0863	0.0789	166	0.99	0.0051	196	1.00	0.00510	
14.30	14.00	14.0801	0.0839	168	0.99	0.0049	201	1.00	0.00497	
15.30	15.00	15.0748	0.0890	169	0.99	0.0051	194	1.00	0.00515	
16.30	16.00	16.0702	0.0931	173	1.00	0.0041	245	1.00	0.00408	
17.30	17.00	17.0660	0.0970	176	1.00	0.0040	252	1.00	0.00397	
18.30	18.00	18.0624	0.1010	179	1.00	0.0040	248	1.00	0.00404	
19.30	19.00	19.0591	0.1049	182	1.00	0.0039	258	1.00	0.00387	
20.30	20.00	20.0562	0.1096	183	1.00	0.0047	212	1.00	0.00472	
21.30	21.00	21.0535	0.1131	186	1.00	0.0035	288	1.00	0.00347	
22.30	22.00	22.0511	0.1170	188	1.00	0.0040	250	1.00	0.00399	
23.30	23.00	23.0489	0.1210	190	1.00	0.0040	252	1.00	0.00398	
24.30	24.00	24.0468	0.1245	193	1.00	0.0035	285	1.00	0.00351	
25.30	25.00	25.0450	0.1288	194	1.00	0.0043	232	1.00	0.00432	
26.30	26.00	26.0432	0.1328	196	1.00	0.0040	250	1.00	0.00400	
27.30	27.00	27.0416	0.1369	198	1.00	0.0041	244	1.00	0.00411	
28.30	28.00	28.0401	0.1410	199	1.00	0.0041	243	1.00	0.00411	
29.30	29.00	29.0386	0.1451	200	1.00	0.0041	243	1.00	0.00412	
30.30	30.00	30.0375	0.1492	201	1.00	0.0041	244	1.00	0.00411	

30.00 0.15035

199.5

prof.(cs): profondità cono sismico
 prof. (p): profondità piezoconc
 prof. (p): profondità piezoconc

D1: distanza fra la sorgente del rumore S - geofono triassiale (L)
 Tempo (t): tempo d'arrivo dell'onda a S
 VsP: velocità del suono nel percorso fra S ed L - Vs puntuale alla profondità
 VsL: Vs per ogni livello (L2 - L1)/(t2 - t1)

Nel calcolo delle Vs30 è da intendersi un possibile valore di indeterminazione del +/- 20% del valore ricavato

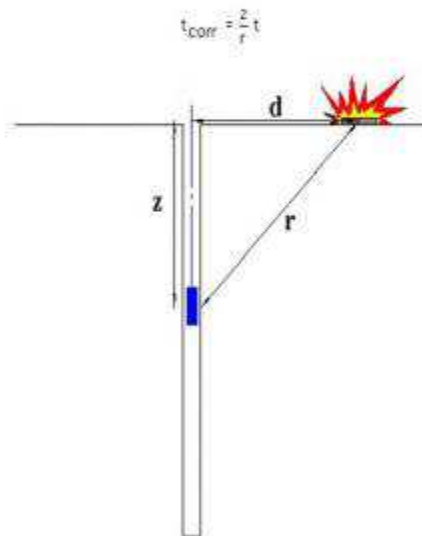


Figura 1 - Schema di down hole con metodo diretto

Fig. 6/1: Valori di Vs30 da SCPTU2 e modalità d'indagine.

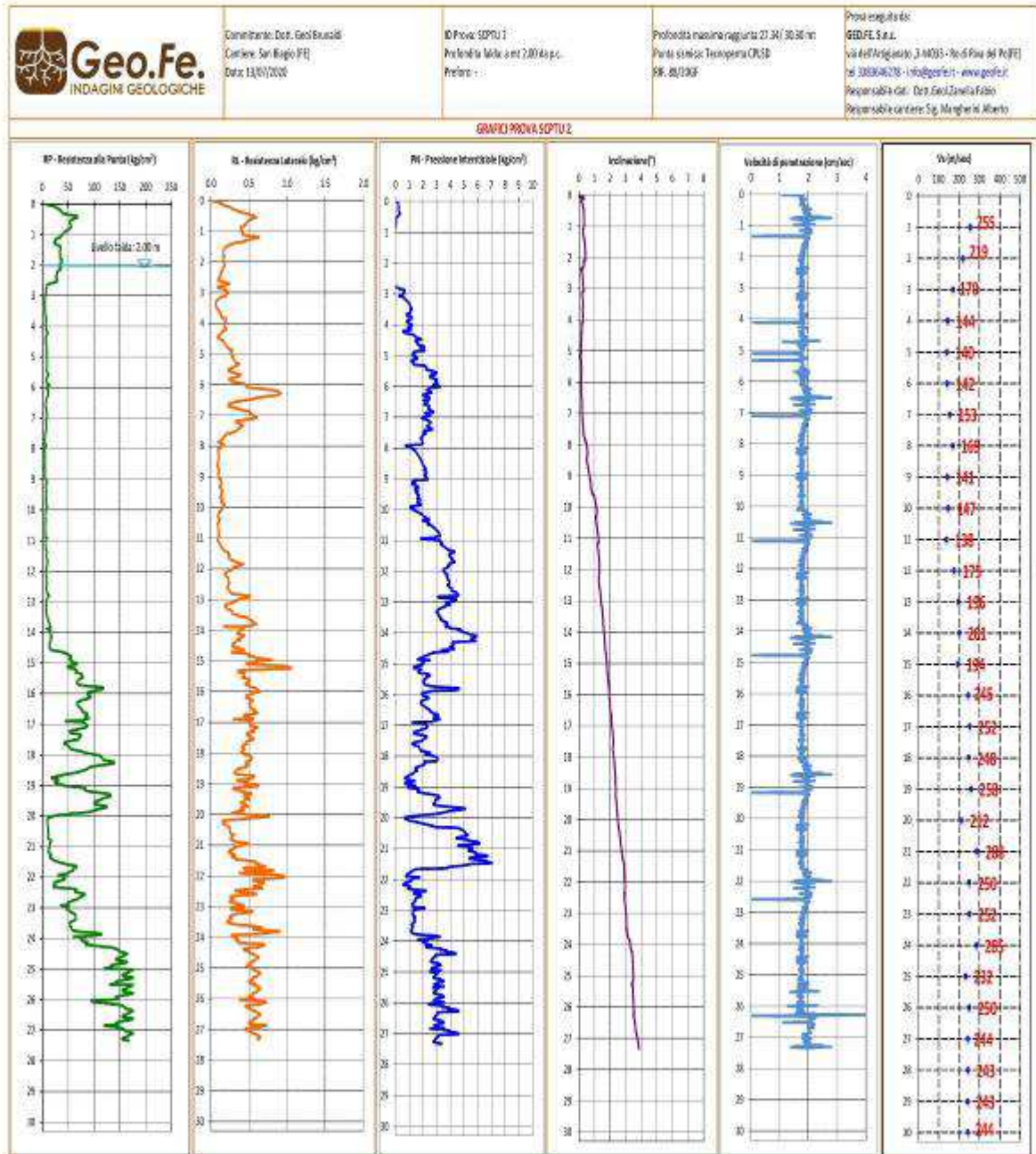


Fig. 6/2: Profilo di Vs da SCPTU2.

6.2 Misure puntuali H/V:

Si sono eseguite le seguenti misure H/V: TR 1: corrispondente col punto d'esecuzione di SCPTU2 e H/V TR 2 corrispondente col punto d'esecuzione CPT3. Di seguito se ne riportano le risultanze.

6.2.1 Descrizione della metodologia tromografica e HVSR (H/V) e scopo dell'indagine:

La metodologia tromografica 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: $R_v(f) = Vs(f)/V_B(f) = As(f)/A_B(f)$. 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: $R_h(f) = Hs(f)/H_B(f) = [As(f) * Ss(f)] / A_b(f)$. 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: $R_h(f)/R_v(f) = Ss(f) = Hs(f)/H_B(f) * V_B(f)/Vs(f)$. 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: $S(f) = Hs(f)/Vs(f)$. 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 tromografica: 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: Frequenza propria (di vibrazione) dei suoli di fondazione; Vs30. 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.

6.2.2 Risultanze delle misure locali H/V:

GRILLA FOLDER, SAN BIAGIO PUA VAR1 TR1

Instrument: TRZ-0009/01-09

Start recording: 07/07/20 09:46:07 End recording: 07/07/20 10:16:07

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Trace length: 0h30'00". Analyzed 86% trace (manual window selection)

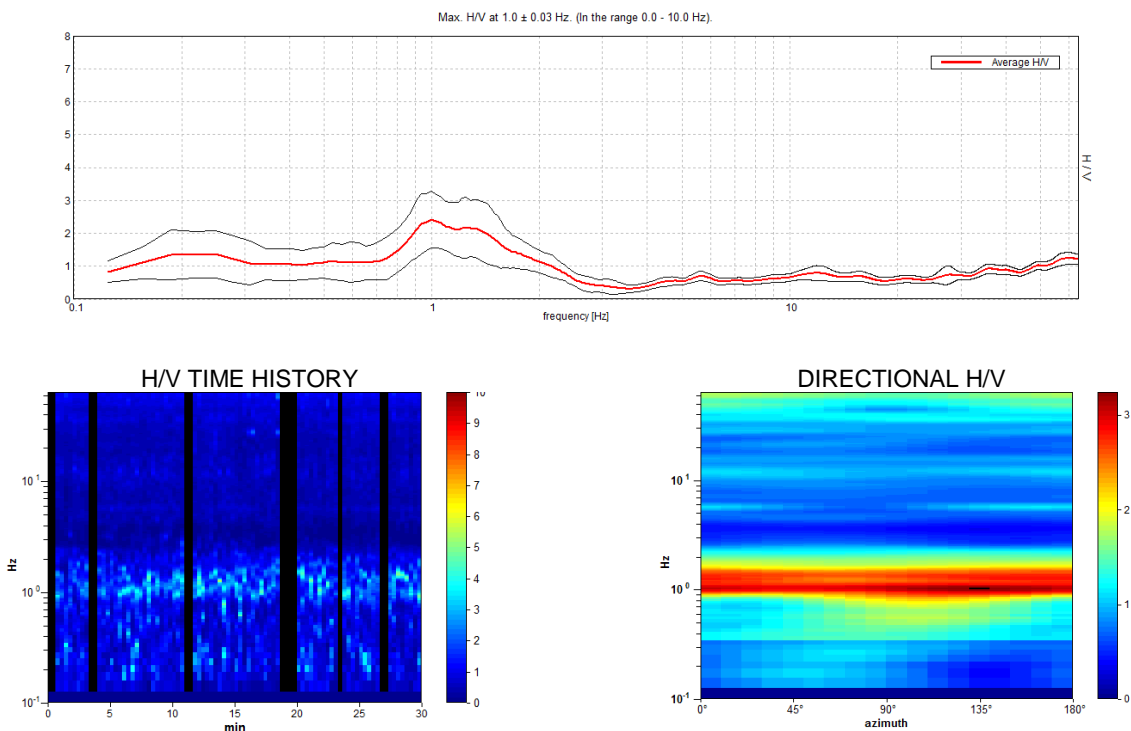
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

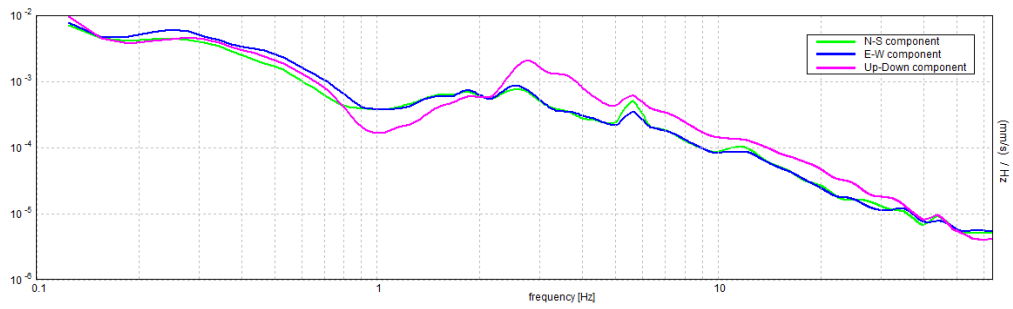
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

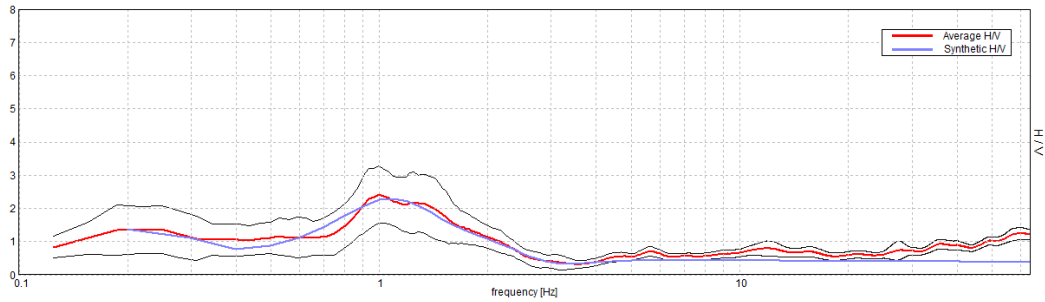


Dott. Geol. Raffaele Brunaldi
 Via A. Da Brescia 11, 44011 Argenta (FE)
 Tel. e fax: 0532852858, cell.:3355373693
 e-mail: rabrugeo@gmail.com
 SINGLE COMPONENT SPECTRA



EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 1.0 ± 0.03 Hz. (In the range 0.0 - 10.0 Hz)



Figg. 6/3: restituzioni della misura H/V TR1.

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
22.00	22.00	165	0.49
64.00	42.00	285	0.48
84.00	20.00	330	0.46
404.00	320.00	380	0.44
inf.	inf.	555	0.42

Tab. 1: stratigrafia delle Vs della misura H/V TR1.

Vs(0.0-30.0)=186m/s

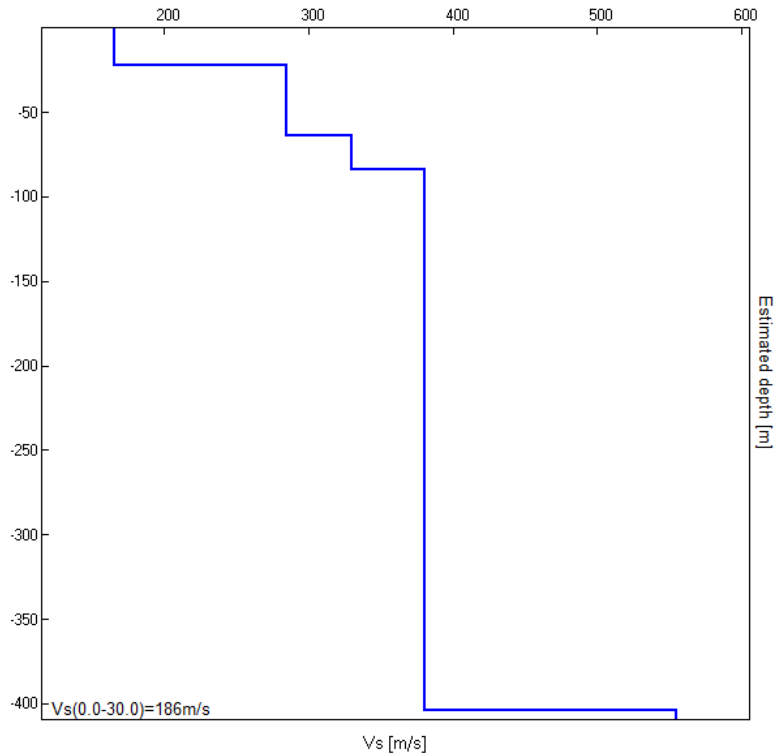


Fig. 6/4: modello stratigrafico della misura H/V TR1.

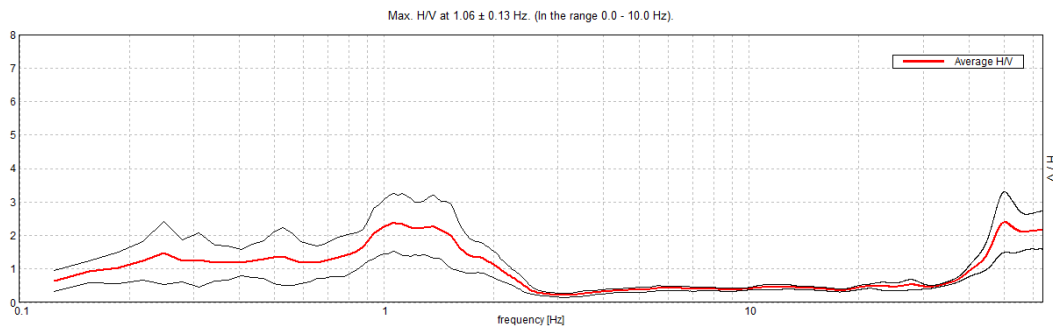
Max. H/V at 1.0 ± 0.03 Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz).

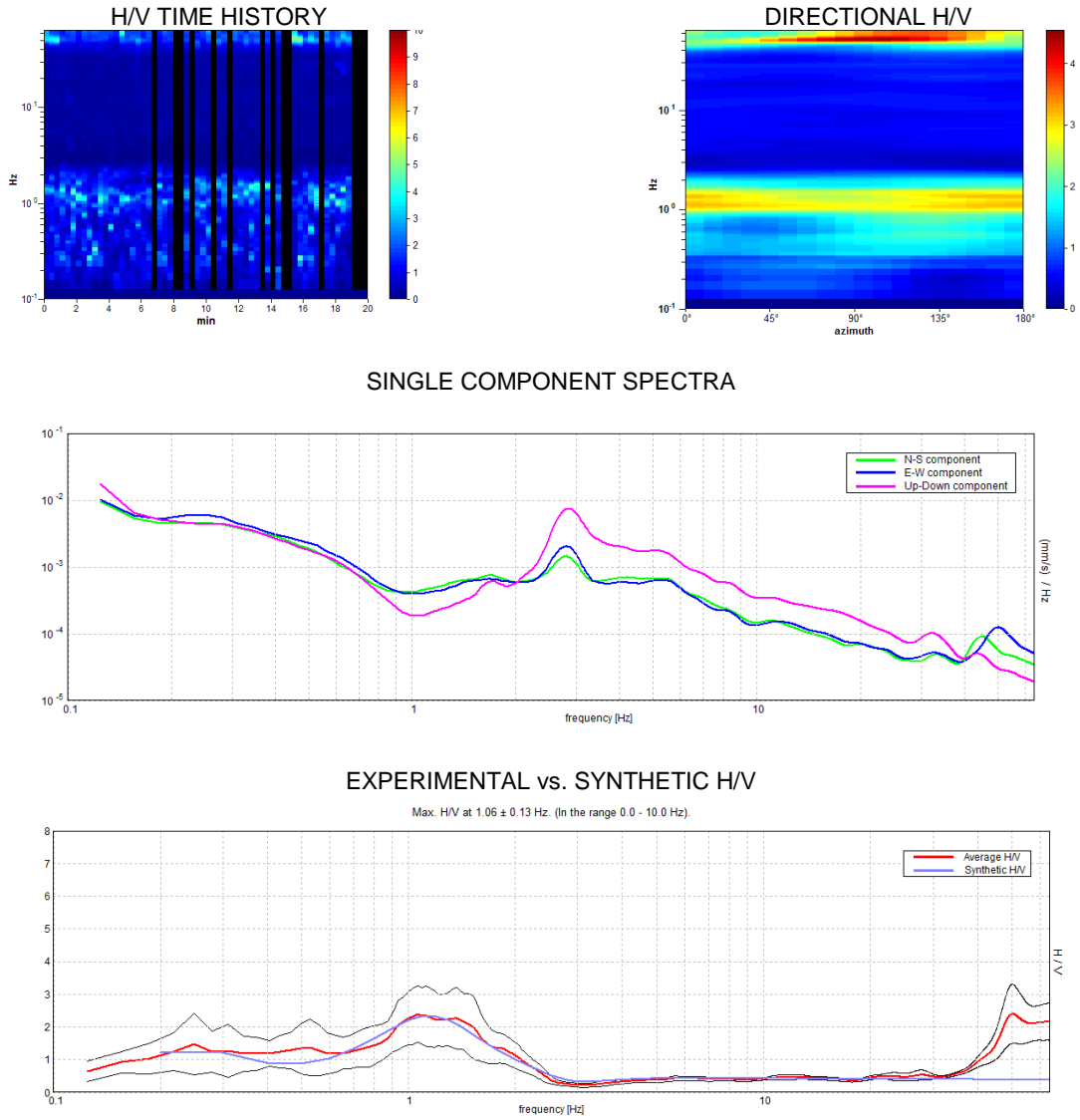
Valore di frequenza di vibrazione del suolo di Fondazione.

GRILLA FOLDER, SAN BIAGIO PUA VAR1; TR2

Instrument: TRZ-0009/01-09
 Start recording: 07/07/20 10:22:40 End recording: 07/07/20 10:42:40
 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





Figg. 6/5: restituzioni della misura H/V TR1.

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
23.00	23.00	165	0.49
63.00	40.00	285	0.48
83.00	20.00	330	0.46
353.00	270.00	370	0.44
inf.	inf.	520	0.42

Tab. 2: stratigrafia delle Vs della misura H/V TR1.

Vs(0.0-30.0)=183m/s

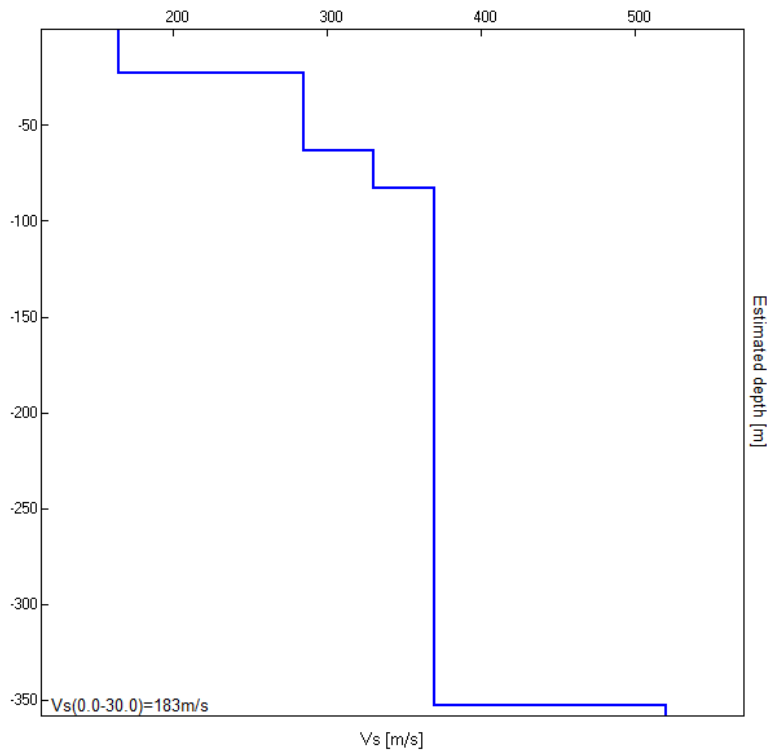


Fig. 6/6: modello stratigrafico della misura H/V TR1.

Max. H/V at 1.06 ± 0.13 Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz).

Valore di frequenza di vibrazione del suolo di Fondazione.

Con riferimento alla Tab. 3.2.II dell'Approccio Semplificato del DM/NTC (di seguito riportata), tutti i valori localmente individuati di Vs30 concorrono ad individuare un **Suolo di tipo C.**

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. 6/7: Tabella 3.2.II da DM/NTC 2018.

6.3 Valori di VS30 da MSIL e MSIIL:

Dall'analisi dei documenti di MSIL e MSIIL si può confermare la Categoria C, infatti nei pressi dell'area del PUA si rilevano valori di VS30 maggiori di 180 m/s (196 m/s); di seguito si riporta apposito stralcio di cartografia.

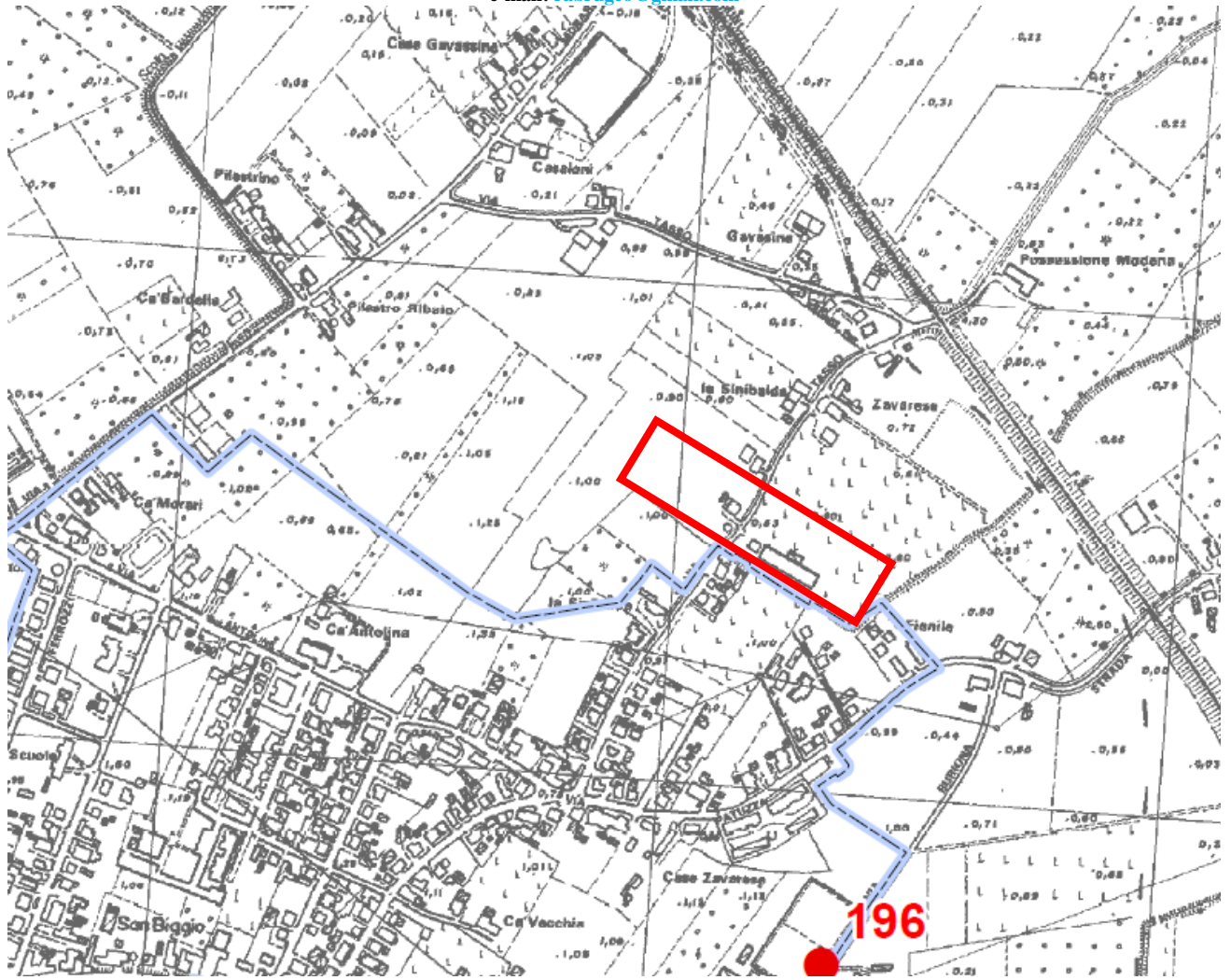


Fig. 6/8: Stralcio a Scala Libera della Tav. 5a: Carta delle Vs (Velocità delle Onde di taglio S) dello Studio di MSiIL/MSiIIL.

6.4 Valori di Frequenza di vibrazione dei suoli locali da dati di bibliografia:

Per tornare alle risultanze della misura H/V, la locale frequenza caratteristica dei terreni di fondazione è pari a 1,00 Hz circa e conferma il dato normalmente caratterizzante la bassa Pianura Padana (che è solitamente caratterizzata da frequenze di circa 1,00 Hz) si aggiungono valori di 0,25 e 0,50 Hz circa. Questi dati sono sufficientemente coerenti con i valori di Vs30 individuati degli Studi di MSiIL e MSiIIL del Comune di Argenta (come riportato alla seguente immagine) anche se in realtà lo Studio di MS individua valori di Frequenza lievemente inferiori all'Hertz.

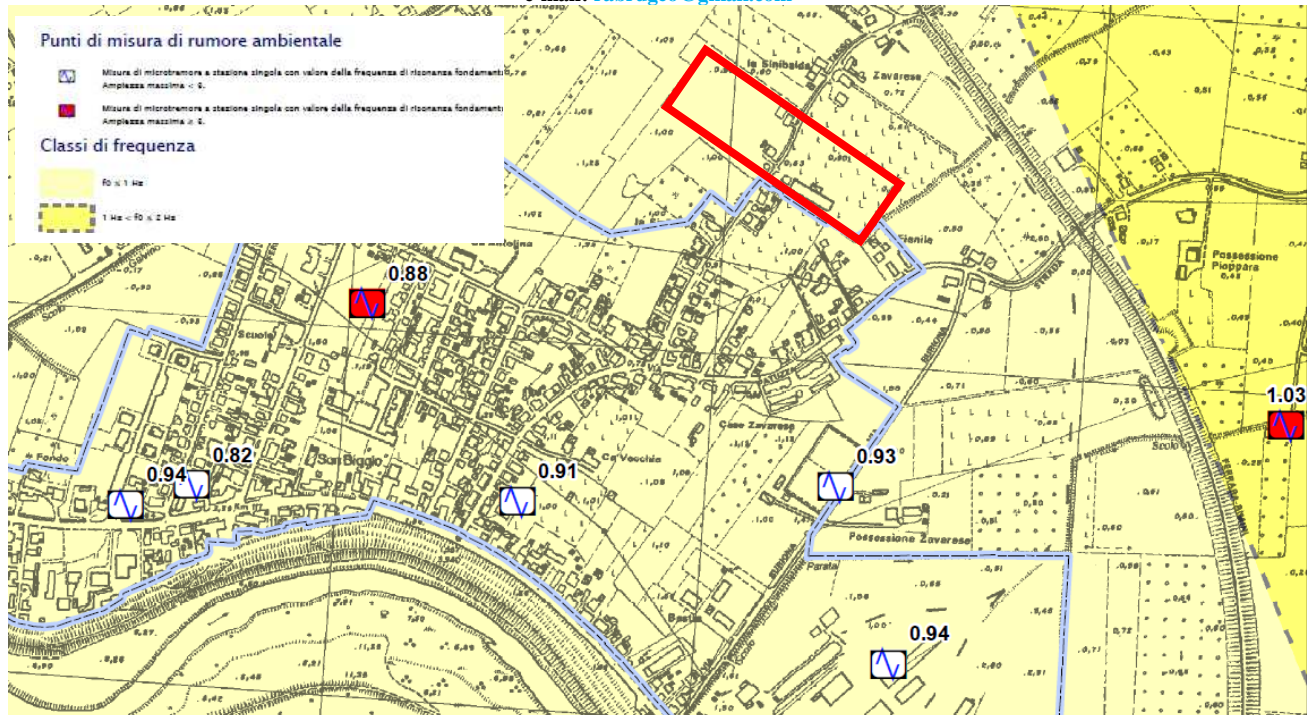


Fig. 6/9: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 3d: Carta delle Frequenze Naturali dei Terreni, dello Studio di MSIL del Comune di Portomaggiore.

I periodi di vibrazione delle strutture da realizzarsi dovranno mantenersi sufficientemente lontani dai sopra riportati valori caratteristici di frequenza di vibrazione del terreno. Ovvero dovrà in tutti i modi evitarsi che la frequenza propria di vibrazione degli edifici da realizzare si accoppino con le frequenze proprie del suolo di fondazione.

6.4 Calcolo azione sismica di progetto:

Sulla base dell'Approccio Semplificato da Cat. C del DM/NTC (Tab.3.2.II) si è caratterizzata l'azione sismica locale, come di seguito riportata. Si è utilizzato il software Geostru PS Parametri Sismici ®, di GeoStru ©. I vari parametri di caratterizzazione locale, oltre che relativi alla Categoria C, sono da ricondurre ad ulteriori assunzioni che verranno più oltre riportate e che eventualmente potranno essere modificate in fase progettuale, in tal caso si dovrà ritenere non più valido quanto di seguito riportato.

6.4.1 Definizioni:

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. $C_U = 0.7$;

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 II Classe d'Uso, 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 rigidezza 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza 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. 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.

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento* P_{VR} (apposita Tabella), 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 $1 = 1/T_R$ (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. 3: 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 NTC18:

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

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. 4: 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 NTC08 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_0 = 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_0 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_0, 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.

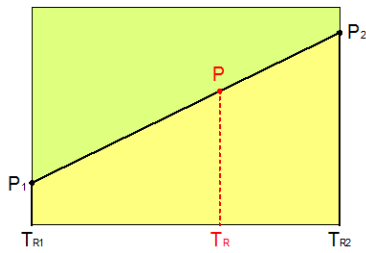


Fig. 6/10: Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC18.

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

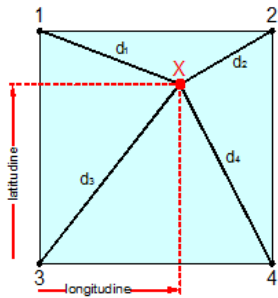


Fig. 6/11: Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC18.

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.

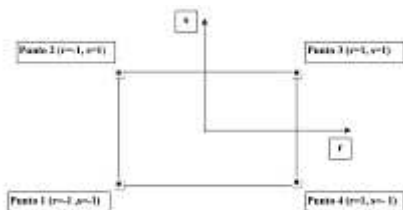


Fig. 6/12: Applicazione dell'interpolazione bilineare.

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

$$h_1 = (1-r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.4) \quad h_2 = (1-r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.5) \quad h_3 = (1+r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.6)$$

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

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 '08).

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. 6: 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.

6.4.2 Pericolosità Sismica di Base:



Fig. 6/13: Ubicazione a Scala Libera dell'area in esame sul Reticolo Sismico Nazionale.

Vita nominale (Vn):	50 [anni]
Classe d'uso:	II
Coefficiente d'uso (Cu):	1
Periodo di riferimento (Vr):	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
Coordinate geografiche del punto	
Latitudine (WGS84):	44.5884781 [°]
Longitudine (WGS84):	11.8728781 [°]
Latitudine (ED50):	44.5894089 [°]
Longitudine (ED50):	11.8738604 [°]

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	16515	44.572940	11.806450	5644.23
2	16516	44.573920	11.876580	1735.82
3	16294	44.623910	11.875290	3837.89
4	16293	44.622940	11.805050	6601.12

Tab. 7.

Punto d'indagine:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.047	2.464	0.260
SLD	50	0.058	2.498	0.275
SLV	475	0.160	2.577	0.276
SLC	975	0.213	2.515	0.284

Tab. 8.

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	0.049	2.454	0.259
SLD	50	0.060	2.505	0.275
	72	0.072	2.451	0.280
	101	0.085	2.451	0.277
	140	0.099	2.507	0.275
	201	0.116	2.547	0.277
SLV	475	0.164	2.563	0.277
SLC	975	0.216	2.506	0.285
	2475	0.303	2.439	0.298

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.047	2.458	0.259
SLD	50	0.058	2.508	0.275
	72	0.071	2.444	0.282
	101	0.084	2.458	0.276
	140	0.098	2.515	0.275
	201	0.114	2.564	0.274
SLV	475	0.161	2.576	0.276
SLC	975	0.213	2.513	0.285
	2475	0.300	2.442	0.298

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.044	2.481	0.261
SLD	50	0.056	2.481	0.275
	72	0.067	2.465	0.283
	101	0.080	2.542	0.270
	140	0.094	2.562	0.271
	201	0.110	2.581	0.272
SLV	475	0.157	2.586	0.274
SLC	975	0.209	2.525	0.282
	2475	0.297	2.440	0.295

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.046	2.470	0.260
SLD	50	0.058	2.481	0.275
	72	0.069	2.455	0.282
	101	0.082	2.529	0.270
	140	0.096	2.548	0.273
	201	0.112	2.578	0.272
SLV	475	0.159	2.582	0.275
SLC	975	0.212	2.517	0.283
	2475	0.299	2.441	0.297

Tabb. da 9 a 12.

6.5.2.1. Individuazione dei 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	0.014	0.017	0.056	0.082
kv	0.007	0.009	0.028	0.041
amax [m/s ²]	0.687	0.854	2.280	2.876
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Tab. 13.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:

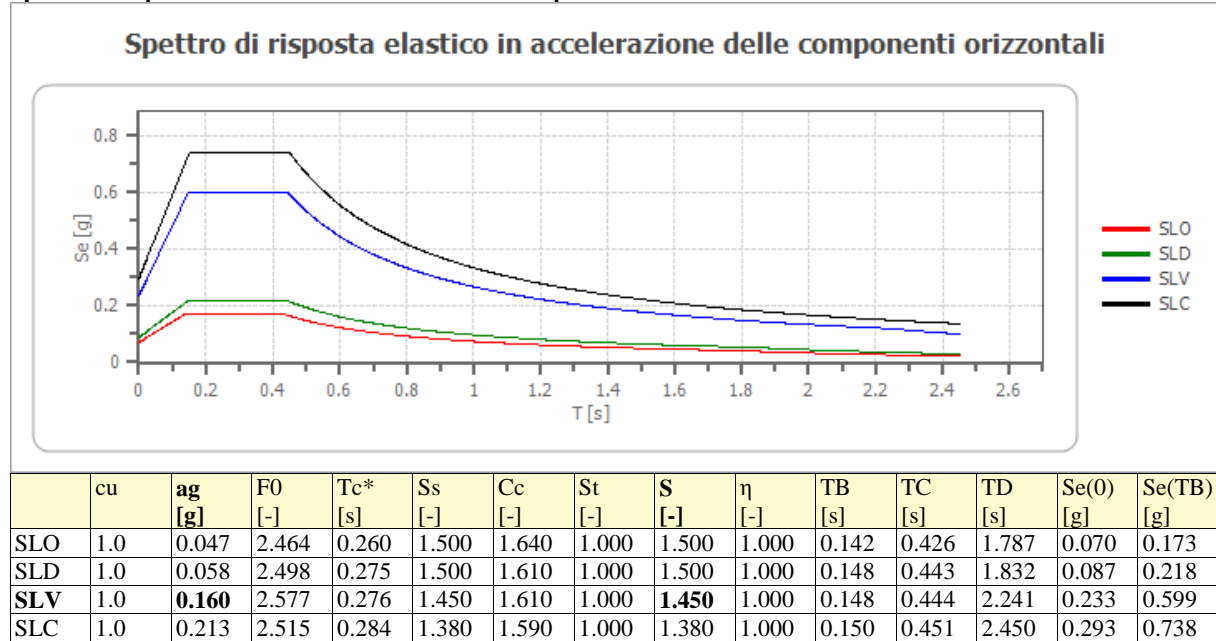


Fig. 6/14, Tab. 14.

Valore dello Spettro di Risposta in accelerazione delle Componenti Orizzontali: $S \times Ag/g$ (PGA) = 1,450 X 1,600 = 0,232 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

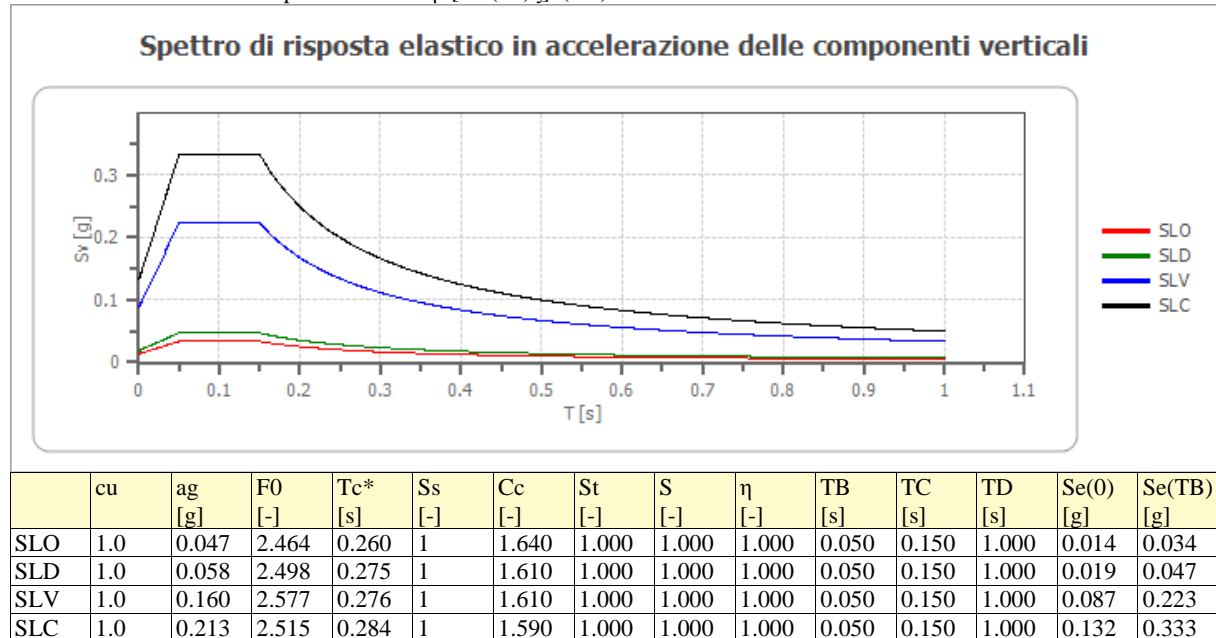


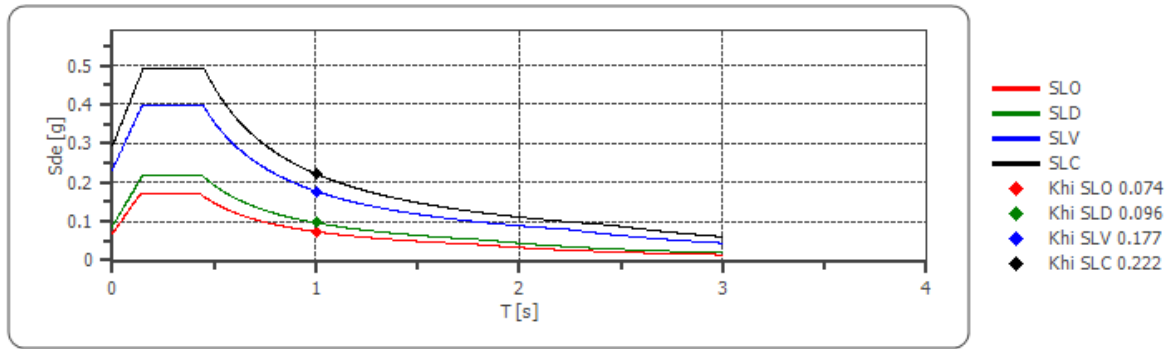
Fig. 6/15, Tab. 15.

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]

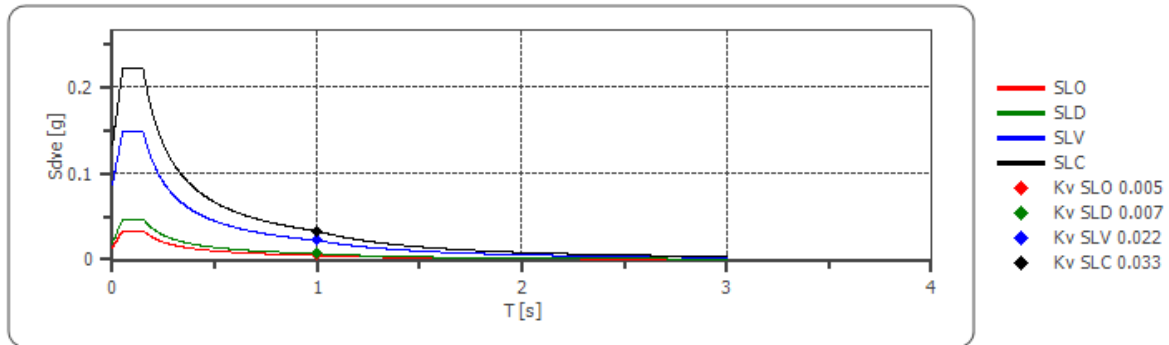
	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.074	0.096	0.177	0.222
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0.005	0.007	0.022	0.033

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Tab. 16, Fig. 6/16.

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	0.047	2.464	0.260	1.500	1.640	1.000	1.500	1.000	0.142	0.426	1.787	0.070	0.173
SLO verticale	1.0	0.047	2.464	0.260	1.500	1.640	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.014	0.034
SLD orizzontale	1.0	0.058	2.498	0.275	1.500	1.610	1.000	1.500	1.000	0.148	0.443	1.832	0.087	0.218
SLD verticale	1.0	0.058	2.498	0.275	1.500	1.610	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.019	0.047
SLV orizzontale	1.0	0.160	2.577	0.276	1.450	1.610	1.000	1.450	1.500	0.148	0.444	2.241	0.233	0.400
SLV verticale	1.0	0.160	2.577	0.276	1.450	1.610	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.087	0.149
SLC orizzontale	1.0	0.213	2.515	0.284	1.380	1.590	1.000	1.380	1.500	0.150	0.451	2.450	0.293	0.492
SLC verticale	1.0	0.213	2.515	0.284	1.380	1.590	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.132	0.222

Fig. 6/17, Tab. 17.

6.5 Studio di Risposta Sismica Locale (RSL):

La Scheda di PUA VAR1 impone un approfondimento di III Livello, si è perciò prodotto apposito Studio di RSL che verrà di seguito illustrato. La redazione di uno studio di RSL richiede l'individuazione di un modello stratigrafico- "sismico", sufficientemente profondo che possa essere ritenuto sufficientemente robusto. Per la Bassa Pianura Padana è questo un esercizio estremamente complicato. Normalmente infatti la profondità del *bed- rock* (o *bed- rock- like* come di seguito si intenderà) non è mai sufficientemente accurata e nemmeno lo è la conoscenza stratigrafica sino al *bed- rock*. Per la definizione di tali dati non ci si può che riferire a dati di bibliografia i quali però non sono dotati della necessaria accuratezza. Mancano anche altre importanti informazioni quali le caratterizzazioni geotecnico- "sismiche" riferibili ai terreni locali (intesi come deposizioni caratteristiche ad esempio della Provincia di Ferrara). Altrettanto difficile è addivenire a profili profondi dei valori di Vs. Tali dati dovrebbero piuttosto essere messi a disposizione dai vari documenti di MS redatti dalle Amministrazioni Comunali sotto controllo degli appositi Enti Regionali. In sostanza per l'area in esame ed i suoi pressi non si hanno a disposizione dati di stratigrafia profonda che oltre a quelli già riportati alla Sezione di cui alla Fig. 3/2 (alla quale si rimanda) che però ha scala e finalità completamente diverse da quelle di uno Studio di RSL. Gli studi di MS del Comune di Argenta non riportano alcun modello litostratigrafico profondo che possa essere ritenuto valido per l'area in esame, ne tantomeno appaiono potersi considerare sufficientemente robuste tutte le altre considerazioni circa i valori di Vs profondi, circa l'individuazione del *bed- rock* e/o circa le stratigrafie profonde. In tutti i casi, per le scelte relative alla definizione del seguente Studio di RSL si è proceduto a favore di sicurezza, mediando tutti i dati a disposizione e le loro (a volte pure molto ampie) indeterminatezze ed utilizzando sempre il principio di cautela e penalizzazione. Ci si riferirà anche ai modelli stratigrafici discendenti dalle misure H/V come precedentemente riportati.

6.5.1 Studio di RSL Introduzione, Procedura di calcolo:

La procedura di calcolo adoperata da RSL per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi, od uno spettro di risposta in accelerazione, e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione.

Schematicamente la procedura è riassumibile nel seguente modo:

1. Valutazione dello spettro di Fourier dell'accelerogramma (omessa nel caso si debba analizzare uno spettro);
2. Ricerca di un errore relativo piccolo seguendo la procedura di:
 - 2.1. Stima della funzione di trasferimento;
 - 2.2. Valutazione della deformazione indotta in ciascuno strato;
 - 2.3. Correzione del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso per ogni strato;Le operazioni 2.1, 2.2 e 2.3 sono ripetute fino a quando la differenza di deformazione tra un'iterazione e la precedente non rimane al di sotto di una soglia ritenuta accettabile;

3. Trasformazione inversa di Fourier dello spettro precedentemente calcolato ed opportunamente pesato per mezzo della funzione di trasferimento calcolata.

Attraverso questa procedura è possibile “trasferire” l’accelerogramma dal bedrock in superficie. La deformazione per ciascuno strato viene corretta sulla base del rapporto fra deformazione effettiva e massima come suggerito dalla letteratura scientifica, ovvero:

$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M - 1}{10}$$

dove M rappresenta la magnitudo del sisma.

Per la valutazione della funzione di trasferimento, RSL considera un suolo variamente stratificato composto da N strati orizzontali di cui l’ N -esimo è il letto di roccia (bedrock). Ponendo come ipotesi che ciascuno strato si comporti come un solido di Kelvin-Voigt $\left[\tau = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma(z, t)}{\partial z \partial t} \right]$, la propagazione delle onde di taglio che attraversano gli strati

verticalmente può essere definita dall’equazione dell’onda:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

dove: u rappresenta lo spostamento; t il tempo; ρ la densità; G il modulo di deformazione al taglio; η la viscosità. Per onde armoniche lo spostamento può essere scritto come:

$$u(z, t) = U(z) e^{i\omega t} \quad (2)$$

che sostituita nella (1) pone:

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (3)$$

dove ω rappresenta la frequenza angolare. La (3) può essere riscritta come:

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (4)$$

avendo posto $G^* = G + i\omega\eta$, ovvero il modulo di deformazione al taglio *complesso*. Questo può essere ulteriormente riscritto come:

$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad (5)$$

avendo posto:

$$\eta = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (6)$$

dove ξ rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso. Ciò posto, e fatta convenzione che l’apice * indica la natura complessa della variabili in gioco, la soluzione dell’equazione generica dell’onda è la seguente:

$$u(z, t) = E e^{i(\omega + k^* z)} + F e^{i(\omega - k^* z)} \quad (7)$$

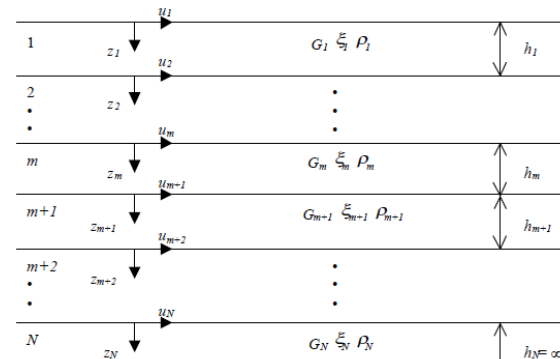


Fig. 6/18: Esempio di stratigrafia per riferimento.

dove E e F dipendono dalle condizioni al contorno e rappresentano l’ampiezza d’onda che viaggia rispettivamente verso l’alto (-z) e verso il basso (+z), mentre k^* rappresenta il numero d’onda complesso dato dalla seguente espressione:

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} \quad (8)$$

Il taglio invece è dato da:

$$\tau(z, t) = G^* \frac{dU}{dz} e^{i\omega t} = ik^* G^* \left[E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)} \right] e^{i\omega t} \quad (9)$$

Per il generico strato m di spessore h_m gli spostamenti, rispettivamente in sommità ($z = 0$) ed al fondo ($z = h_m$), sono:

$$u_m(0, t) = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$u_m(h_m, t) = (E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (11)$$

Poiché deve essere rispettata la congruenza sullo spostamento all'interfaccia tra gli strati, ovvero lo spostamento in sommità ad uno strato deve essere uguale allo spostamento sul fondo di quello immediatamente sopra, se ne deduce che:

$$u_m(z = h_m, t) = u_{m+1}(z = 0, t) \quad (12)$$

Usando la (10), (11) e la (12), ne consegue che:

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (13)$$

Il taglio in sommità ed al fondo dell' m -esimo strato è dato da:

$$\tau_m(0, t) = ik_m^* G_m^* [E_m - F_m] e^{i\omega t} \quad (14)$$

$$\tau_m(h_m, t) = ik_m^* G_m^* [E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}] e^{i\omega t} \quad (15)$$

Poiché fra uno strato e l'altro il taglio deve essere continuo si ha:

$$\tau_m(z = h_m, t) = \tau_{m+1}(z = 0, t) \quad (16)$$

Ovvero:

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (17)$$

Sommando la (13) alla (17) e sottraendo la (17) alla (13) si ottiene:

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (18)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (19)$$

dove α_m^* rappresenta il coefficiente di impedenza complesso al contorno tra gli strati m ed $m+1$, ed è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} \quad (20)$$

Poiché in superficie il taglio è nullo,

$$\tau_1(0, t) = ik_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

si deduce che $E_1 = F_1$.

Le equazioni (18) e (19) possono essere successivamente applicate agli strati successivi da 2 ad m . La funzione di trasferimento A_{mn} che lega gli spostamenti in sommità degli strati m ed n è definita dalla seguente espressione:

$$A_{mn} = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (21)$$

A_{mn} rappresenta la funzione di trasferimento, ovvero la funzione che mette in relazione il modulo della deformazione tra i punti m ed n .

In pratica lo stato deformativo di una stratigrafia rimane definito una volta nota la deformazione di un suo qualsiasi punto. Inoltre, poiché la velocità e l'accelerazione sono legati allo spostamento,

$$v(z, t) = \frac{\partial u}{\partial t} = i\omega u(z, t) \quad a(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 u(z, t) \quad (22)$$

La funzione di trasferimento A_{mn} può essere espressa anche in funzione delle velocità e dell'accelerazione al tetto degli strati n ed m :

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{v_m}{v_n} = \frac{a_m}{a_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (23)$$

La deformazione tangenziale rimane definita alla profondità z e al tempo t dalla relazione:

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* \left(E e^{ik^+z} - F e^{-ik^+z} \right) e^{i\omega t} \quad (24)$$

E la corrispondente tensione tangenziale, dalla seguente espressione:

$$\tau(z, t) = G^* \gamma(z, t) \quad (25)$$

Ai fini di una corretta interpretazione del problema della risposta sismica locale, risulta utile riprodurre la rappresentazione schematica alla seguente Figura in cui è riportata la terminologia utilizzata per lo studio del moto sismico di un deposito che poggia su un basamento roccioso.

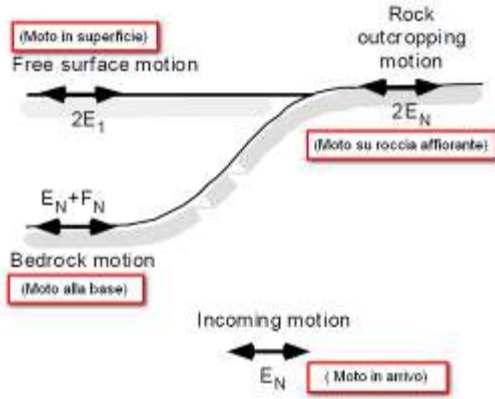


Fig. 6/19: Schema di riferimento e terminologia utilizzata.

Le onde di taglio si propagano verticalmente attraverso il bedrock con ampiezza pari ad E_N ; al tetto del bedrock, sotto il deposito degli strati di terreno, il moto ha un'ampiezza pari a $E_N + F_N$. Sulla roccia affiorante, poiché le tensioni tangenziali sono nulle ($E_N = F_N$), il moto avrà ampiezza pari a $2E_N$. La funzione di trasferimento dal bedrock-affiorante è la seguente:

$$A_{NN}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (26)$$

A è non lineare poiché G è funzione di γ . Nella procedura di calcolo infatti, da una stima iniziale del modulo di deformazione al taglio, si ottiene la tensione ipotizzando un legame lineare, per poi ottenere un nuovo valore di γ . Grazie a questo valore aggiornato si valuta un nuovo modulo G così da ripetere la procedura fino a quando la differenza tra la deformazione aggiornata e quella ottenuta dalla precedente iterazione viene ritenuta accettabile. Il modello per $G(\gamma)$ adoperato è quello suggerito da Ishibashi e Zhang (1993) che tiene conto degli effetti della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità:

$$G = G_{max} \cdot K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (24)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)^{0.492}}{\gamma} \right) \right] \right\} \quad (25)$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad (26)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \text{per } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{per } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad (27)$$

dove G_{max} è dato dalla relazione:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (28)$$

dove ρ è la densità del terreno e V_s la velocità di propagazione delle onde di taglio nello stesso. La (28) fornisce il valore iniziale di G per la prima iterazione.



Fig. 6/20: Influenza della pressione di confinamento e della plasticità sul modulo di deformazione al taglio.

Per quanto riguarda invece il coefficiente di smorzamento viscoso ξ , in conseguenza del modello introdotto dalla (24) si ha:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (29)$$

da cui si deduce che anche ξ deve essere ricalcolato ad ogni iterazione.

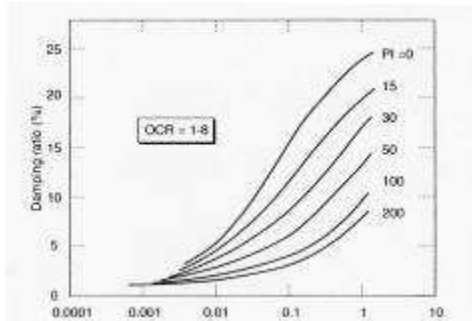


Fig. 6/21: Influenza della plasticità sul coefficiente di smorzamento viscoso.

6.5.2 Studio di R.S.L., risultanze:

Stratigrafia:

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Numero sottostrati	Gmax [MPa]	Peso unità vol. [kN/m ³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	20.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	0	57.45	19.5	170.0	195.0
2	20.0	40.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	0	171.46	20.0	290.0	593.8
3	60.0	80.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	0	433.49	21.0	450.0	1245.2
4	140.0	100.0	Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970)	0	770.64	21.0	600.0	2252.3
5	oo	--	Sabbie Gialle	0	1620.29	22.0	850.0	2811.8

Strato con falda: 1

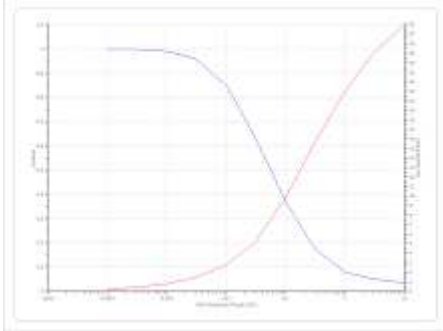
Strato rilevamento accelerogramma: 5 Affiorante

Tab. 18.

Terreni:

Idriss (1990) Sand (Seed and Idriss 1970):

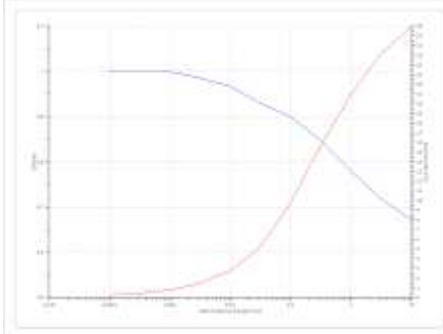
Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	0.990	0.001	0.800
0.003	0.960	0.003	1.400
0.010	0.850	0.010	2.800
0.030	0.640	0.030	5.100
0.100	0.370	0.100	9.800
0.300	0.180	0.300	15.500
1.000	0.080	1.000	21.000
3.000	0.050	3.000	25.000
10.000	0.035	10.000	28.000



Tab. 19, Fig. 6/22.

Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989):

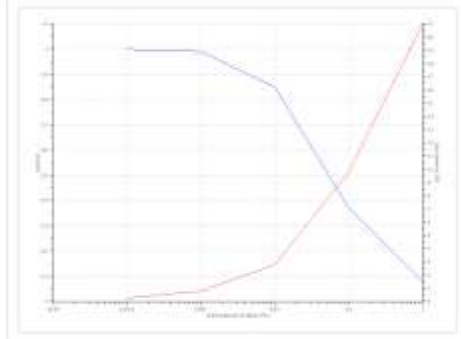
Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	1.000	0.001	0.800
0.003	0.986	0.003	1.400
0.010	0.966	0.010	2.800
0.030	0.931	0.030	5.100
0.100	0.900	0.100	9.800
0.300	0.850	0.300	15.500
1.000	0.779	1.000	21.000
3.000	0.720	3.000	25.000
10.000	0.671	10.000	28.000



Tab. 20, Fig. 6/23.

Sabbie Gialle:

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.001	0.990	0.001	0.800
0.010	0.850	0.010	2.800
0.100	0.370	0.100	9.800
1.000	0.080	1.000	21.000



Tab. 21, Fig. 6/24.

6.5.3 Elaborazione:

Numero di iterazioni 25
 Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima 0.5
 Tipo di modulo elastico Shake 91
 Massimo errore percentuale di convergenza 3.10 E-04

Fattori di amplificazione ICMS 2008:

Tai 0.200 [s]
 Tvi 0.920 [s]
 Tao 0.210 [s]
 Tvo 0.880 [s]
 Sami 3.917 [m/s²]
 Svmi 0.206 [m/s]
 Samo 4.646 [m/s²]
 Svmo 0.521 [m/s]
Fa 1.186 [-]
Fv 2.532 [-]
 TB 0.235 [s]
 TC 0.704 [s]
 TD 2.240 [s]
 SA(0) 0.189 [g]
 SA(TB) 0.474 [g]

Tab. 22.

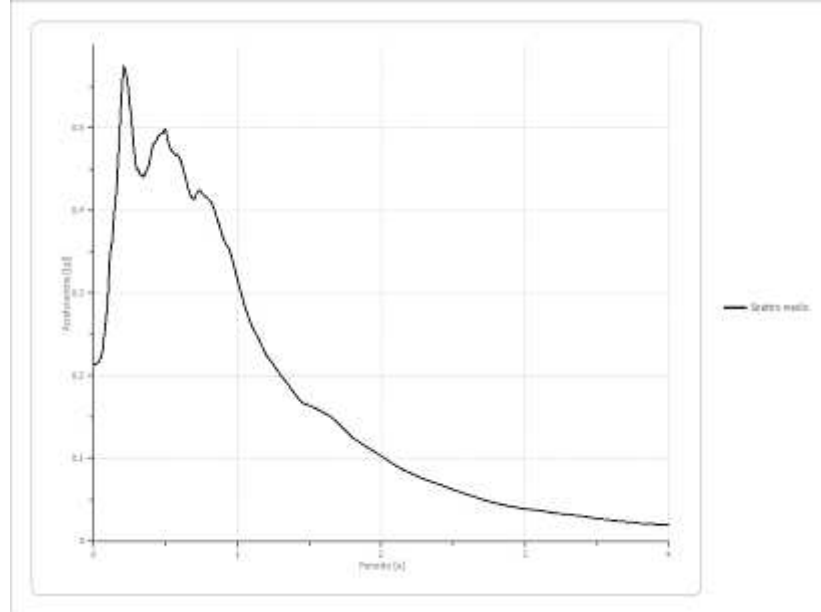
Fattori di amplificazione su intensità spettrale:

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	Int. Housner input [m]	Int. Housner output [m]	Int. Housner input/output [m]	FA
0.100	0.500	0.057	0.078	0.200	1.363
0.500	1.000	0.100	0.238	0.500	2.393
0.100	1.500	0.256	0.547	0.067	2.140
0.100	2.500	0.444	0.942	0.040	2.123

Tab. 23.

Spettro medio di risposta elastico:

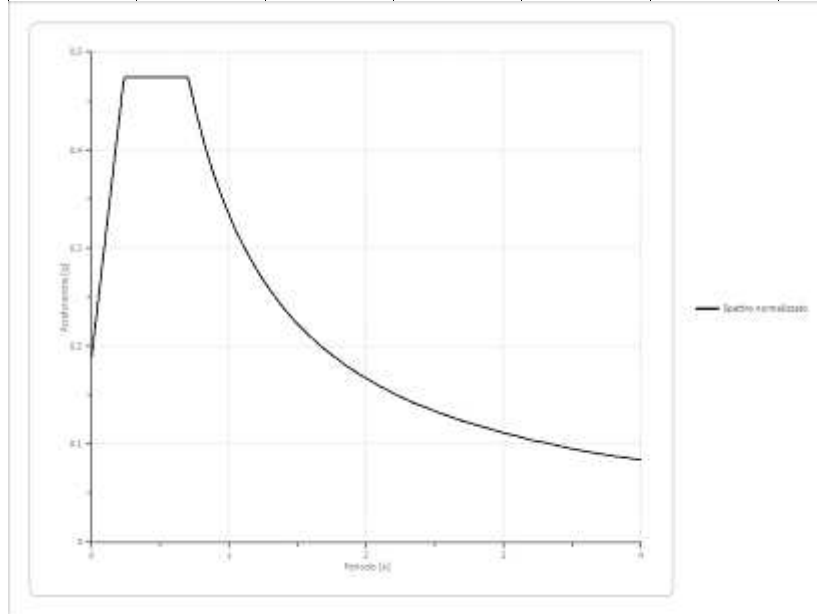
Periodo [s]	Accelerazioni [g]	Periodo [s]	Accelerazioni [g]	Periodo [s]	Accelerazioni [g]	Periodo [s]	Accelerazioni [g]	Periodo [s]	Accelerazioni [g]
0.00	0.2140	0.26	0.5169	0.52	0.4829	0.98	0.3300	2.25	0.0786
0.01	0.2140	0.27	0.4963	0.53	0.4769	1.00	0.3160	2.30	0.0752
0.02	0.2144	0.28	0.4744	0.54	0.4723	1.05	0.2843	2.35	0.0719
0.03	0.2158	0.29	0.4585	0.55	0.4705	1.10	0.2602	2.40	0.0689
0.04	0.2181	0.30	0.4497	0.56	0.4692	1.15	0.2440	2.50	0.0625
0.05	0.2221	0.31	0.4492	0.57	0.4669	1.20	0.2252	2.60	0.0565
0.06	0.2279	0.32	0.4439	0.58	0.4681	1.25	0.2133	2.70	0.0506
0.07	0.2438	0.33	0.4423	0.60	0.4627	1.30	0.2013	2.80	0.0453
0.08	0.2580	0.34	0.4433	0.62	0.4525	1.35	0.1903	2.90	0.0417
0.09	0.2770	0.35	0.4411	0.64	0.4389	1.40	0.1773	3.00	0.0388
0.10	0.2996	0.36	0.4449	0.66	0.4253	1.45	0.1667	3.10	0.0365
0.11	0.3376	0.37	0.4507	0.68	0.4151	1.50	0.1639	3.20	0.0342
0.12	0.3577	0.38	0.4525	0.70	0.4140	1.55	0.1600	3.30	0.0320
0.13	0.3622	0.39	0.4614	0.72	0.4222	1.60	0.1550	3.40	0.0298
0.14	0.3925	0.40	0.4699	0.74	0.4241	1.65	0.1502	3.50	0.0274
0.15	0.4093	0.41	0.4778	0.76	0.4194	1.70	0.1430	3.60	0.0252
0.16	0.4254	0.42	0.4818	0.78	0.4166	1.75	0.1337	3.70	0.0234
0.17	0.4627	0.43	0.4828	0.80	0.4139	1.80	0.1254	3.80	0.0215
0.18	0.4891	0.44	0.4866	0.82	0.4096	1.85	0.1194	3.90	0.0204
0.19	0.5286	0.45	0.4900	0.84	0.4014	1.90	0.1137	4.00	0.0194
0.20	0.5588	0.46	0.4922	0.86	0.3896	1.95	0.1087		
0.21	0.5736	0.47	0.4927	0.88	0.3783	2.00	0.1026		
0.22	0.5698	0.48	0.4929	0.90	0.3673	2.05	0.0968		
0.23	0.5599	0.49	0.4974	0.92	0.3592	2.10	0.0915		
0.24	0.5505	0.50	0.4979	0.94	0.3540	2.15	0.0860		
0.25	0.5286	0.51	0.4901	0.96	0.3440	2.20	0.0822		



Tab. 24, Fig. 6/25.

Spettro normalizzato di risposta elastico:

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1892	0.26	0.4736	0.52	0.4736	0.98	0.3405	2.25	0.1483
0.01	0.2013	0.27	0.4736	0.53	0.4736	1.00	0.3337	2.30	0.1451
0.02	0.2134	0.28	0.4736	0.54	0.4736	1.05	0.3178	2.35	0.1420
0.03	0.2255	0.29	0.4736	0.55	0.4736	1.10	0.3033	2.40	0.1390
0.04	0.2376	0.30	0.4736	0.56	0.4736	1.15	0.2901	2.50	0.1335
0.05	0.2497	0.31	0.4736	0.57	0.4736	1.20	0.2780	2.60	0.1283
0.06	0.2619	0.32	0.4736	0.58	0.4736	1.25	0.2669	2.70	0.1236
0.07	0.2740	0.33	0.4736	0.60	0.4736	1.30	0.2567	2.80	0.1192
0.08	0.2861	0.34	0.4736	0.62	0.4736	1.35	0.2471	2.90	0.1151
0.09	0.2982	0.35	0.4736	0.64	0.4736	1.40	0.2383	3.00	0.1112
0.10	0.3103	0.36	0.4736	0.66	0.4736	1.45	0.2301	3.10	0.1076
0.11	0.3224	0.37	0.4736	0.68	0.4736	1.50	0.2224	3.20	0.1043
0.12	0.3345	0.38	0.4736	0.70	0.4736	1.55	0.2153	3.30	0.1011
0.13	0.3466	0.39	0.4736	0.72	0.4634	1.60	0.2085	3.40	0.0981
0.14	0.3588	0.40	0.4736	0.74	0.4509	1.65	0.2022	3.50	0.0953
0.15	0.3709	0.41	0.4736	0.76	0.4390	1.70	0.1963	3.60	0.0927
0.16	0.3830	0.42	0.4736	0.78	0.4278	1.75	0.1907	3.70	0.0902
0.17	0.3951	0.43	0.4736	0.80	0.4171	1.80	0.1854	3.80	0.0878
0.18	0.4072	0.44	0.4736	0.82	0.4069	1.85	0.1804	3.90	0.0856
0.19	0.4193	0.45	0.4736	0.84	0.3972	1.90	0.1756	4.00	0.0834
0.20	0.4314	0.46	0.4736	0.86	0.3880	1.95	0.1711		
0.21	0.4435	0.47	0.4736	0.88	0.3791	2.00	0.1668		
0.22	0.4557	0.48	0.4736	0.90	0.3707	2.05	0.1628		
0.23	0.4678	0.49	0.4736	0.92	0.3627	2.10	0.1589		
0.24	0.4736	0.50	0.4736	0.94	0.3549	2.15	0.1552		
0.25	0.4736	0.51	0.4736	0.96	0.3476	2.20	0.1517		



Tab. 25, Fig. 6/26.

Parametri spettro normalizzato:

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.189	2.504	--	0.235	0.704	2.240	0.189	0.474	1.182

Tab. 26.

Confronto tra gli spettri:

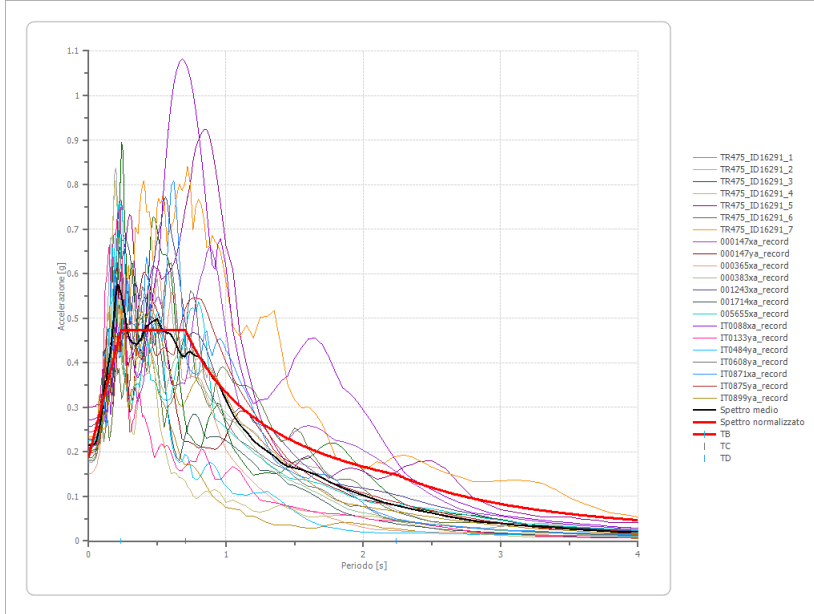


Fig. 6/27.

Confronto spettro normativa:

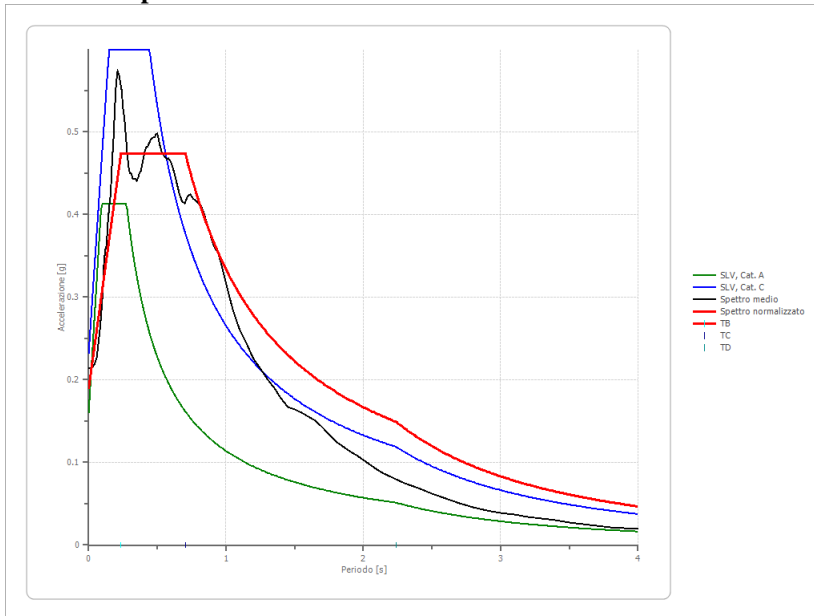


Fig. 6/28.

Le risultanze dello Studio di RSL quivi riportate indicano che lo Spettro Medio della Categoria C (da Approccio Semplificato, da Tab. 3.2.II del DM/NTC già riportato in altra parte della presente relazione) al quale potrebbe essere riferita l'area in esame risulta essere penalizzante - tutto ciò negli ampi limiti sopra riportati dello Studio di RSL - a favore di sicurezza il Progettista potrà quindi decidere di utilizzare l'approccio semplificato piuttosto che le risultanze dello Studio di RSL. Tali risultanze saranno comunque utilizzate nella presente relazione per individuare la pericolosità derivante da liquefazione delle sabbie sature (per la quale si rimanda all'apposito punto della presente relazione).

6.6 Ulteriori considerazioni di caratterizzazione sismica locale derivanti dagli strumenti di Pianificazione Comunale:

Con riferimento agli strumenti comunali di MSIL e/o MSIIL di seguito si riporteranno ulteriori considerazioni di caratterizzazione sismica dell'area in esame.

È plausibile ritenere che lo Studio di MSIL individuò per l'area in esame (o meglio per i suoi pressi) la presenza di "coperture" 2004 come alla seguente figura:

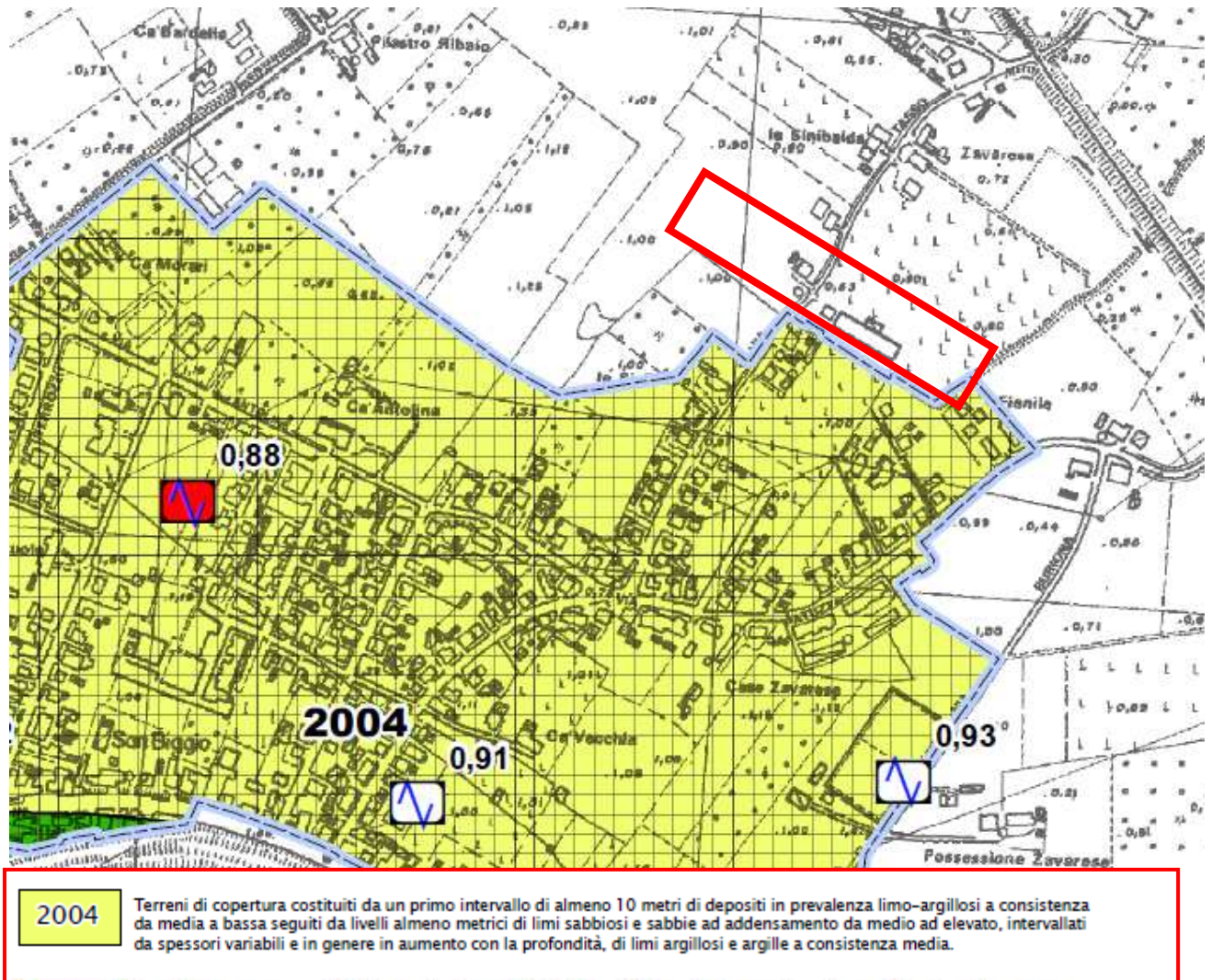


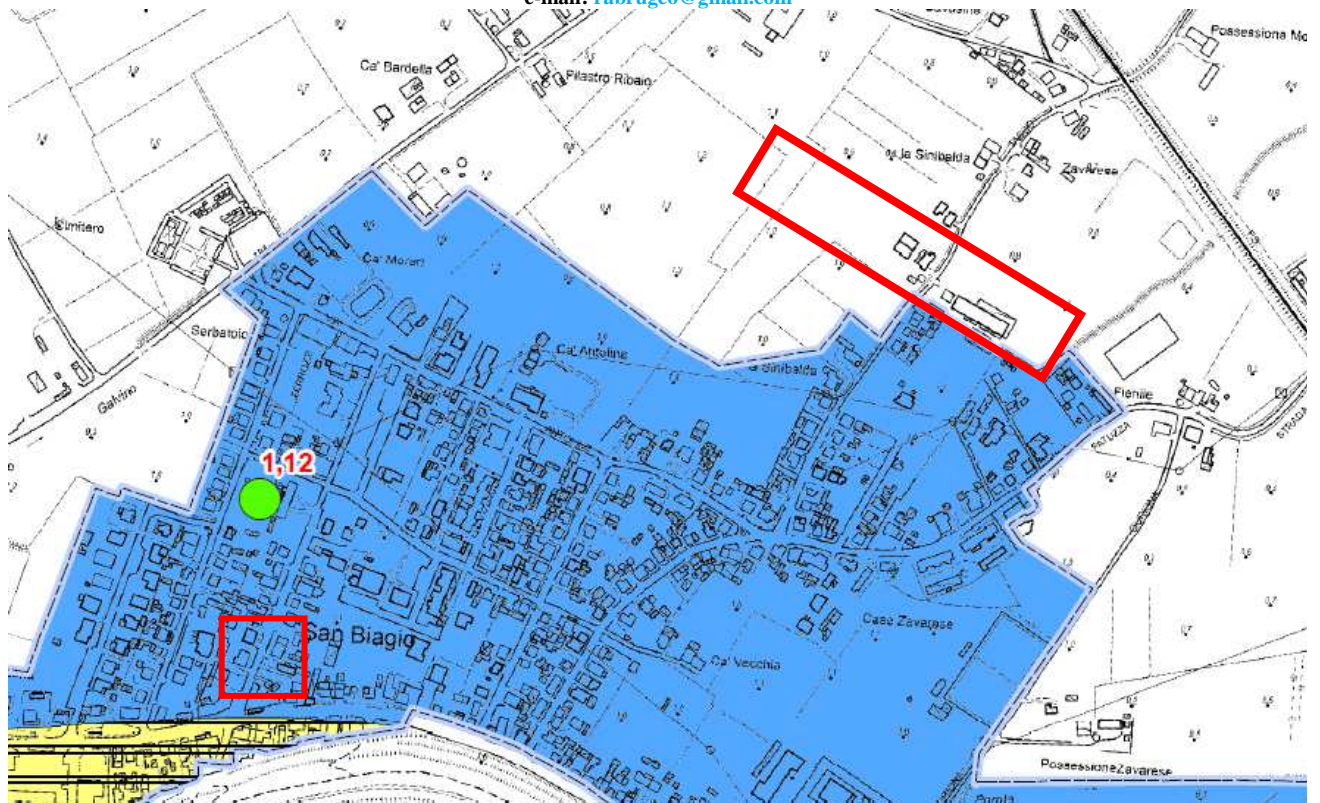
Fig. 6/29: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 4a: Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica MOPS dello Studio di MSIL.

Per quanto già descritto in relazione circa la stratigrafia locale si ritiene che l'individuazione della "copertura" 2004 sia scarsamente condivisibile, se proprio si ritiene necessario iper- dettagliare le varie coperture, beh allora sarebbe il caso di scegliere meglio sia la descrizione che l'attribuzione (e le modalità con

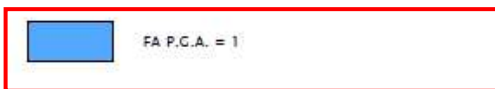
Dott. Geol. Raffaele Brunaldi
Via A. Da Brescia 11, 44011 Argenta (FE)
Tel. e fax: 0532852858, cell.:3355373693
e-mail: rabrugeo@gmail.com

le quali avviene) alle varie ubicazioni. Ciò tralasciando la liceità dell'uso del termine "copertura" nella Bassa Pianura Padana (dove come visto i terreni sciolti di copertura –senza le virgolette!- hanno spessori ben più ampi delle centinaia di metri!!). Non si potrà che concludere che i terreni locali, ampiamente descritti in relazione anche tramite apposite Sezioni Stratigrafiche (alle quali si rimanda) non appaiono essere correttamente o precisamente riconducibili alla descrizione di Legenda. Descrizione che inutilmente iperprecisa la descrizione stratigrafica di ogni singola MOPS. A chi o a cosa giova tale scelta di perseguire pervicacemente una definizione così dettagliata e così poco allargata? E sulla base di quali e quante indagini (si immagina le stesse di bibliografia nell'accessibilità dello scrivente e da questi riportate anche nella presente relazione) si è pervenuto a tale definizione talmente ristretta ed illogica in un ambiente deposizionale come quello in esame che dovrebbe essere facilmente riconosciuto dalle Scienze della Terra piuttosto per la presenza di deposizioni Sabbiose (genericamente) seguite da Argille (genericamente) e da lenti Sabbiose sospese (genericamente) come già ampiamente evidenziato in relazione. Fra l'altro la carta riportata non appare congrua con le cartografie di Figg. 4/1 e 4/2 (alle quali si rimanda) dalle quali dovrebbe gerarchicamente discendere e con le quali dovrebbe quindi essere obbligatoriamente congrua.

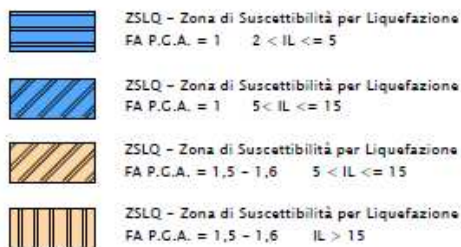
Di seguito si riportano ulteriori elementi di caratterizzazione sismica discendenti dagli Studi di MSIL e MSIIL del Comune di Argenta, per il quale lo scrivente non assume alcuna condivisione nel merito.



Zone stabili



Zone suscettibili di instabilità



Verticale di verifica alla liquefazione con indicato il valore di IL

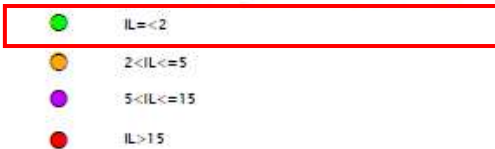
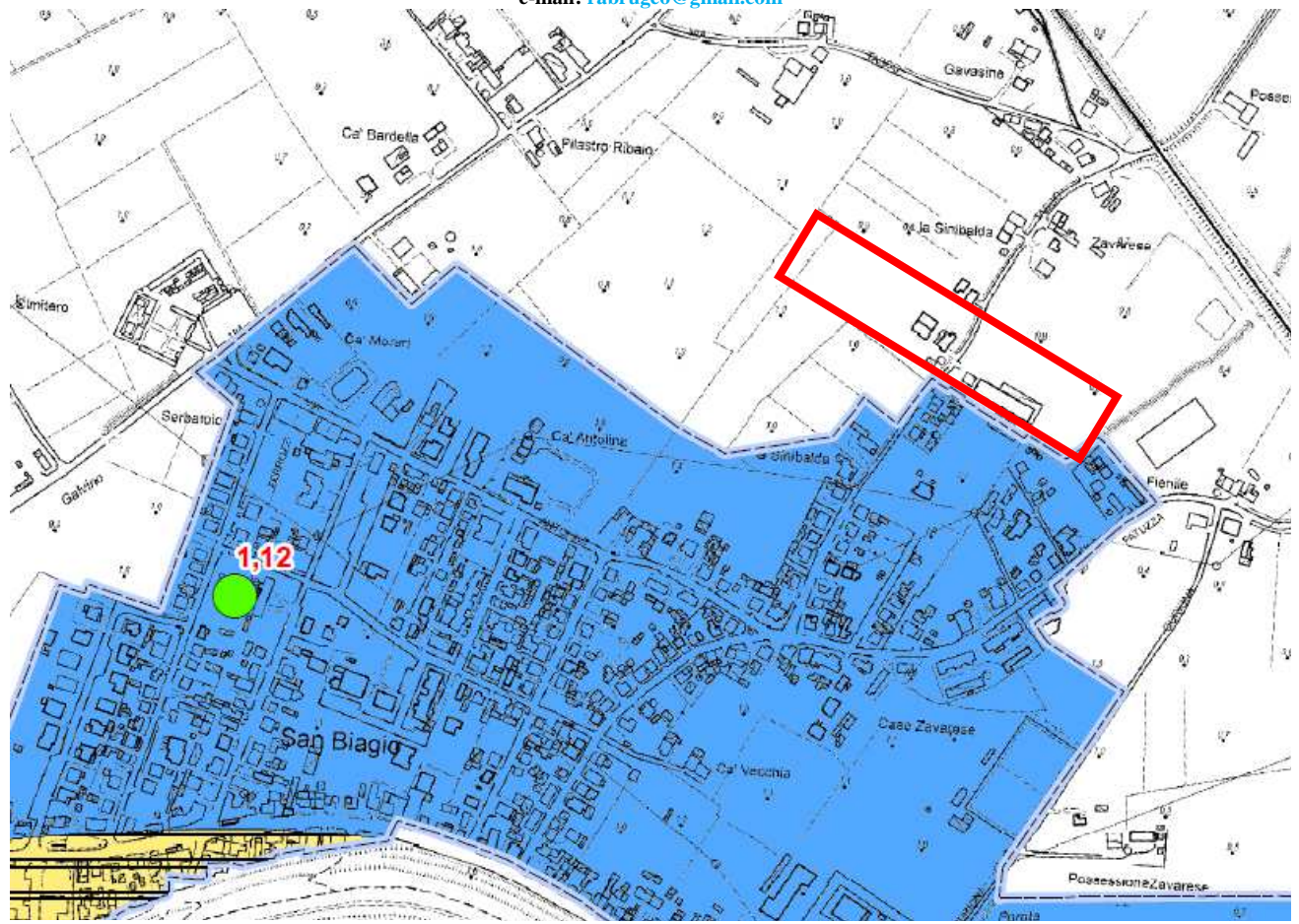
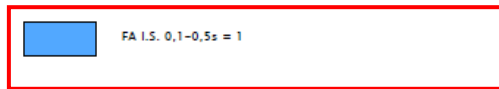


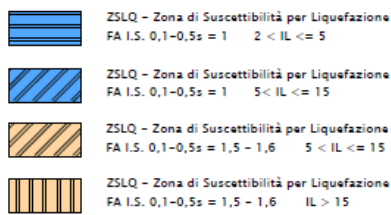
Fig. 6/30: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 6a: Carta delle FA PGA dello Studio di MSIIL. Il valore indicato di FA PGA è pari a 1,00.



Zone stabili



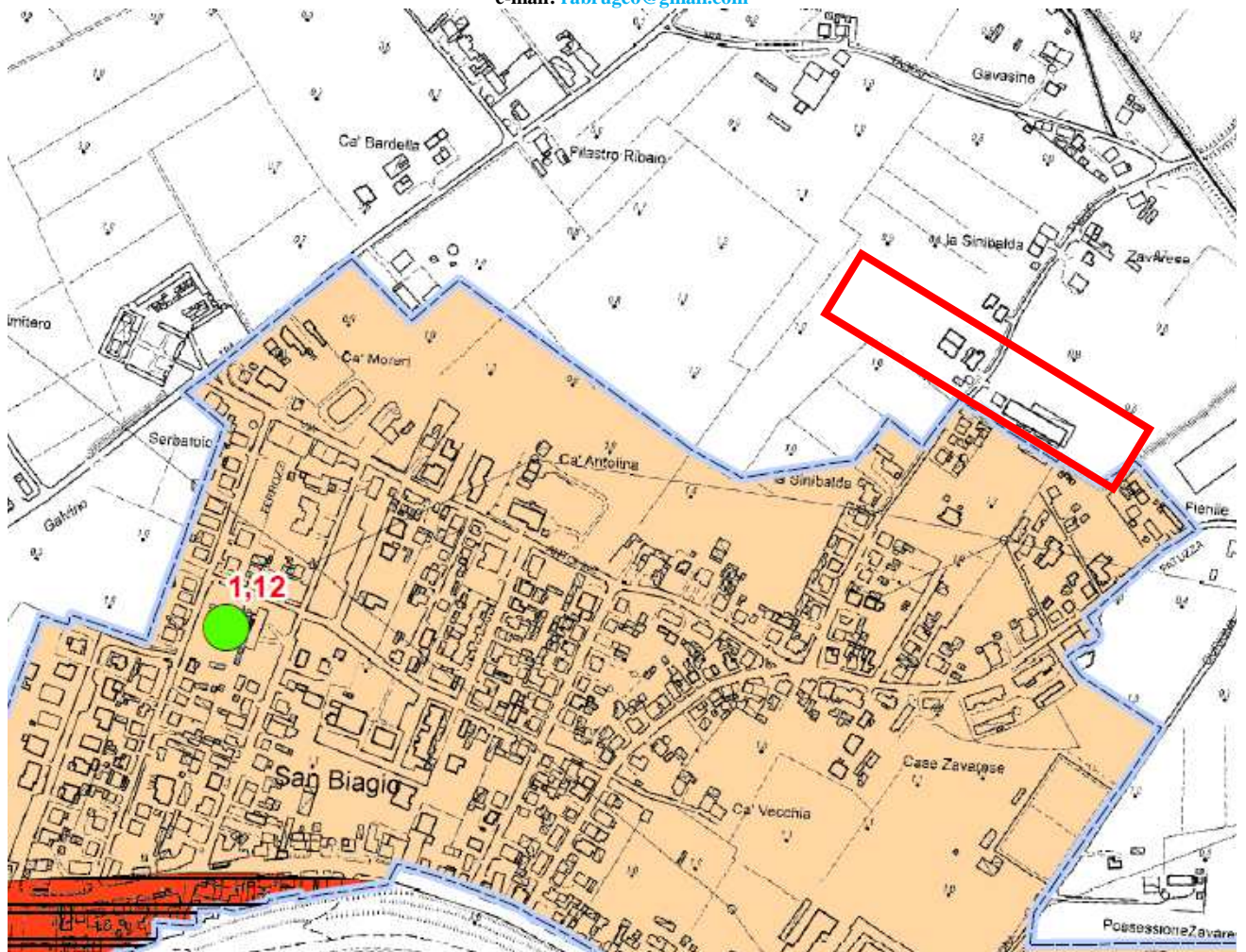
Zone suscettibili di instabilità



Verticale di verifica alla liquefazione con indicato il valore di IL



Fig. 6/31: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 7d: Carta delle IS: 0,1- 0,5 s dello Studio di MSIIL. Il valore indicato di FA 0,1- 0,5 s è pari a 1,00.



Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

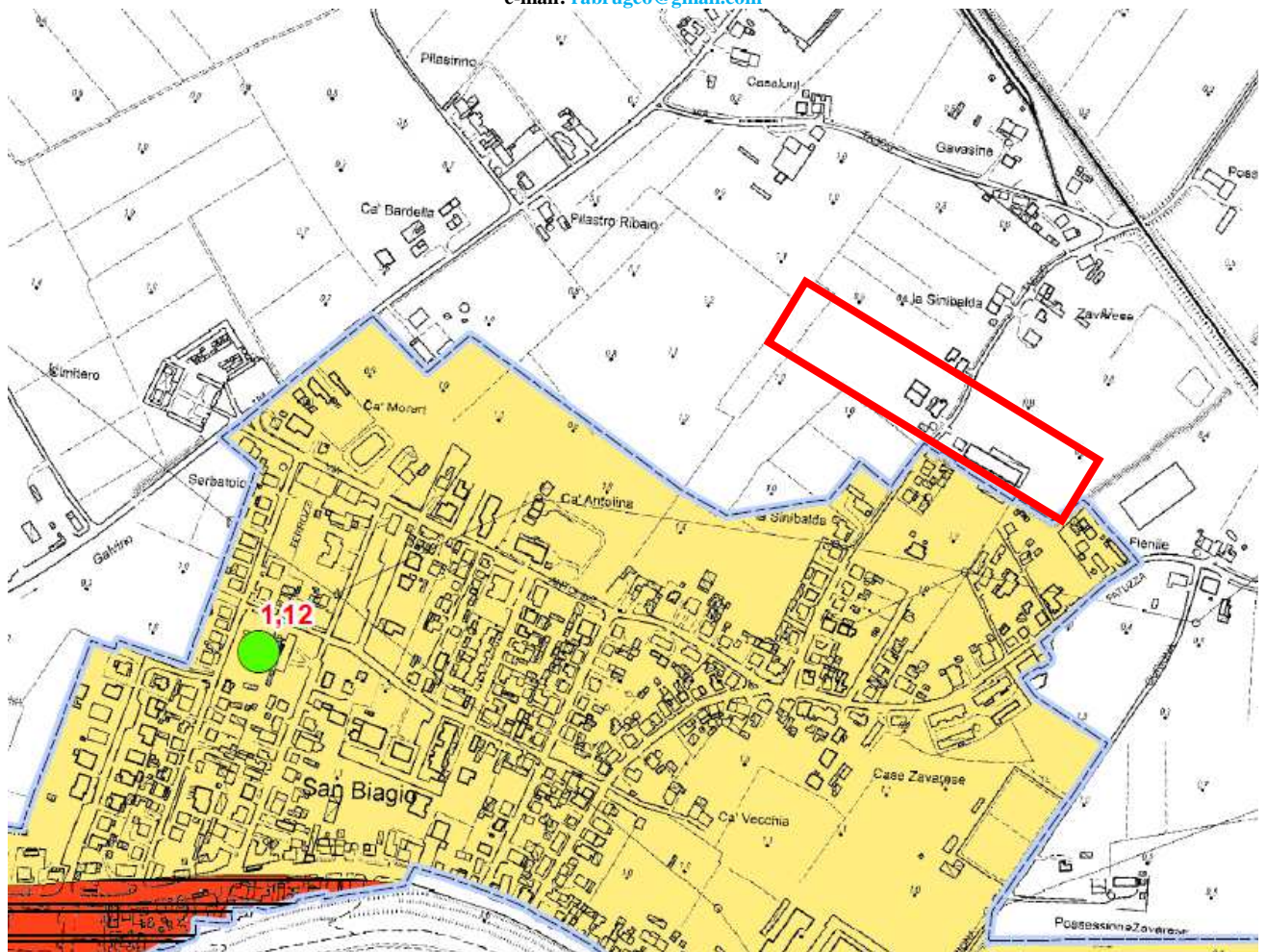
- FA I.S. 0,5-1,0s = 1,3 - 1,4
- FA I.S. 0,5-1,0s = 1,5 - 1,6

Zone suscettibili di instabilità

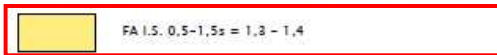
- ZSLQ - Zona di Suscettibilità per Liquefazione
FA I.S. 0,5-1,0s = 1,3 - 1,4 - $2 < IL \leq 5$
- ZSLQ - Zona di Suscettibilità per Liquefazione
FA I.S. 0,5-1,0s = 1,3 - 1,4 - $5 < IL \leq 15$
- ZSLQ - Zona di Suscettibilità per Liquefazione
FA I.S. 0,5-1,0s = 1,3 - 1,4 - $IL > 15$
- ZSLQ - Zona di Suscettibilità per Liquefazione
FA I.S. 0,5-1,0s = 1,7 - 1,8 - $5 < IL \leq 15$
- ZSLQ - Zona di Suscettibilità per Liquefazione
FA I.S. 0,5-1,0s = 1,9 - 2,0 - $2 < IL \leq 5$
- ZSLQ - Zona di Suscettibilità per Liquefazione
FA I.S. 0,5-1,0s = 1,9 - 2,0 - $5 < IL \leq 15$
- ZAID - Zona di Attenzione per sovrapposizione di zone suscettibili di Instabilità Differenti

- Verticale di verifica alla liquefazione con indicato il valore di IL
IL < 2

Fig. 6/32: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 8d: Carta delle IS: 0,5- 1,0 s dello Studio di MSIIL. Il valore indicato di FA 0,5- 1,0 s è compreso fra 1,5 e 1,6.



Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali



Zone suscettibili di instabilità

-  ZSLQ - Zona di Suscettibilità per Liquefazione
FA I.S. 0,5-1,5s = 1,3 - 1,4 - $2 < IL \leq 5$
-  ZSLQ - Zona di Suscettibilità per Liquefazione
FA I.S. 0,5-1,5s = 1,3 - 1,4 - $5 < IL \leq 15$
-  ZSLQ - Zona di Suscettibilità per Liquefazione
FA I.S. 0,5-1,5s = 1,3 - 1,4 - $IL > 15$
-  ZSLQ - Zona di Suscettibilità per Liquefazione
FA I.S. 0,5-1,5s = 1,7 - 1,8 - $5 < IL \leq 15$
-  ZSLQ - Zona di Suscettibilità per Liquefazione
FA I.S. 0,5-1,5s = 1,9 - 2,0 - $2 < IL \leq 5$
-  ZSLQ - Zona di Suscettibilità per Liquefazione
FA I.S. 0,5-1,5s = 1,9 - 2,0 - $5 < IL \leq 15$
-  ZAID - Zona di Attenzione per sovrapposizione di zone suscettibili di Instabilità Differenti


Verticale di verifica alla liquefazione con indicato il valore di IL
 IL < 2

Fig. 6/33: Stralcio a Scala Libera e Legenda della Tav. 9d: Carta delle IS: 0,5- 1,5 s dello Studio di MSIIL. Il valore indicato di FA 0,5- 1,5 s è compreso fra 1,3 e 1,4.

Le cartografie sopra riportate, oltre ad indicare valori di FA, riportano anche indicazioni numeriche, cioè non meramente qualitative (purtroppo, verrebbe da dire) circa il fenomeno della Liquefazione (degli orizzonti granulari saturi) pretendendo di allargare un singolo (!!) risultato numerico puntuale anche ad aree lontane da tali punti di indagine e/o ad aree dalla diversa natura litodepositiva, ovvero all'intero abitato di San Biagio. Ciò in forza della Tavola delle MOPS, che lo scrivente semplicemente individua come non correttamente utilizzabile per l'area in esame. Si è di fronte ad una inaccettabilmente estrema interpolazione di un dato puntuale. E più oltre ciò verrà dimostrato. Infatti più oltre in relazione si tratterà del fenomeno co-sismico della Liquefazione degli orizzonti saturi granulari, farà riferendosi a verifiche puntuali numeriche basate sulle risultanze delle indagini locali e come richiesto dal DM/NTC 2018 ovvero realizzando apposito Studio di Risposta Sismica Locale (viste le condizioni stratigrafiche puntuali).

Circa i vari valori di FA riportati nella cartografia di MS non si assume qui alcuna condivisione dei dati che vengono semplicemente riportati.

6.6 Storia Sismica 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 Argenta è classificato come zona sismica 2 (in precedenza non era nemmeno -inopinatamente e nel seguito della relazione si dimostrerà perchè- classificato come sismico) e ad esso è associato un valore di accelerazione massima al suolo (rigido, A) compreso tra 0,125 e 0,175 g.

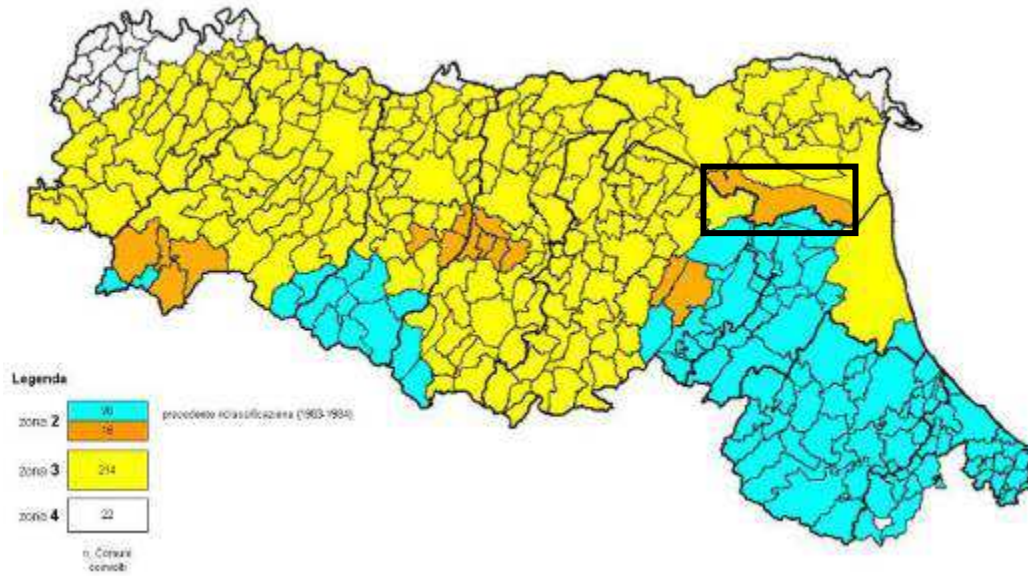


Fig. 6/34: Classificazione sismica del territorio regionale secondo l'OPCM 3274/2003. Il Comune di Argenta è evidenziato dal riquadro nero (colore arancione) è l'unico di ZS2 della Provincia di Ferrara.

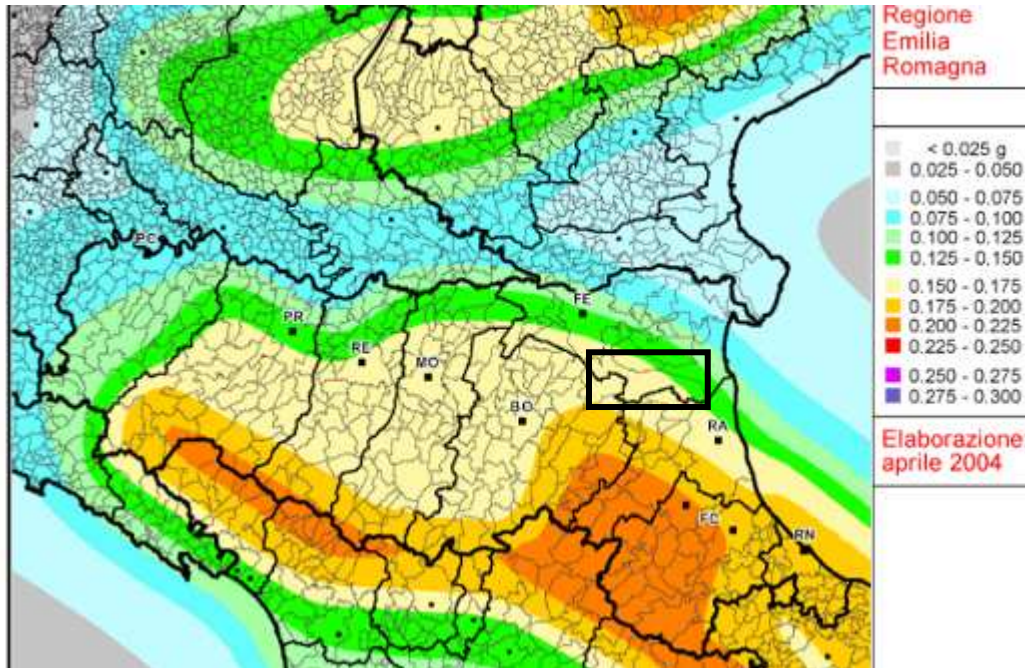


Fig. 6/35 Mappa di pericolosità sismica della Regione Emilia-Romagna espressa in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi (Cat. A). All'area del Comune di Argenta è associata un'accelerazione compresa tra 0,125 e 0,175 g. (Meletti & Montalbo, 2007) su suolo rigido A.

Di seguito si riportano due mappe 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).

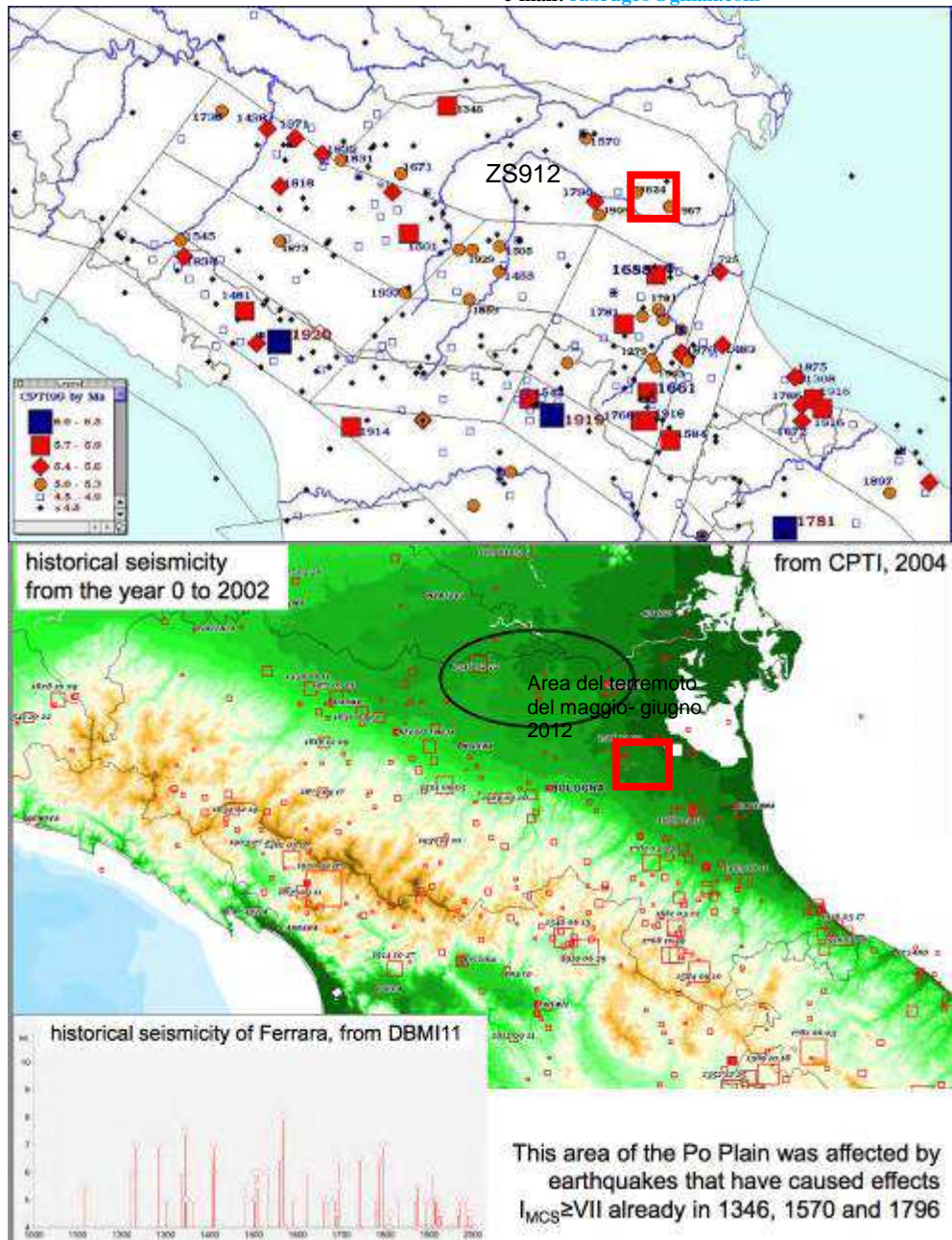


Fig. 6/36 e 6/37: Mappe degli epicentri dei terremoti avvenuti in Emilia- Romagna dal XIII sec. ad oggi per classi di magnitudo (CPTI 99). Scale Libere e differenti. La seconda figura riporta l'area del "cratere sismico" (come volgarmente ed imprecisamente denominato) di maggio-giugno 2012.

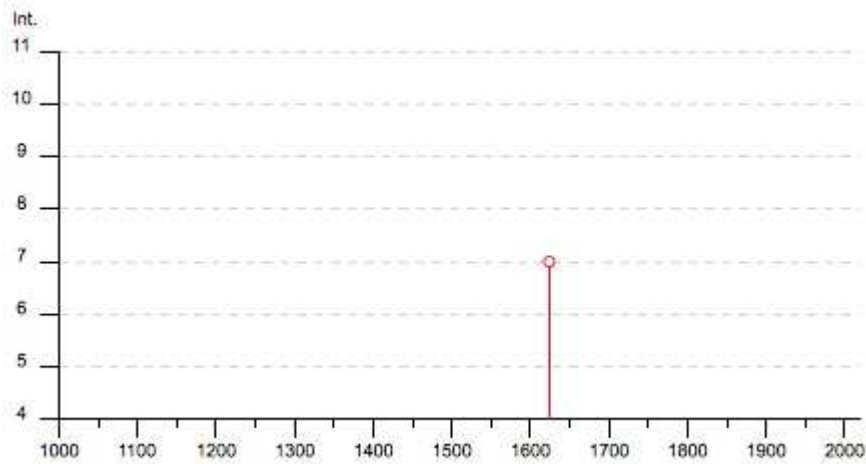
La storia sismica del Comune di Argenta è estesa ed articolata. Di seguito se ne riportano tabelle di restituzione (tratte da siti istituzionali quali quello dell'I.N.G.V.). La città di Argenta, in particolare, è stata colpita da due forti terremoti nel 1624 (Intensità VIII-IX, Mw 5.4) e nel 1898 (Intensità VII, Mw 5). In precedenza anche il terremoto di Ferrara del 1570 aveva originato risentimenti non trascurabili. Nel 1956 si è avuto l'evento nominato Argenta ($M_L = 4,82$; $I = 7$) e negli ultimi anni si sono ulteriormente registrati alcuni piccoli terremoti ($M_L < 4$) di cui l'ultimo il 25 Marzo 2010, di magnitudo locale (M_L) 2.3, con epicentro nel Comune di Ostellato (da dati INGV). La frazione di san Biagio registra comunque gli effetti del solo evento sismico del 1624, come di seguito riportato:

San Biagio



PlaceID IT_40331
Coordinates (lat, lon) 44.587, 11.866
Municipality (ISTAT 2015) Argenta
Province Ferrara
Region Emilia-Romagna
No. of reported earthquakes 1

Effects		Reported earthquakes				
Int.	Year Mo Da Ho Mi Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw	
7	1624 03 19	Argenta	18	7-8	5.43	



Tab. 27 e Fig. 6/38: storia sismica della frazione di San Biagio, L'Intensità Sismica (Is) massima registrata è pari a 7.

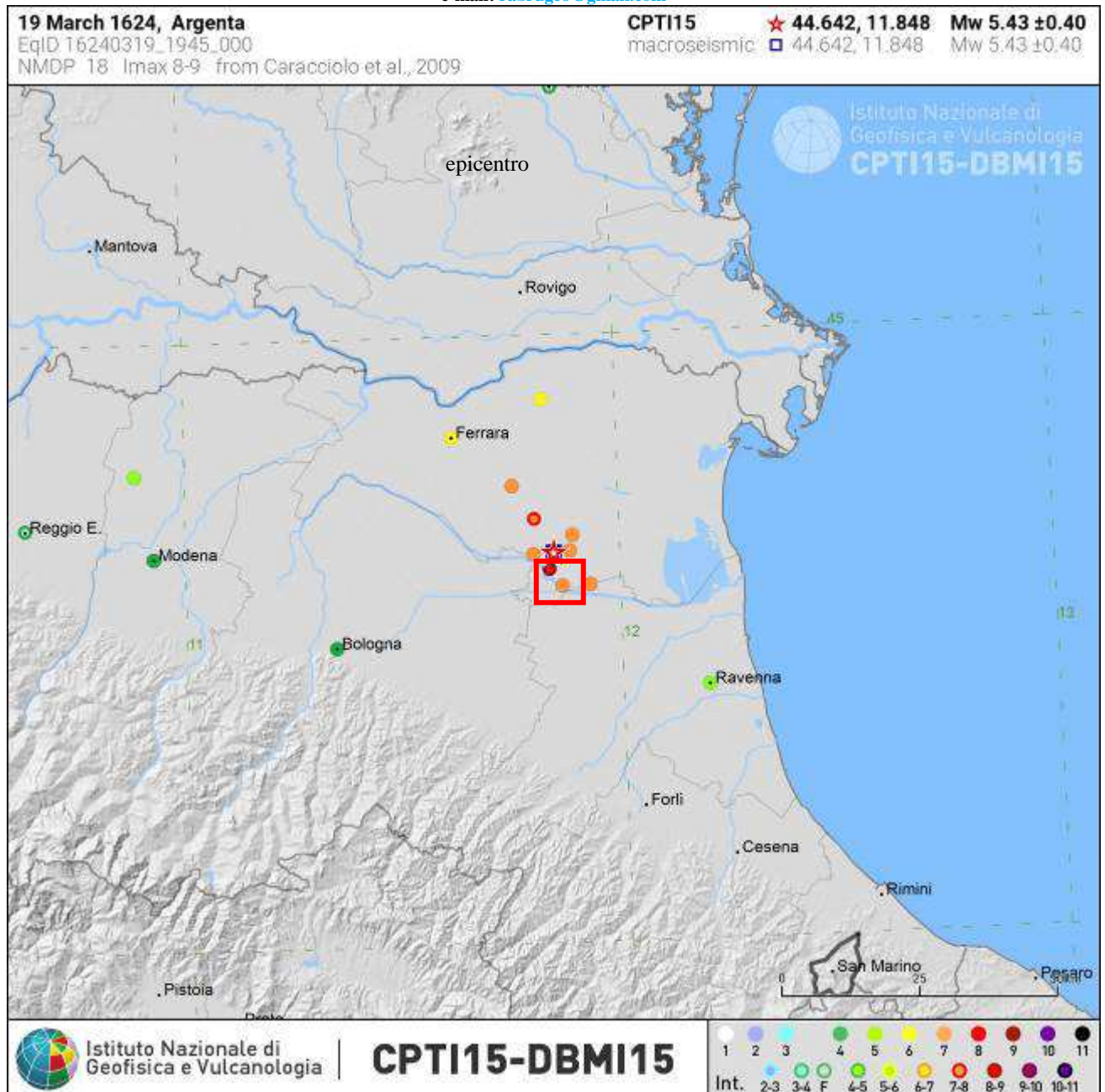
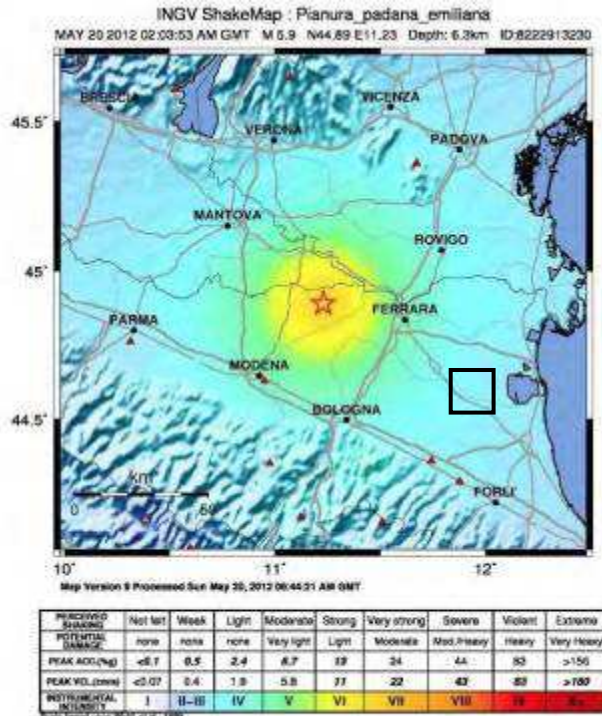


Fig. 6/39: evento del 1624: Argenta. Scala Libera, epicentro ed area in esame.

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. Comunque, per il territorio del Comune di Argenta si sono registrati danni soprattutto agli edifici delle chiese maggiori, fra le quali San Biagio e Filo per rimanere alla sola porzione dell'Alto Argentano, tali danni si sono sviluppati anche in presenza di accelerazioni molto ridotte rispetto a quelle epicentrali. Di seguito si riportano una serie di figure relative a tale sequenza sismica.



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

Fig. 6/40: 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.

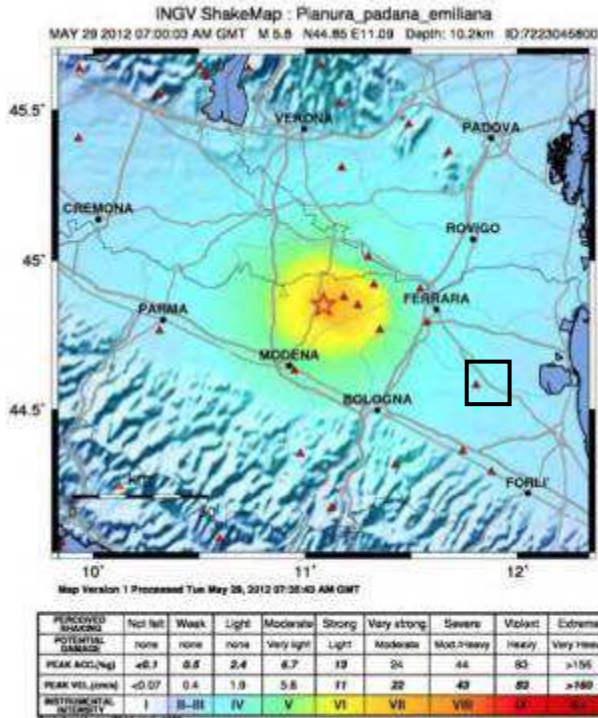
On May 20, 2012 at 04:03 (local time) an earthquake $M_L=5.9$ struck the Po Plain.

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. 6/41: 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.

In seguito alle 6:08 del 6 Giugno, un evento di Magnitudo 4,5 si è registrato un episodio sismico con epicentro appena fuori la costa di fronte a Ravenna (come riportato alla seguente figura) e con ipocentro stimato alla profondità di oltre 25 Km (e quindi molto più profondo di quelli della sequenza emiliana). Fortunatamente la magnitudo molto modesta ed il ridotto “sciame” sismico riconduce la scossa ad un evento “accessorio”, comunque segnale che la sismicità dell’area ravennate è evidentemente presente.



Fig. 6/42: Epicentro della scossa del 6 Giugno 2012. Scala libera.

6.7 Valore di M_w locale:

La magnitudo attesa per il territorio del Comune di Argenta (e di una ulteriore fascia molto estesa della Provincia di Ferrara) è pari a $M_w = 6,14$ circa, il valore è indicato dall’INGV, come riportato dalla seguente tabella.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
nome ZS	N ZS	DISS2 MwMax	CPTI2 MwMax	CPTI2 MwMax (classe)	CPTI2 completo 04.2	Az1	Mw Max1	Az2	Mw Max2
Savoia	901		5.79	5.68	5.68	+1(a)	5.91	+2(d)	6.14
Vallese	902		6.10	6.14	6.14		6.14		6.14
Grigioni-Valtellina	903		5.79	5.68	5.22	+3(b)	5.91	+4(d)	6.14
Trieste -Monte Nevoso	904		5.71	5.68	5.68		5.68	+2(d)	6.14
Friuli -Veneto Orientale	905	6.4	6.66	6.60	6.60		6.60		6.60
Garda-Veronese	906	6.2	6.49	6.60	6.60		6.60		6.60
Bergamasco	907	5.9	5.67	5.68	5.68	G	5.91	+2(d)	6.14
Piemonte	908		5.67	5.68	5.68		5.68	+2(d)	6.14
Alpi Occidentali	909		5.54	5.45	5.45	+1(a)	5.68	+3(d)	6.14
Nizza-Sanremo	910	6.3	6.29	6.37	6.37		6.37		6.37
Tortona-Bobbio	911		5.67	5.68	5.68		5.68	+2(d)	6.14
Dorsale Ferrarese	912	6.2	5.88	5.91	5.91	G	6.14	G	6.14
Appennino Emiliano-Romagn.	913		5.85	5.91	5.91		5.91	+1(d)	6.14
Forlivese	914		5.97	5.91	5.91		5.91	+1(d)	6.14
Garfagnana-Mugello	915	6.4	6.49	6.60	6.60		6.60		6.60
Versilia-Chianti	916		5.52	5.45	5.45	+1(c)	5.68	+3(d)	6.14
Rimini-Ancona	917	6.1	5.94	5.91	5.91	G	6.14	G	6.14
Medio-Marchigiana/Abuzz.	918		6.23	6.14	6.14	+1(a)	6.37	+1(a)	6.37
Appennino Umbro	919	6.0	6.33	6.37	6.37		6.37		6.37
Val di Chiana-Ciociaria	920		5.57	5.68	5.45	+1(b)	5.68	+3(d)	6.14
Etruria	921		5.91	5.91	5.91		5.91	+1(d)	6.14
Colli Albani	922		5.53	5.45	5.45		5.45		5.45
Appennino Abruzzese	923	6.7	6.99	7.06	7.06		7.06		7.06
Molise-Gargano	924	6.7	6.73	6.83	6.83		6.83		6.83
Ofanto	925		6.72	6.83	6.83		6.83		6.83
Basento	926	5.8	5.84	5.91	5.91		5.91	+1(d)	6.14
Sannio-Irpinia -Basilicata	927	6.8	6.96	7.06	7.06		7.06		7.06
Ischia-Vesuvio	928		5.78	5.68	5.68	+1(a)	5.91	+1(a)	5.91
Calabria Tirrenica	929	7.0	7.24	7.29	7.29		7.29		7.29
Calabria Ionica	930	6.0	6.60	6.60	6.60		6.60		6.60
Canale d'Otranto	931		6.90	6.83	6.83		6.83		6.83
Eolie-Patti	932	6.1	6.06	6.14	6.14		6.14		6.14
Sicilia settentrionale	933		5.89	5.91	5.91	+1(c)	6.14	+1(c)	6.14
Belice	934		6.12	6.14	6.14		6.14		6.14
Iblei	935		7.41	7.29	7.29		7.29		7.29
Etna	936		5.30	5.22	5.22	+1(a)	5.45	+1(a)	5.45

Tabella 6. Valori di Mwmax da DISS2 e CPTI2 (col.3, 4, 5); valori di Mwmax dopo l'applicazione degli intervalli di completezza CO-04.2 (col.6); azioni e valore finale di Mwmax1 (col.7, 8); azioni e valori finali di Mwmax2 (col.9, 10). Le azioni indicano l'aumento (in numero di classi) rispetto ai valori della colonna 6 determinato da:

Tab. 27: Tabella (Tab. 6) tratta dal Rapporto Conclusivo della Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica (Aprile 2004) dell'INGV.

Tale valore è molto penalizzante per l'area in esame ma discende da una analisi statistico/probabilistica dei suddetti eventi sismici, analisi che tiene conto della loro magnitudo e distanza dall'area in esame (sono considerati solo gli eventi registrati nella cella 912). Si deve considerare che la scala di misura della magnitudo è logaritmica, quindi $M = 6,14$ "mette in gioco" energie sismiche (in senso lato) enormemente superiori a $M = 5,40$ (circa, degli eventi del 1624). 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 Argenta si potrà notare come il valore localmente atteso 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 25 e 30%;
- 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 80 Km.

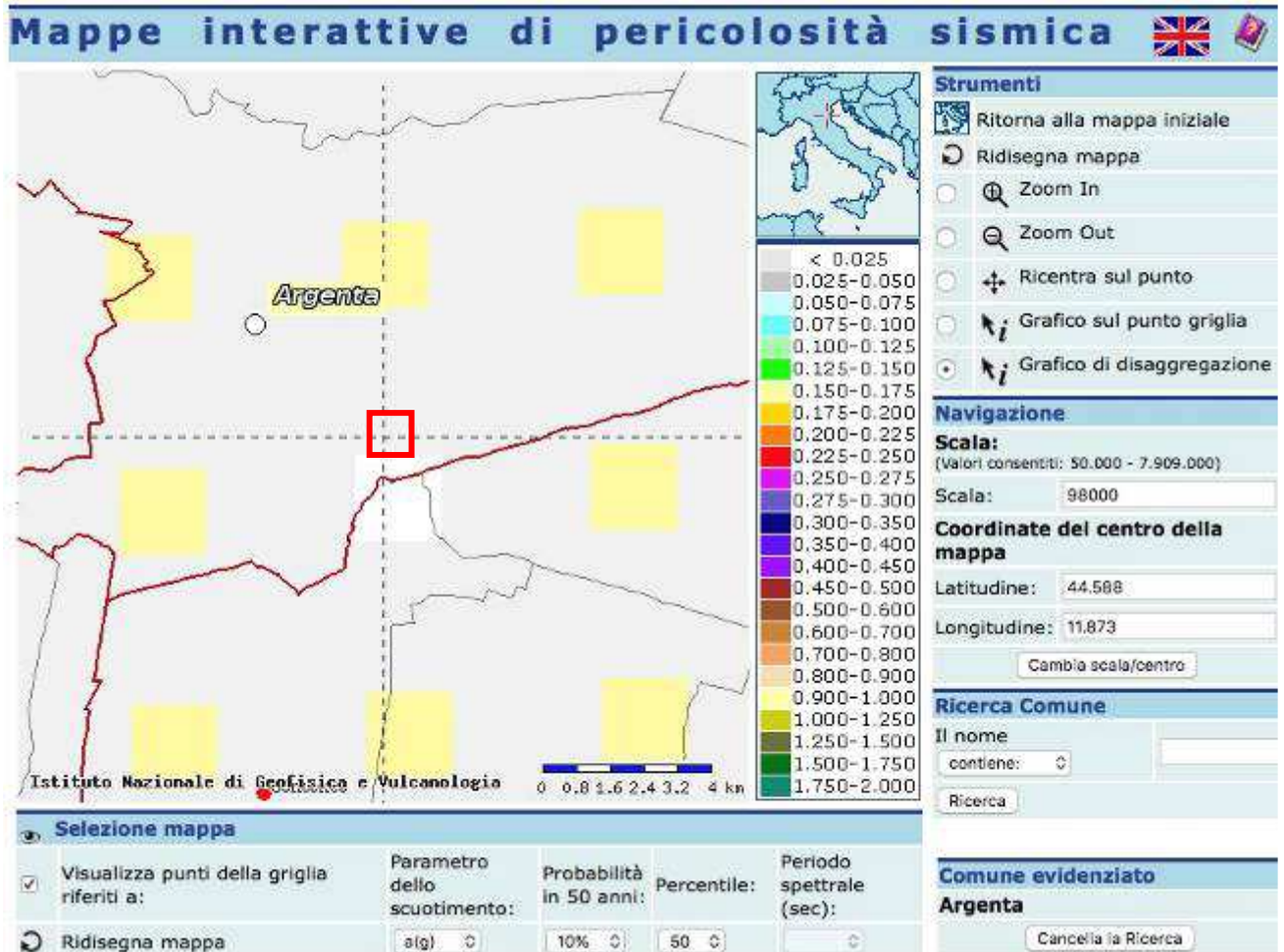
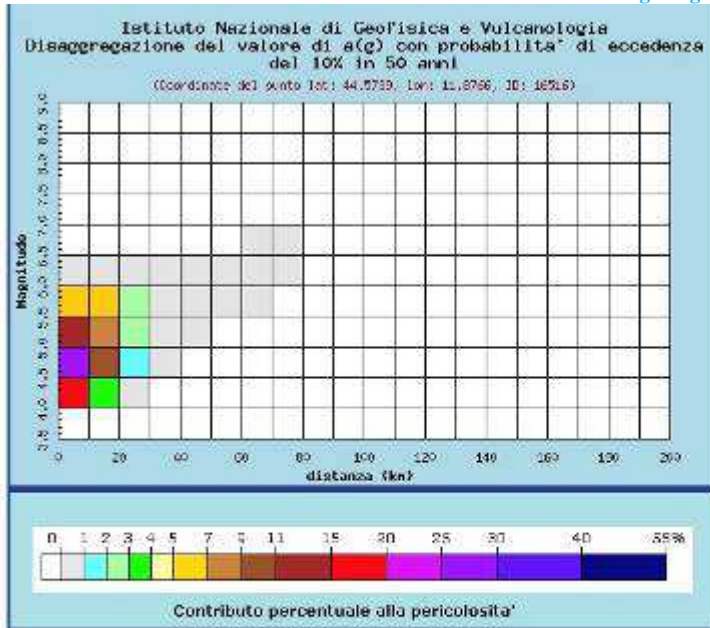


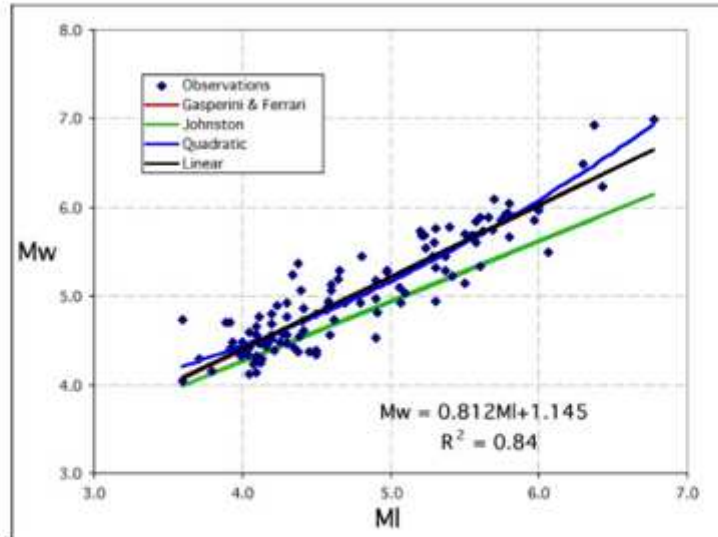
Fig. 6/43: Ubicazione dell'area in esame per lo studio di disaggregazione, per CU II.



Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 44.5739, lon: 11.8766, ID: 16516)									
	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
0-10	0.000	15.100	26.600	14.000	6.340	0.719	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	3.580	9.720	8.710	6.180	0.900	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.148	1.350	2.510	2.430	0.315	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.021	0.389	0.682	0.085	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.021	0.183	0.033	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.006	0.001	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.980	9.540	0.743

Fig. 6/44 e Tab. 28: tabelle di disaggregazione dei valori di M per l'area in esame (tratte dal sito del Progetto DPC-INGV- S1). La Magnitudo riportata è la Magnitudo Locale M_L (Richter) da non confondersi con la Magnitudo Momento M_W . Le due scale misurano "oggetti" sostanzialmente diversi e sono quindi scarsamente comparabili. Il corrispondente valore di M_W può essere comunque inteso maggiore di 5, sulla base di correlazioni "qualitative" proposte da vari Autori. Per il caso in esame il valore di M sarebbe pari a 5,17: $M_W = 0,953M_L + 0,422$; $3,9 \leq M_L \leq 6,8$ (Yenier, Erdogan, Akkar-2008), oppure pari a 5,19: $M_W = 0,812M_L + 1,145$; (INGV, 2004). Come riportato alla seguente figura.



Regressione tra Mw e ML. 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. 6/45 grafico di regressione ML- Mw tratto dal Rapporto Conclusivo della Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica dell'INGV (Aprile 2004).

Si vuole comunque rimarcare come tale disaggregazione sia stata pesantemente superata dall'evento di maggio- giugno 2012, infatti anche i territori del sisma del maggio- giugno 2012 riportavano valori attesi di M_w lievemente superiori a 5, in realtà poi il sisma realmente accaduto fu di $M_w = 5,9$. Come rapportarsi quindi a questa disaggregazione? Con estrema cautela e riconducendola ad una segnalazione "astratta" di valori ragionevolmente attendibili in loco. Rifervisici con spirito deterministico potrà infatti condurre a grossolane e pericolose sottostime. Fra gli elementi che pur non superabili mostrano la massima problematica nei confronti dell'applicabilità di un metodo come quello in esame al fenomeno sismico si consideri ad esempio che tali metodi 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 (ma tale limite è implicitamente insuperabile, evidentemente, per un metodo che si basi sulla statistica), come dimostrato ad esempio dal sisma del 2012. Ma ancora: un dato che denoti una percentuale di accadimento dell'1% non è che non possa manifestarsi, semplicemente è poco probabile (ma non impossibile) che lo faccia, purtroppo però questo è il dato maggiormente pericoloso. Considerazioni circa le percentuali di rischio da cui proteggersi non sono considerazioni geologiche ma bensì attengono alla progettazione, a valutazioni diverse in capo alla Committenza e ad altre ulteriori sfere di interesse umano. In relazione, più oltre, si affronteranno (per quanto di competenza questi temi). Al di là dei limiti di (un qualsiasi) studio statistico- probabilistico, non v'è alcun dubbio circa la sismicità dell'area in esame, oltre a ricordare la complessa struttura geologica e tellurica profonda già evidenziata alle Figg. 2/1, 2/2 e 3/3 alle quali si rimanda, di seguito si riporta una ulteriore figura che illustra molto bene come l'area in esame sia ubicata nelle immediate corrispondenza della Sorgente Sismo- genetica ITIS141 (Argenta)/ITCS012 (Malalbergo- Ravenna).

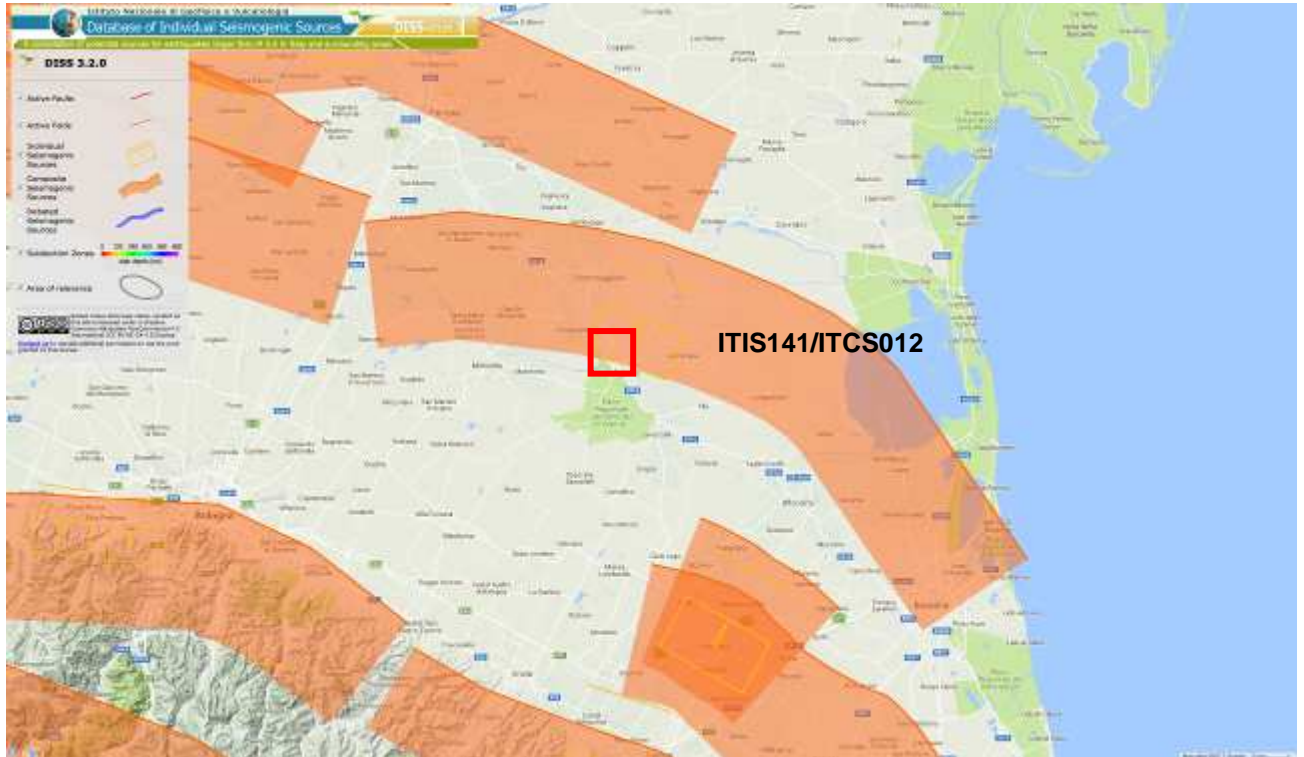


Fig. 6/46: Sorgente Sismo- Genetica locale.

Di seguito si riporta descrizione di tali sorgenti Sismogenetiche come tratte dall'apposito sito dell'INGV.

GENERAL INFORMATION

DISS-ID	ITIS141
Name	Argenta
Compiler(s)	Burrato P.(1), Valensise G.(1), Vannoli P.(1)
Contributor(s)	Burrato P.(1), Valensise G.(1), Vannoli P.(1)
Affiliation(s)	1) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; Sismologia e Tettonofisica; Via di Vigna Murata, 605, 00143 Roma, Italy
Created	10-Feb-2014
Updated	10-Feb-2014

Display map ...



Related sources [ITCS012](#)

PARAMETRIC INFORMATION

PARAMETER		QUALITY	EVIDENCE
Location [Lat/Lon]	44.64 / 11.85	LD	Based on macroseismic and geological data by Toscani et al. (2009).
Length [km]	8.0	ER	Calculated using the relationships from Wells and Coppersmith (1994).
Width [km]	5.7	ER	Calculated using the relationships from Wells and Coppersmith (1994).
Min depth [km]	3.0	OD	Based on seismic profile and geomorphological observations.
Max depth [km]	6.3	OD	Based on seismic profile and dislocation modeling.
Strike [deg]	110	OD	Based on geological and geomorphological observations.
Dip [deg]	35	OD	Based on geological and geomorphological observations.
Rake [deg]	90	OD	Inferred from geological data, constrained by orientation of T axes.
Slip Per Event [m]	0.4	ER	Calculated from M_0 using the relationship from Hanks and Kanamori (1979).
Slip rate [mm/y] min... max	0.49...0.55	OD	Calculated using geologic subsurface data from Maesano et al. (2015).
Recurrence [y] min... max	727...816	EJ	Calculated from slip rate and average displacement.
Magnitude [Mw]	5.8	EJ	Value inferred from elaboration of the macroseismic data.

LD=LITERATURE DATA; OD=ORIGINAL DATA; ER=EMPIRICAL RELATIONSHIP; AR=ANALYTICAL RELATIONSHIP; EJ=EXPERT JUDGEMENT;

INFORMATION ABOUT THE ASSOCIATED EARTHQUAKES

Latest Earthquake	19 Mar 1624	CPT111
Penultimate Earthquake	Unknown	See "Commentary" for information.

ACTIVE FAULTS

ACTIVE FOLDS

COMMENTARY

COMMENTS

This source belongs to the outer Northern Apennines thrust front that straddles the region across the lower Reno River valley down to the city of Ravenna (to the southeast) and is the easternmost part of the Ferrara Arc thrust front. This fault system is the N- to NE-verging external arc at the north-eastern tip of the Northern Apennines chain, well into the Po Plain, and marks the northeastern most advanced thrust with damaging seismogenic potential in the Apennines.

Based on the analysis of the subsurface data provided by the oil industry (e.g. Cassano et al., 1986; Pieri and Groppi, 1981; Fantoni and Franciosi, 2010) and on geomorphological observations provided by several investigators, we propose that this seismogenic source has the following geometrical characteristics:

- the strike of is chosen according with the general orientation of mapped buried tectonic structures;
- the fault dips towards the S-SW, in agreement with subsurface evidence and based on the characteristic distance between the synclinal and anticlinal axes;
- the rake is based on strike and on general geodynamic considerations;
- the down-dip width is based on modeling of the characteristic distance between the synclinal and anticlinal axes and on the assumptions made concerning the minimum and maximum faulting depth;
- the minimum and maximum depth are constrained by subsurface geology, by the symmetry of the anticline and by the general aspect-ratio of the anticline-syncline couple;
- the length is based on scaling with width and constrained by geomorphological observations.

Current historical catalogues report a large event in 1624 that falls very close to the ITIS141 Source, having its epicentral area near the town of Argenta. We therefore associate this historical earthquake with the ITIS141 Source. Our preferred source model is consistent with the largest damage distribution reported in the current catalogues.

The historical and instrumental catalogues show a number of intermediate to damaging earthquakes that besides the 1624 event have affected the area and may be associated to other still unknown individual sources belonging to the same thrust front; to the southeast (although of uncertain location, due to their age), there is the 725 A.D. (Mw 5.6, Classe-Ravenna) earthquake; in the center of the region, the 30 December 1967 (Mw 5.4, Bassa Padana) event; W-ward, the 22 October 1796 (Mw 5.6, Bassa Padana) and 13 January 1909 (Mw 5.5, Bassa Padana) earthquakes. However, based on their damage distribution some of these events may also have been generated by deep sources (i.e. not belonging to the Northern Apennines thrust system; see Vannoli et al., 2015).

OPEN QUESTIONS

1) What is the average return time of the Argenta Source? Current historical catalogues, which cover a time span of about 1,000 years, report only the large 1624 event as falling very close to it.

2) What is the seismic behaviour of the Argenta Source? Does it rupture only in large M 6 rather infrequent events? Or it can also rupture in smaller earthquakes in the M range 5-5.5, alternated with long aseismic periods?

SUMMARIES

No specific study exists on the Argenta Source and on the 1624 earthquake. Nevertheless, information on the location, geometry and recent activity of the source can be obtained from a number of papers dealing with the subsurface geology and geomorphology of the Po Plain.

Pieri and Groppi (1981) This paper offers a reconstruction of the subsurface geology of the Po Plain using data derived from exploratory seismic lines and oil wells stratigraphies. Their NE- oriented section 11 drawn across the Cotignola oil field, shows the presence of a major north-verging anticline that deforms sediments as recent as middle-upper Pliocene, and possibly Quaternary. This anticline following their reconstruction is part of the Romagna Folds, that are the more internal folds of the Ferrara-Romagna Arc.



Cassano et al. (1986) These investigators provide a comprehensive summary of subsurface and surface geophysical and geological data along several transects crossing the Po Plain from the Southwest to the Northeast. Their re-interpretation of Section 11 of Pieri and Groppi [1981] using the new data-set, shows a major anticline driven by a low-angle north- verging blind thrust culminating at Cotignola.

Burrato et al. (2003) They analyse in detail the fluvial system of the Po Plain and identify several areas where significant drainage anomalies (e.g., river diversions and shifts in channel patterns) with wave-length comparable to that of tectonic structures of crustal significance are suggestive of the presence of active blind thrust or reverse faults. As second step of their approach the authors compare the position of the drainage anomalies with the location of known buried anticlines, to corroborate the hypothesis of the tectonic nature of the anomalies. Following the observation that some of the anomalies are associated also with historical earthquakes, they propose that these blind thrusts may be potential sources of rather infrequent large earthquakes beneath the Po Plain. Burrato et al show that the Idice river exhibits a significant anomaly in its trend as it crosses an anticline reported in the official geological map.

Toscani et al. (2009) They use geological, structural and morphotectonic data to draw a N-S-striking section between Bologna and Ferrara, aimed at analyzing whether and how the deformation is partitioned among the frontal thrusts of the Northern Apennines and identifying the potential sources of damaging earthquakes. The Authors identify active anticlines based on the correspondence among drainage anomalies, historical seismicity and buried ramps. They also analyze the evolution of the Plio-Quaternary deformation by modeling in a sandbox the geometry, kinematics and growth patterns of the thrust fronts. As a final result, they show that the extent and location of some of the active thrusts studied are compatible with the location and size of the main historical earthquakes, among which the 1624 event, and discuss the hypothesis that they may correspond to their causative seismogenic faults.

Figg. 6/47: descrizione della Sorgente Sismogenetica ITIS141.

GENERAL INFORMATION

DISS-ID	ITCS012
Name	Malalbergo-Ravenna
Compiler(s)	Burrato P.(1)
Contributor(s)	Burrato P.(1), D'Ambrogi C.(2), Maesano F.E.(2), Toscani G.(3), Vannoli P.(1), Valensise G.(1), Basili R.(1)
Affiliation(s)	1) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; Sismologia e Tettonofisica; Via di Vigna Murata, 605, 00143 Roma, Italy 2) Istituto superiore per la protezione e la ricerca ambientale; Servizio Geologico d'Italia; Via Vitaliano Brancati, 48, 00144 Roma, Italy 3) Universit di Pavia; Dipartimento di Scienze della Terra e dell'Ambiente; Via Ferrata, 1, 27100 Pavia, Italy
Created	16-Oct-2013
Updated	25-Jun-2015
Display map ...	 
Related sources	ITIS141

PARAMETRIC INFORMATION

PARAMETER		QUALITY	EVIDENCE
Min depth [km]	2.0	LD	Based on data of instrumental seismicity.
Max depth [km]	8.0	LD	Based on data of instrumental seismicity.
Strike [deg] min... max	85...150	OD	Based on consideration on regional geological data.
Dip [deg] min... max	20...40	OD	Based on consideration on regional geological data.
Rake [deg] min... max	80...120	OD	Based on geological data, constrained by orientation of T axes.
Slip Rate [mm/y] min... max	0.49...0.55	LD	Based on geological data from Maesano et al. (2015).
Max Magnitude [Mw]	6.0	EJ	Based on geological data and analysis of regional seismicity.

LD=LITERATURE DATA; OD=ORIGINAL DATA; ER=EMPIRICAL RELATIONSHIP; AR=ANALYTICAL RELATIONSHIP; EJ=EXPERT JUDGEMENT;

COMMENTS

This Composite Source straddles the region across the lower Reno River valley down to the city of Ravenna (to the southeast) and belongs to the Ferrara Arc thrust front. This fault system is the N- to NE-verging external arc at the north-eastern tip of the Northern Apennines chain, well into the Po Plain, and marks the northeastern most advanced thrust with damaging seismogenic potential in the Apennines.

Historical and instrumental catalogues (Boschi et al., 2000; Gruppo di Lavoro CPTI, 2004; Pondrelli et al., 2006; Guidoboni et al., 2007) show a number of intermediate to damaging earthquakes that have affected the area; to the southeast (although of uncertain location, due to their age), there is the 725 A.D. (Mw 5.6, Classe-Ravenna) earthquake; in the center of the region, the 18 March 1624 (Mw 5.4, Argenta) and 30 December 1967 (Mw 5.4, Bassa Padana) events; W-ward, the 22 October 1796 (Mw 5.6, Bassa Padana) and 13 January 1909 (Mw 5.5, Bassa Padana) earthquakes.

This source is a forwarding and shallower arc than the rest of the Romagnan Apennines outer thrust it is part of, and it includes the right ramp of the front. It may account for the intermediate to damaging seismicity of the region.

The strike of this source was based on that of the mapped regional structures (N85°-150°). The dip was based on geological observations and geometrical considerations (20°-40°). The rake represents pure to oblique thrusting, based on geological observations (80-120). The minimum and maximum depth were based on tectonic and geometrical considerations concerning the thrust geometry (2.0 and 8.0 km, respectively). The slip rate was calculated using geologic subsurface data (Maesano et al., 2015; 0.49 – 0.55 mm/y). The maximum magnitude was taken from the largest damaging earthquake occurred within the area (Mw 6.0).

Fig. 6/48: descrizione della Sorgente Sismogenetica ITCS012.

7: SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEGLI ORIZZONTI SATURI GRANULARI LOCALMENTE RILEVATI (effetti co- sismici).

Il fenomeno della liquefazione determina una diminuzione della resistenza al taglio e/o della rigidità, 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 $U_c > 3,5$.

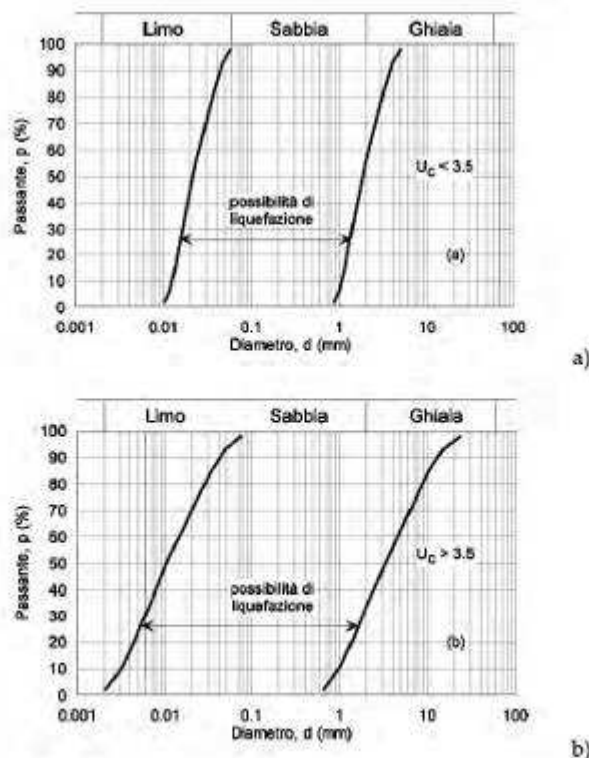


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

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. 7/1: Art. 7.11.3.4.2. del DM/NTC 2018.

Nel caso in esame, come già ampiamente riportato dalle risultanze delle indagini CPT/CPTU/SCPTU (anche con riferimento critico alle varie indagini di bibliografia) e dalle sezioni in precedenza illustrate, si rilevano deposizioni di natura Sabbiosa e/o Sabbioso- Limoso la cui presenza impone di eseguire apposite verifiche numeriche, sulle risultanze delle indagini: CPTU 1 e SCPTU2. I risultati di tali verifiche verranno riportati più oltre unitamente a connesse considerazioni. Per le verifiche ci si riferirà al valore di PGA ovvero di $S X Ag/g$ ricavato dallo Studio di RSL in precedenza illustrato (Tab. 26), ovvero **0,19 g**.

In merito alle verifiche, lo scrivente vuole comunque osservare quanto segue: l'”ambito liquefazione” è un tema complesso che non ha ancora trovato nella ricerca scientifica e nelle norme applicative una univocità ed attendibilità sufficiente, anzi si è ancora lontanissimi dalla necessaria attendibilità. D.M/N.T.C. e

Normative Regionali (e/o Delibere e raccomandazioni in esse contenute) contrastano notevolmente, la Regione ha affrontato il tema in maniera sistematica solamente a seguito degli eventi del sisma del 2012 che hanno visto una estesa (ed inattesa per il mondo regionale della ricerca, quando invece se ne avevano evidenze storiche che sono state, appunto colpevolmente trascurate da una buona parte della ricerca) diffusione di questo fenomeno. La Regione nella fattispecie ha pertanto ex- post a riferimento regionale, una serie di analisi di back- up eseguite sui soli terreni dell'area del sisma del 2012. Questi terreni sono ascrivibili al paleo Reno o al paleo Panaro (e quindi di derivazione appenniniche). Pretendendo di trasferire tout- court le risultanze di tali back- up analysis a qualsiasi deposizione, di qualsiasi derivazione: alpina, appenninica bolognese, appenninica romagnola si possono evidentemente introdurre grossolani errori relativi alla stessa genesi geologica e quindi al comportamento allo scuotimenti dei diversi sedimenti. Le deposizioni a cui si riferiscono gli studi di back- up della Regione sono infatti caratterizzate da petrografia (data dall'origine) ben diversa da quella del paleo Primario che caratterizzano l'area in esame. In sostanza si pretende di dimenticare qualsiasi argomentazione geologica riguardante natura granulare e petrografica e storia depositiva dei depositi. Il risultato è che si sono lasciati i Professionisti (che non vogliono rassegnarsi a non considerare correttamente le basi della Scienza della Terra) a districarsi fra procedure di calcolo la cui applicazione non è assolutamente mai stata testata su una larghissima serie di deposizioni regionali extra Reno/Panaro od ancora a districarsi fra risultanze completamente (a volte anche drasticamente) diverse date dall'applicazione di diversi metodi di verifica disponibili o a cercare di fare ordine fra Norme di Legge Regionali e Nazionali contrastanti o non convergenti. Occorre poi soprattutto ricordare che vi sono notevoli problematiche a monte, ovvero relative alla corretta possibilità di applicazione dei metodi di calcolo attualmente disponibili alle situazioni tipiche della Pianura Padana, come quelle riscontrate per l'area in esame. I metodi di verifica non sono infatti stati creati per essere utilizzati in situazioni 3D come quelle che caratterizzano la Bassa Padana, ove cioè "tubi" di sabbie limose ed argillose" cambiano in continuazione ed a volte drasticamente (si notino le terminazioni dei corpi sabbiosi dell'area in esame) spessore e direzione e granulometria. I metodi di calcolo (che purtroppo non potranno che essere utilizzati in relazione, dato che sono gli unici disponibili!) originano da situazioni molto più semplici: 2D, dove in sostanza uno strato infinitamente esteso di sabbia è presente sotto uno strato infinitamente esteso di argille. Situazione teorica, completamente difforme da quella in esame. Non ci si dovrà quindi stupire se risultanze di metodi di calcolo diversi potranno essere anche drammaticamente diverse. Anche il ruolo dei limi non appare indagato in maniera sufficientemente robusta. Anche per l'area in esame si deve rilevare la presenza di limi. La back- analysis condotta sul terremoto del 2012 ha poi anche il difetto di dover "fittare" sovrapposizioni di effetti di eventi sismici ripetutisi in tempi ravvicinati che non si può presumere debbano essere la norma e che comunque di certo non si può presupporre ricapitino con le stesse combinazioni. Nella sostanza la back- analysis, come per definizione, ricapitola solo l'evento avvenuto ed è quindi fuorviante o altamente fuorviante (nonchè errato) che debba essere utilizzata in maniera predittiva. Ma tant'è, avendo già esplicitamente posto di non condividere l'obbligo ad utilizzare un metodo di verifica che non appare sufficientemente né correttamente legittimato o robusto, lo scrivente utilizzerà in relazione il metodo che più ritiene opportuno. Si potrà anche constatare come anche lo Studio di MSIII del Comune di Portomaggiore

non abbia utilizzato il metodo di Boulanger & Idriss (più oltre si riportano considerazioni relative). Per tutti tali motivi in relazione si utilizzerà il Metodo di Robertson & Wride 1998/ Robertson NCEER 2009.

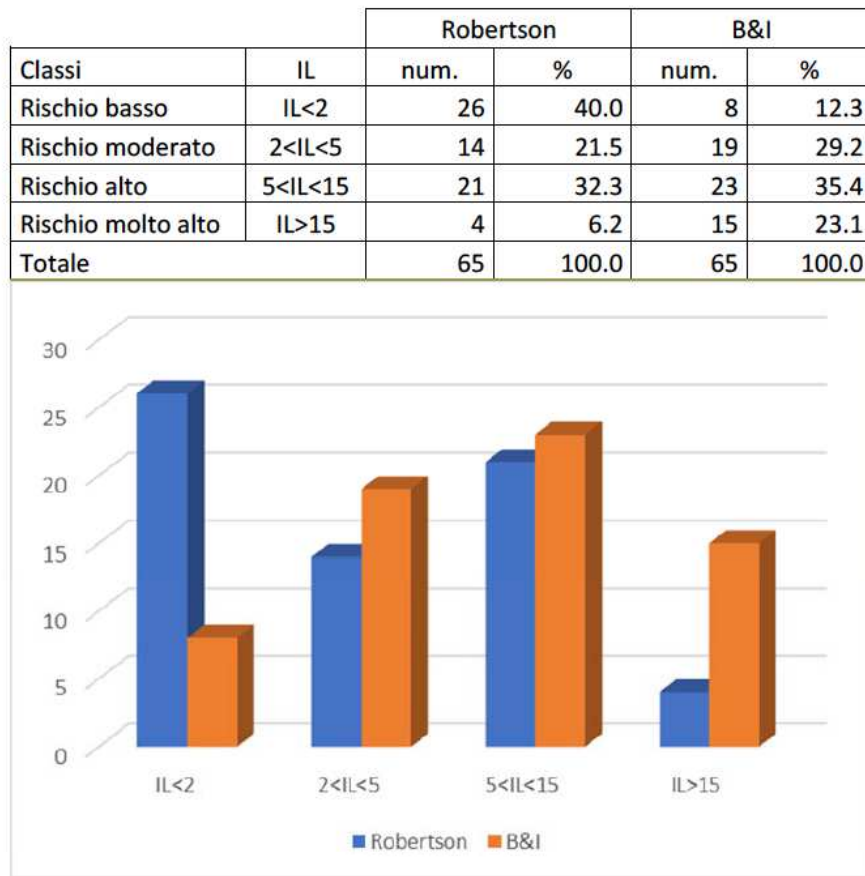


Fig. 60 - Statistiche di confronto

Dalle tabelle e dalle figure precedenti risulta evidente che il metodo di Boulanger e Idriss evidenzia un rischio di liquefazione molto più elevato di quello di Robertson. In particolare oltre il 55% del territorio appare a rischio alto o molto alto (IL>5), mentre tale percentuale scende al 38% con Robertson.

Tale valutazione appare ingiustificata, soprattutto in rapporto al fatto che l'accelerazione utilizzata per la stima è riferita ad un tempo di ritorno di 475 anni. E' pur vero che per l'area in questione si hanno evidenze storiche di fenomeni di liquefazione, ma non così estese su tutto il territorio.

Entrambi i metodi presentano analogo "significato geologico", differenziando adeguatamente le zone caratterizzate dalla presenza di dossi sabbiosi e paleovalvei dalle aree di valle, che per loro natura sono meno soggette al rischio di liquefazione (cfr Fig. 61 e Fig. 62).

Le cartografie di 3° livello, pertanto, sono state redatte utilizzando i dati riferiti al metodo di Robertson.

	Elaborato	Data	Agg.	Pag.
	MS 3 - Relazione illustrativa	Luglio 2017	0	92 di 101



3.6 Criticità del metodo

Lo studio di 3° livello è stato basato su un numero considerevole di indagini e prove che hanno consentito una buona definizione delle problematiche del territorio.

Va evidenziato, tuttavia, che i risultati, soprattutto in termini di rischio di liquefazione, appaiono talora difficilmente correlabili tra loro vista l'elevata variabilità spaziale delle caratteristiche litostratimetriche.

Talora, nello spazio di poche decine di metri, la stratigrafia cambia in maniera sostanziale e imprevedibile.

Spesso i risultati delle prove OPTU hanno disatteso quanto previsto sulla base delle MOPS individuate nello studio di microzonazione di secondo livello. Tale difformità è da imputare proprio alla considerevole variabilità laterale dei depositi, soprattutto per le zone di canale e di argine prossimale e distale.

Nella redazione delle cartografie di 3° livello, pertanto, si sono attribuiti valori cautelativi sia dei fattori di amplificazione che del IL, attribuendo cioè a ciascuna area omogenea i valori più elevati riscontrati all'interno della stessa.

Un'ulteriore, importante, criticità è già stata segnalata nel Cap. 3.3.2.1, relativamente alla difficoltà di individuare con adeguata precisione il bedrock sismico.

PROGETTO	LIVELLO
 Unione dei Comuni Valli e Delizie Argenta - Ostellato - Portomaggiore <i>Studio di microzonazione sismica</i>	Terzo livello di approfondimento

3.3.2.1 Considerazioni sul bedrock sismico

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

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

In letteratura (Martelli et alii⁴, 2013 e Martelli et alii⁵, 2014) è indicato che *“il maggiore contrasto di impedenza si ha in genere tra la base del sintema emiliano-romagnolo superiore (AES), datata tra 350.000 e 450.000 anni, e la base del subsintema AES6, datata circa 230.000-250.000 anni (RER e ENI-Agip, 1998)”*;

Nello studio di secondo livello è stata proposta una ricostruzione del profilo di velocità correlata ai principali limiti stratigrafici, per la sola zona di Consandolo, zona che presenta il massimo altro strutturale di tutto l'areale in studio.

In tale ricostruzione (riportata integralmente in Fig. 11), si evidenzia come la base del sub sintema AES6 (a profondità di oltre 100 m da p.c.), presenti una velocità V_s inferiore ai 500 m/s e che anche la base dell'AEI (ad oltre 250 m di profondità) presenti velocità inferiori a 700 m/s.

Il metodo utilizzato nel presente studio per la stima della prima superficie riflettente ha consentito di evidenziare, in genere, soltanto i contrasti più superficiali. Ciò lascia presumere che, a maggiori profondità, si possano avere altri contrasti d'impedenza, non evidenziati dalle indagini effettuate.

Tale incertezza, tuttavia, influenza poco il risultato della risposta sismica locale, visto che i periodi di interesse per la microzonazione sono compresi tra 0.1 e 1.5 s, pari a frequenze da 10 a 0.66 Hz. La frequenza di 0.4 Hz indicata come possibile bedrock nello studio di 2° livello risulta pertanto meno significativa di quelle più alte (e quindi riferite a discontinuità più superficiali).

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

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

	Elaborato	Data	Agg.	Pag.
	MS 3 - Relazione illustrativa	Luglio 2017	0	24 di 101

Fig. 7/2: Pagg. 94, 95 e 24 dello Studio di MSIII.

Come già più sopra riportato, anche lo scrivente ritiene che l'utilizzo locale del Metodo di Boulanger & Idriss 2014 sia ampiamente (eccessivamente) penalizzante e soprattutto che non sia correttamente utilizzabile nella situazione oggetto della presente relazione ma lo scrivente non si ritiene nemmeno in accordo con quanto riportato dal Collega estensore della MSIIL. Nella fattispecie: il fatto che: “i risultati (dei due diversi metodi) non siano correlabili data l'elevata variabilità spaziale delle caratteristiche litostratigrafiche” (non piuttosto, più correttamente: litostratigrafiche?! Che la Geologia sia assimilabile alla Geometria??!!)- “Talora, nello spazio di poche decine di metri, la stratigrafia (correttamente questa volta!) cambia in maniera sostanziale e imprevedibile” (imprevedibile?!) o, peggio ancora: “Spesso i risultati delle CPTU hanno disatteso quanto previsto sulla base delle MOPS di MSIIL..... Tale difformità è da imputare proprio alla considerevole variabilità laterale dei depositi, soprattutto per le zone di canale e di argine prossimale e distale”.... ebbene lo scrivente ritiene che tutto ciò sia inaccettabile. La variabilità litostratigrafica rappresenta l'assetto naturalmente caratterizzante le aree della bassa padana dove, fra l'altro, quasi tutti i centri abitati sono sorti e sviluppati lungo le deposizioni di canale e di argine prossimale o distale e come fra l'altro risulta essere per l'area in esame. In tali ambienti il variare della stratigrafia non è mai imprevedibile, è semplicemente la norma e fra l'altro la presenza dei paleo- alvei è ben individuabile sia in superficie che in profondità. Attribuire la non corretta applicabilità di un metodo di verifica al normale comportamento della natura (in ultima analisi), non corrisponde esattamente a dimostrare che il metodo non funziona ma piuttosto dimostra una non sufficiente e non corretta conoscenza della Geologia (in maiuscolo) di una data area e di conseguenza la necessità di meglio tarare il metodo di verifica che si pretende di utilizzare. Non è per tali motivi che il metodo non funziona. Non funziona perchè deve essere tarato meglio alle realtà geologiche locali ma soprattutto non funziona il fatto di pretendere di voler estendere le back- analysis del metodo stesso a tutte le aree regionali. Le conclusioni sono le stesse (il metodo non è correttamente applicabile) ma ci si perviene da direzioni diverse e lo scrivente rigetta quelle della MSIIL. Che dire poi del fatto che le MOPS non coincidano con le risultanze delle verifiche (forse che le MOPS siano semplicemente sbagliate?)?! Come già più sopra annunciato lo scrivente non utilizzerà il Metodo di Boulanger & Idriss (2014) e considerando comunque le conclusioni dello strumento urbanistico, nonché le possibilità concesse dal DM/NTC che non riporta alcuna prescrizione/indicazione/suggerimento circa il metodo da analizzare, lo scrivente in relazione utilizzerà il solo Metodo di Robertson & Wride/NCEER 2009. Si osservi anche ed ulteriormente che gli Studi di MS non hanno finalità di applicazione diretta.

Per le verifiche si sono utilizzati i seguenti valori di $M_{(w)}$:

- 6,14: la Magnitudo massima indicata dall'I.N.G.V. per la Zona Sismica (912) a cui appartiene il Comune di Portomaggiore;
- 5,90: la Magnitudo dell'evento dell'Emilia 2012;
- 5,50: la Magnitudo locale massima registrata (Argenta 1624);
- 5,20: l'evento che presenta la massima probabilità locale di accadimento (si veda lo studio di disaggregazione) con tutti i limiti già descritti circa la disaggregazione dei dati.

Ognuno di tali valori di M_w “comporta” una certa probabilità di accadimento (nei limiti già ampiamente considerati). Si osservi che il valore di 6,14 è riconducibile a percentuali (di “accadimento”) comprese fra 1 e 2%, in sostanza sarebbero del tutto trascurabili se non fosse che il sisma, per sua natura è difficilmente “ingabbiabile” in definizioni numeriche e/o previsionali. Ciò sta comunque a significare che il valore con maggior probabilità di accadimento (per quanto ciò valga....), se si vuole, il più pericoloso in percentuale (il più probabile che accada/il maggiormente atteso) è pari a 5,20 ma in realtà, evidentemente il più pericoloso in assoluto, ovvero 6,14 è quello che presenta minori probabilità di accadimento (sempre nei limiti dei metodi di individuazione, di cui in relazione si è già ampiamente riportato).

Dall’analisi delle risultanze delle verifiche condotte utilizzando il metodo di verifica di Robertson & Wride 1998/ Robertson NCEER 2009 si sono ottenuti i seguenti valori di ILP:

SCPTU2:

M_w	ILP	Cedimento in cm
6.14	0.6	3 cm circa
5.90	0.2	1 cm circa
5.50	/	/
5.20	/	/

Tab. 29.

Si deve osservare che l’apposita Delibera Regionale 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

Si può quindi concludere che per l’area in esame, considerando i valori di ILP che derivano dalle verifiche condotte sul punto di indagine SCPTU2 e considerando l’uniformità stratigrafica locale (già dimostrata in relazione e per la quale si rimanda alla sezione stratigrafica locale) si individuano valori di ILP che conducono a Potenziali di liquefazione BASSI (per i valori di M_w più elevati) o Molto Bassi ovvero Nulli (per i valori inferiori di M_w).

I cedimenti post- sismici da liquefazione sono compresi fra 2 e 3 cm nelle condizioni più gravose, i possibili cedimenti differenziali post- sismici possono quindi essere considerati trascurabili. Ovviamente le strutture fondali/in elevazione dovranno essere progettate e realizzate per assorbire i detti cedimenti senza danneggiarsi. Similmente dicasi per finiture, impianti ecc.

Gli orizzonti potenzialmente liquefacibili sono compresi fra le seguenti profondità:

SCPTU2:

- 1,90- 1,96 m dal p.c.;
- 2,08- 2,12 m dal p.c.;
- 2,22- 2,50 m dal p.c.;
- 14,72- 15,10 m dal p.c.;
- 15,28- 15,72 m dal p.c.;
- 16,24- 16,48 m dal p.c.;
- 17,18- 17,96 m dal p.c.;
- 18,80- 19,00 m dal p.c.

Si può osservare come non siano presenti strati di spessore rilevante e ciò è vero soprattutto sino alla profondità di 14 metri circa dal p.c., ciò consente di considerare il potenziale di liquefazione come Trascurabile. E ovviamente lo sarà soprattutto se, come già prescritto, le strutture da realizzarsi potranno assorbire i corrispondenti cedimenti senza danneggiarsi.

Di seguito si riportano le risultanze grafiche delle verifiche.

SCPTU2 Metodo di Robertson & Wride 1998/ Robertson NCEER 2009, per PGA - S X ag/G= 0,19 g (RSL):

This software is licensed to: Studio Geologia

CPT name: SCPTU 2

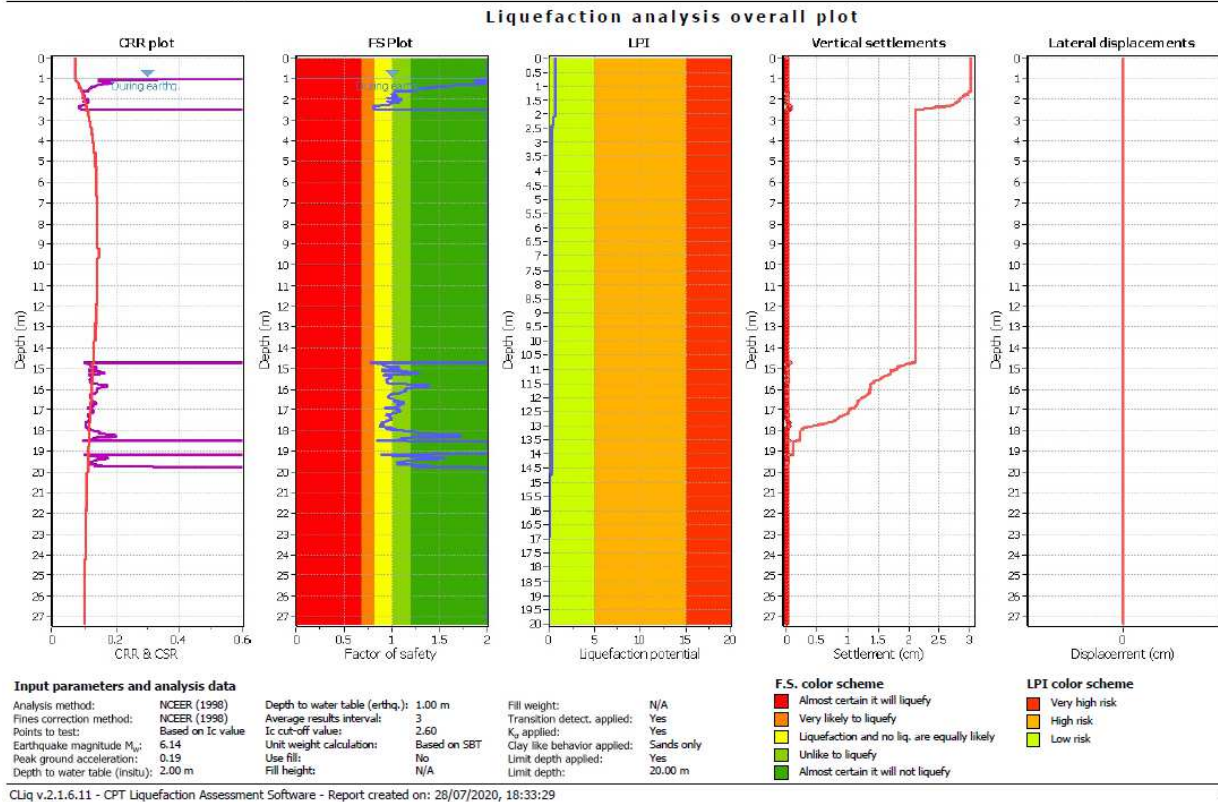


Fig. 7/3: risultanze della verifica condotta per Mw= 6,14.

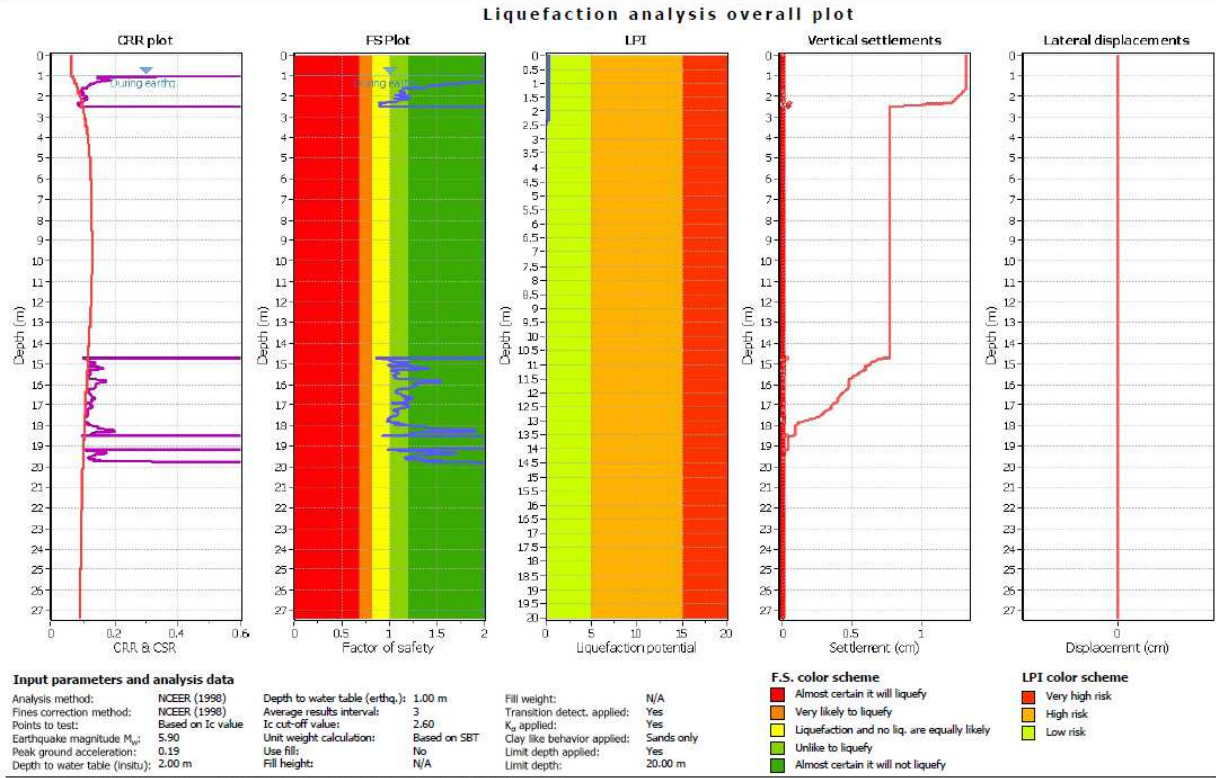


Fig. 7/4: risultanze della verifica condotta per Mw= 5,90.

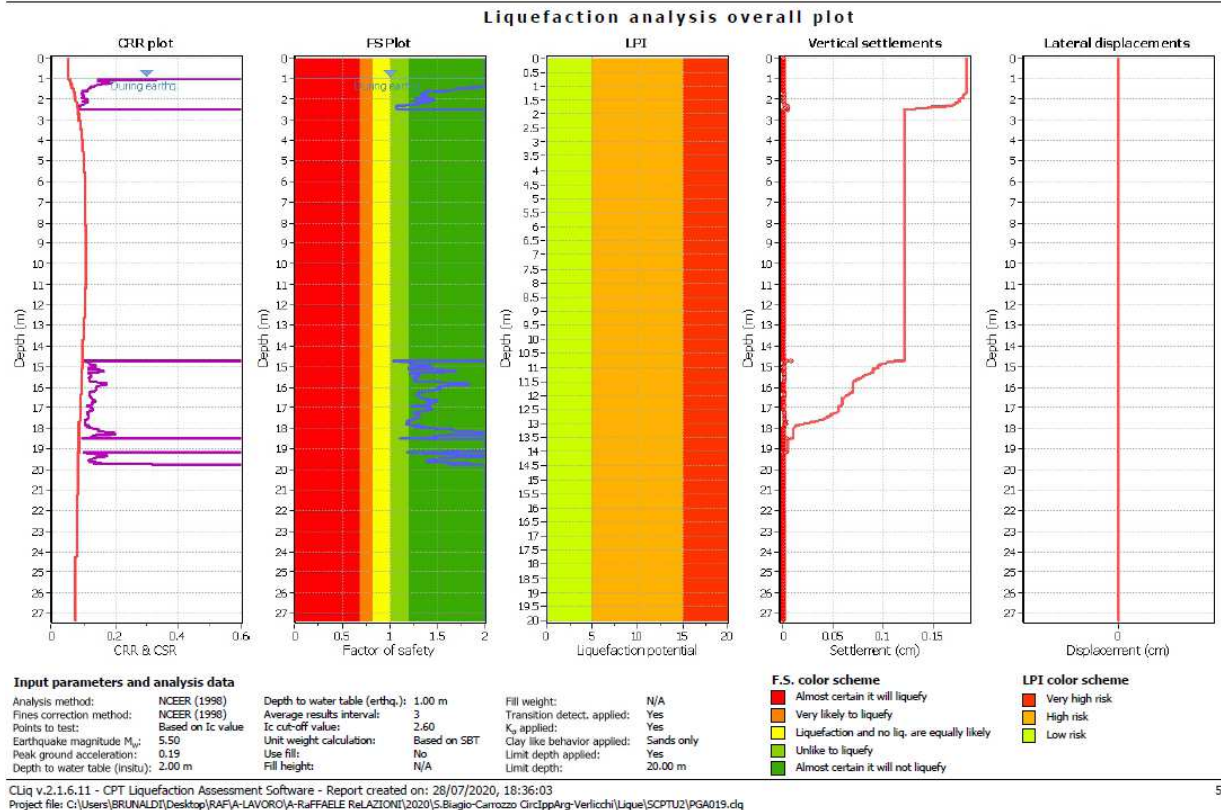


Fig. 7/5: risultanze della verifica condotta per Mw= 5,50.

7.1 Ulteriori considerazioni in merito al fenomeno co- sismico da liquefazione ed al connesso Rischio:

Il Rischio complessivo deriva 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 che nel caso di discussione è il fenomeno co- sismico derivante dalla liquefazione degli orizzonti saturi granulari localmente rilevati. Per il caso in esame, tale pericolo è compreso fra Molto Basso/Nulla e Basso, in dipendenza dei diversi punti di verifica e dei valori di M_w .

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

L'**Esposizione** dipende dagli oggetti (e/o dal loro valore) e dalle vite umane contenute dagli edifici.

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, né della presente fase di indagine/caratterizzazione. Nelle opportune fasi progettuali starà alla Committenza e/o ai Progettisti valutare il Rischio complessivo ed eventuali interventi di riduzione dello stesso.

Si vuole però qui brevemente ulteriormente meglio considerare cosa si intenda, in Pianura Padana per pericolosità co- sismica da liquefazione: tale Pericolo è costituito da cedimenti la cui entità indicativa è stata riportata in precedenza (ed in dipendenza del valore di M_w). In relazione alle spessore dei depositi ed ai meccanismi di veicolazione laterale nelle sabbie confinate da "accidenti" stratigrafici quali brusche terminazioni frangiate verso le argille, come può essere per il caso in esame, la bibliografia tecnica di riferimento e le esperienze del Sisma dell'Emilia del 2012 non riconducono ad episodi drammatici di perdite di piano o di tilting (più o meno rigido, in dipendenza delle caratteristiche degli edifici) di interi edifici. Durante l'evento sismico dell'Emilia del 2012 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 corrispondenza di assetti plano- altimetrici particolari (dossi molto rilevati ecc.). In sostanza cedimenti centimetrici e/o cedimenti differenziali particolari hanno interessato solamente pochi edifici i quali sono però riconducibili a situazioni stratigrafiche ben diverse da quelle dell'area in esame. Se il "rischio"/Pericolo dovesse ricondursi solamente alla messa in posto di qualche metro cubo di sabbia e/o altri fluidi occorrerebbe/sarebbe quindi forse sufficiente considerare una adeguata protezione anche

nei confronti delle finiture e degli impianti tecnologici ospitati nei vari edifici e/o di quant'altro contenuto e passibile di danneggiamento. La veicolazione di liquidi sabbiosi avviene per risalita da pozzi o da fratture. Si prescrive quindi di non eseguire nessun pozzo nelle immediatezze della struttura da realizzare. Purtroppo allo stato attuale delle conoscenze non si ha alcuna possibilità di prevedere l'insorgenza di aperture nei terreni.

Evidentemente le considerazioni in merito ai cedimenti attesi a seguito della eventuale liquefazione (come indicati in relazione) e dell'eventuale possibilità della struttura di accettare tali cedimenti saranno in capo ai Progettisti/alla Committenza, e saranno da demandarsi alle opportune fasi progettuali. Normalmente strutture fondali ed in elevazione debitamente rigide possono mitigare gli effetti dei cedimenti (si può adeguatamente intervenire anche in relazione a finiture, impianti ecc.).

8. CONCLUSIONI

Nei limiti delle indagini eseguite (limiti ampiamente esplicitati in relazione, connessi anche al ridotto numero di indagini eseguite in questa fase), la presente relazione ha descritto i caratteri afferenti alla Scienza della Terra/Geologia caratteristici dell'area di PUA VAR1 che influenzano/condizionano la possibilità di realizzare l'intervento urbanistico complessivo ed i singoli interventi edificatori (che dovranno comunque essere singolarmente ed attentamente considerati, indagati e progettati come descritto in relazione). Allo stato attuale delle conoscenze si può concludere che le individuate caratteristiche locali non impediscono la realizzazione dell'intervento complessivo di urbanizzazione e/o dei singoli interventi edificatori.

Argenta, lì 21/07/2022

Geologo Raffaele Brunaldi

