

Demolizione e Ricostruzione di Fabbricato Produttivo e Ristrutturazione di altro Edificio Produttivo.

Elaborato:

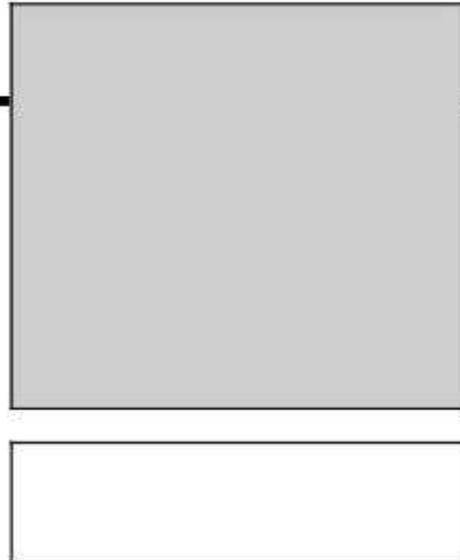
- 6.1 Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- 6.2 Relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno
- 6.3 Relazione sulla modellazione sismica concernente la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Località:

San Nicolò, Via Medelana, Comune di Argenta (FE).

Committente:

Sig.a Mikulskaia Tatiana.



Studio Geologico
BRUNALDI RAFFAELE

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

1 OGGETTO

Demolizione e ricostruzione di Fabbricato Produttivo (edificio B nel prosieguo della relazione) e Ristrutturazione di altro Fabbricato (C) ad uso produttivo.

Committente: Sig.a Mikulskaia Tatiana, San Nicolò, Comune di Argenta (FE) Via Medelana.

Località: San Nicolò, Comune di Argenta (FE) Via Medelana.

1.1 Area in esame:

L'area in esame è sita nel forese della frazione di San Nicolò, del Comune di Argenta (FE), lungo la Via Medelana e lungo l'omonimo Canale Medelana- San Nicolò. L'area complessiva di indagine, come sarà evidenziata agli appositi allegati è posta a quote indicative di circa 2,50 m circa s.l.m.m. L'area indagata è di seguito riportata, nello stralcio del Foglio C.T.R. (alla scala 1: 5 000) 204 052.

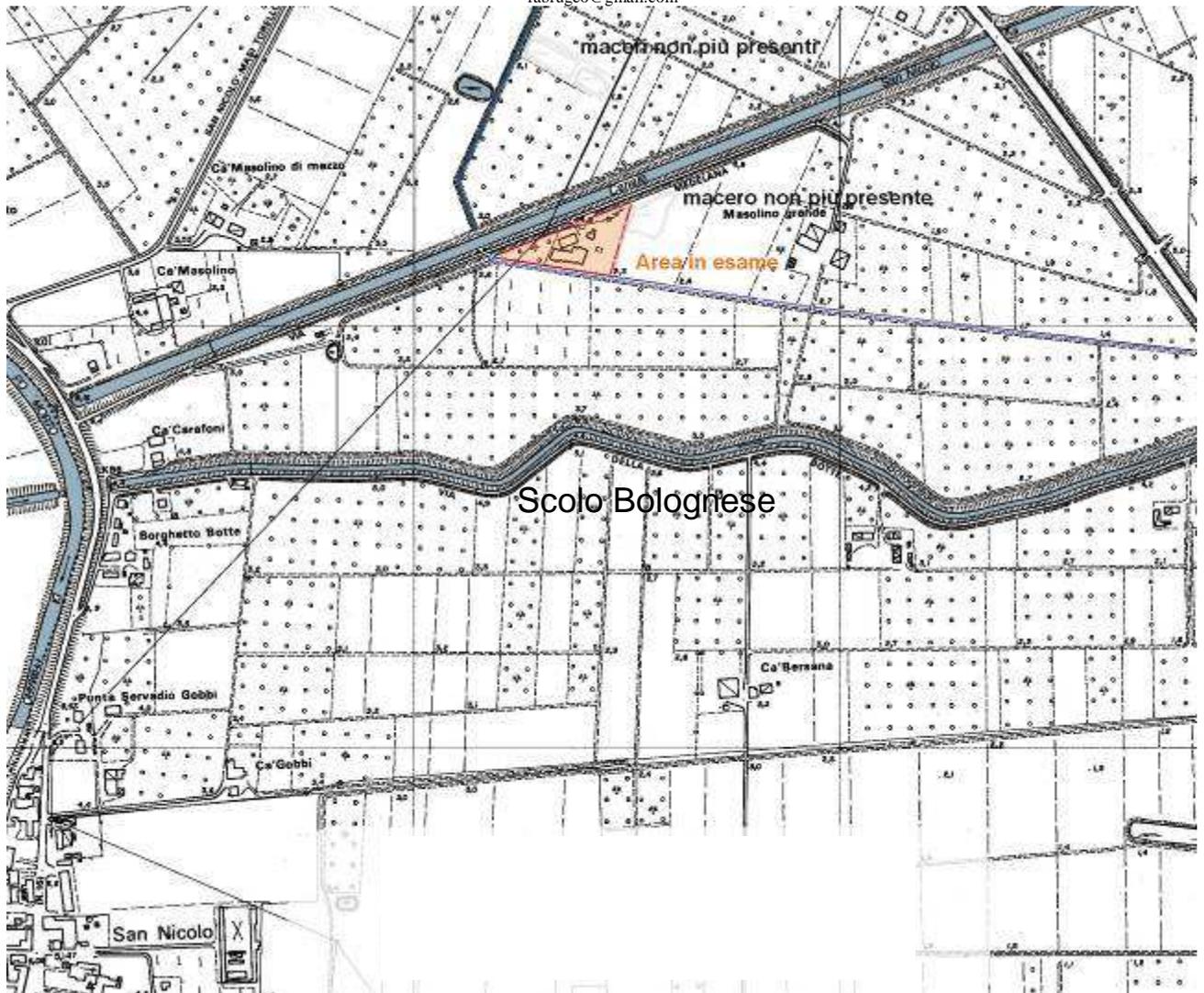


Fig. 1/1: Ubicazione dell'area in esame, Scala Libera su base cartografica C.T.R. alla scala 1: 5 000.

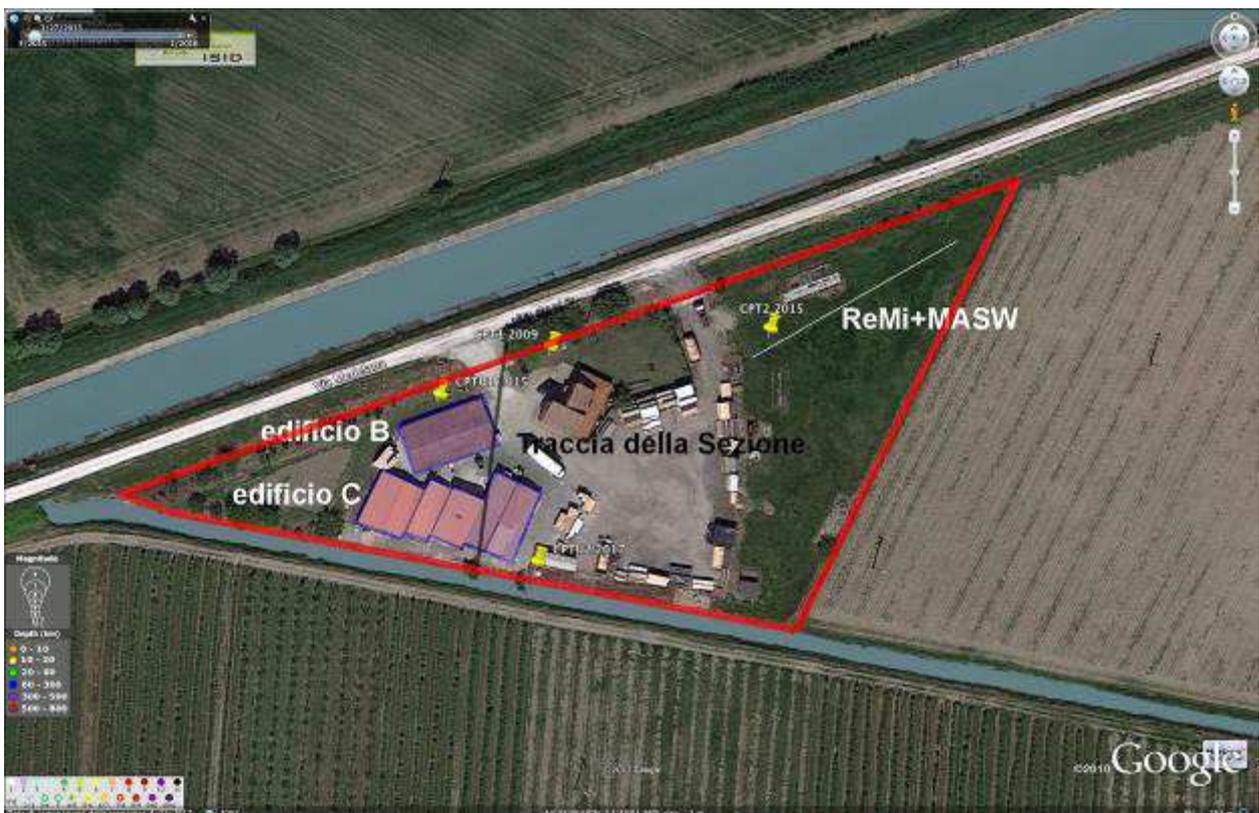
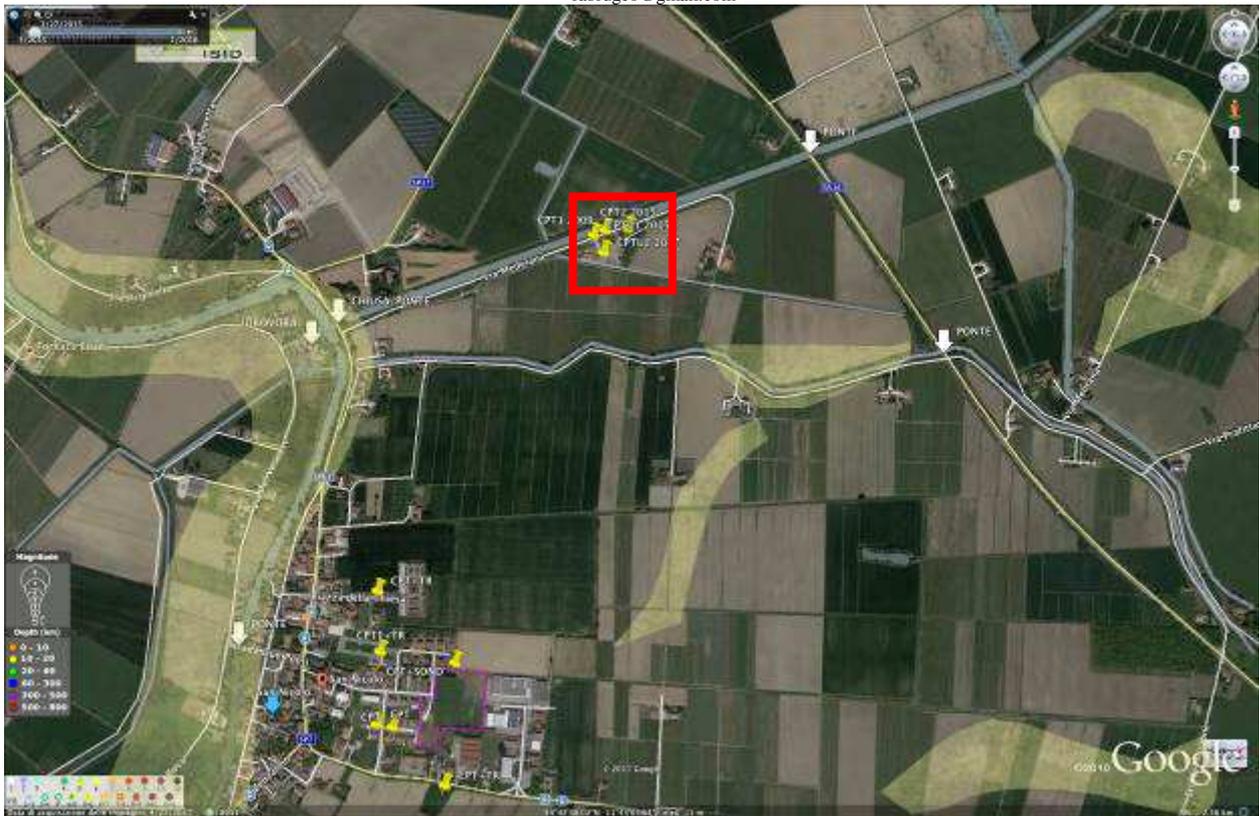


Fig. 1/2 e 1/3: Ubicazione dell'area in esame su orto- foto aeree tratte da Google Earth ©, Scala Libera (e diversa l'una dall'altra). Si sono riportati: i punti di indagine (di cui si dirà in relazione) eseguiti sull'area in esame e le paleoforme depositive di cui si dirà in relazione, ovvero l'andamento delle deposizioni granulari affioranti e/o sub- affioranti ascrivibili al paleo corso del Po di Primaro di cui si dirà in relazione. Si è riportato anche il reticolo idraulico locale con l'attuale corso del Po Morto di Primaro e la traccia della Sezione che sarà riportata in relazione.

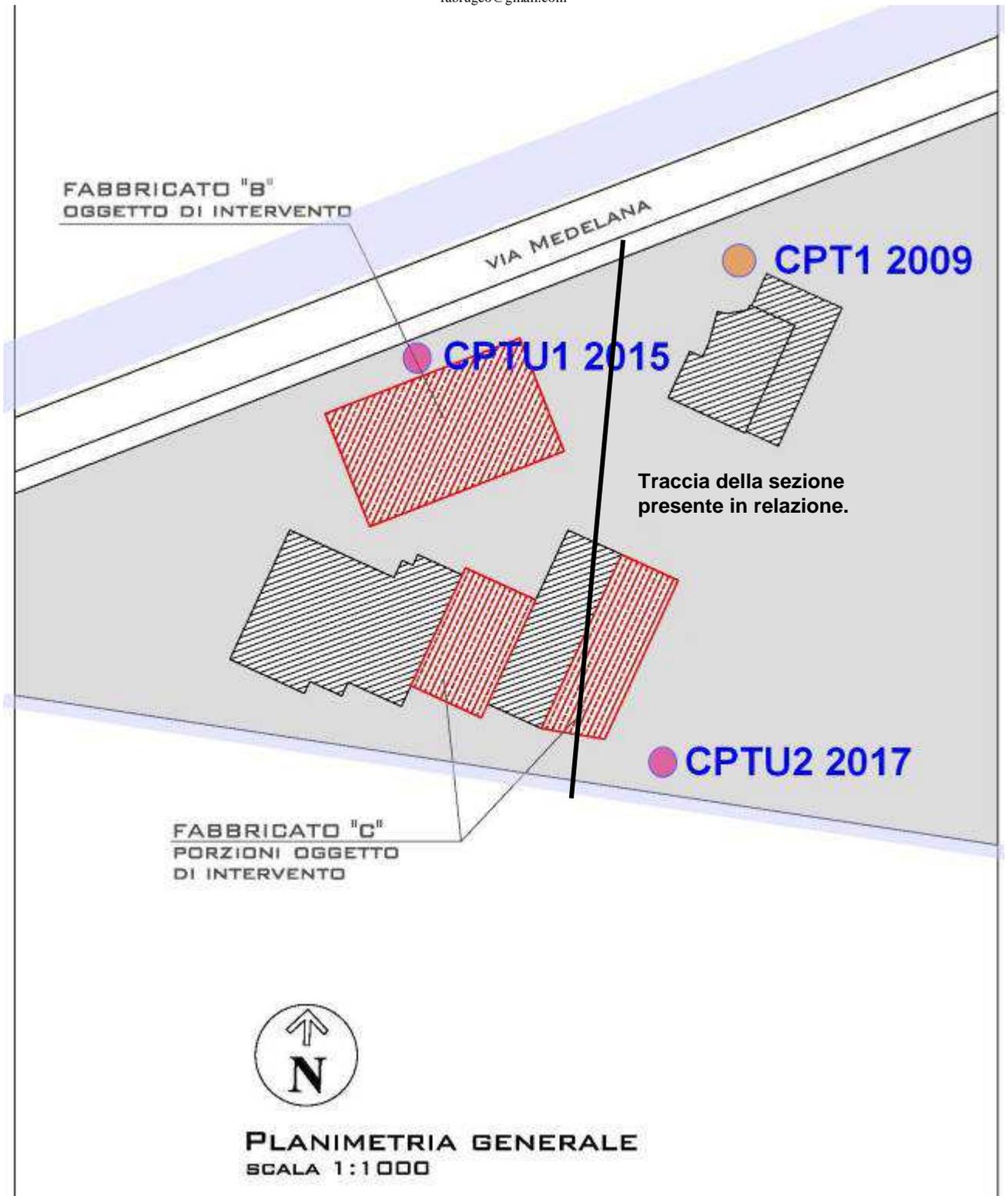


Fig. 1/4: Ubicazione dei vari punti di indagine, su Progetto a Scala Libera fornito dai Progettisti.



Fig. 1/5: punto di esecuzione della C.P.T. 2 anno 2015.



Fig. 1/6: punto di esecuzione della C.P.T.U. 1 anno 2015.



Fig. 1/7: punto di esecuzione della C.P.T.U. 2 anno 2017.

Nell'anno 2009 non si è eseguita alcuna fotografia di ubicazione della C.P.T. 1.

1.2 Scopo della presente documentazione:

La presente relazione di Modellazione Geologica è basata su di una campagna di indagini atte ad acquisire le necessarie conoscenze geologiche, litostratigrafiche, geotecniche e di caratterizzazione sismica dell'area in esame (anche sulla base di riscontri su dati relativi ad aree prossime ed assimilabili quella in esame, conoscenze in possesso dello scrivente. Le indagini, in accordo con la Committenza saranno utilizzate anche nella successiva fase di Modellazione. La presente modellazione è stata condotta nello spirito del D.M. 14/01/08 (N.T.C.) e dei contenuti dell'O.P.C.M. 3274/2003 e seguenti.

1.3 Indagini appositamente eseguite:

In relazione ci si riferirà (sia direttamente che indirettamente come riferimento/comparazione locale) ad una serie di indagini penetrometriche e geofisiche eseguite sull'area in esame negli anni 2009, 2015 e 2017 ed ubicate come alle precedenti immagini. In sostanza si è eseguita una indagine

stratigrafico- geotecnica che è consistita nell'esecuzione di due Prove Penetrometriche Statiche C.P.T. (1 e 2) e due indagini penetrometriche statiche con piezocono C.P.T.U. (1 e 2), per l'esecuzione di tali indagini si sono utilizzate apparecchiature penetrometriche di tipo Gouda, di costruzione Deep- Drill o Pagani, oleoattuate, di spinta pari a 20 Ton. Le strumentazioni sono di proprietà dello scrivente e della Ditta GeoLog e vengono regolarmente tarate e mantenute. Le prove penetrometriche sono state spinte sino alla profondità di 20,00 m dal p.c. Si sono altresì eseguite misure puntuali H/V (con strumentazione Tromino © Micromed, di proprietà dello scrivente), che hanno potuto raggiungere profondità ampiamente maggiori di quanto richiesto dal D.M./N.T.C. e misure lineari (stendimento) attive e passive Re.Mi.+ M.A.S.W. Le indagini sono state elaborate con appositi software.

Si sono altresì reperiti dati di bibliografia disponibili nel data- base della Regione Emilia-Romagna e relativi ad aree comparabili dal punto di vista dell'origine geologica e geomorfologico-litodepositiva e prossime a quella in esame; tali punti di indagine di bibliografia sono riportati agli appositi allegati.

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).

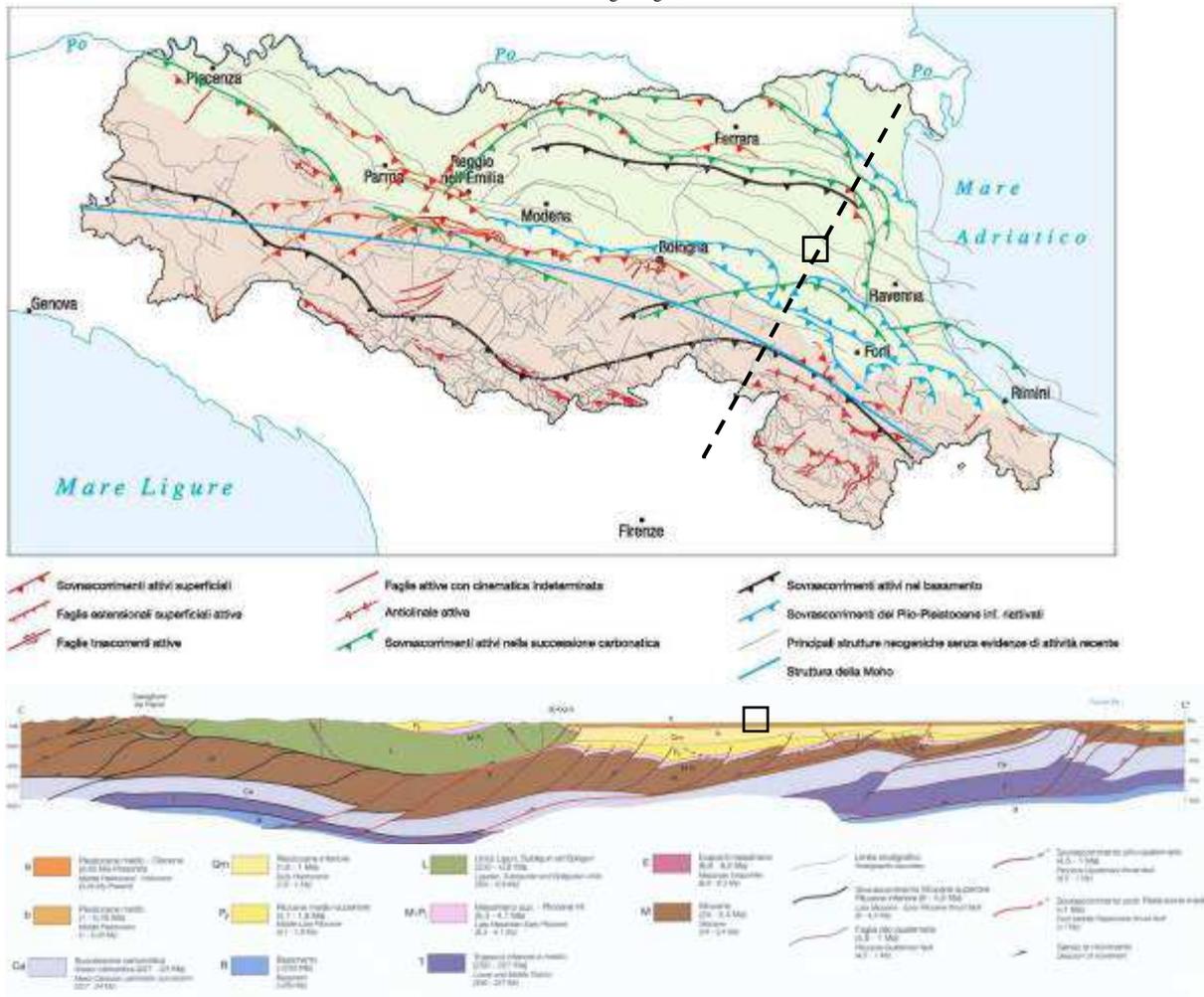


Fig. 2/1: Schema geologico profondo esemplificativo della Pianura Padana e relativa Sezione geologica esplicativa. Sono riportati gli andamenti delle pieghe e delle faglie del substrato e la traccia della medesima sezione.

2.1 Assetto geologico e geomorfologico dell'area in esame:

Dal punto di vista geologico *latu- sensu*, secondo quanto riportato dalla Carta Geologica di Pianura dell'Emilia -Romagna (a cura della Regione Emilia- Romagna, Direzione Generale "Sistemi Informativi e Telematica", Servizio Sistemi Informativi Geografici, Ufficio Geologico), i terreni di fondazione caratterizzanti l'area in esame dovrebbero essere a natura prevalentemente sabbiosa ovvero sabbioso- limosa. L'area in esame sorge infatti sui terreni la cui origine è ascrivibile a deposizioni paleo fluviali che afferiscono in maniera diretta al paleo Po corso del Po di Primaro. Il quale scorre come attuale forma relitta (Po Morto di Primaro) in fregio all'attuale S.P. Zenzalino a tergo di San Nicolò, come precedentemente illustrato nelle figure della presente relazione. Si è cioè in presenza di ambienti depositivi dominati dalla componente fluviale ad elevata energia idrodinamica. Il paleo- corso del Po di Primaro è corpo idrico di rilevante importanza che sino al XVII Sec. svolgeva ancora importanza idraulica notevole.

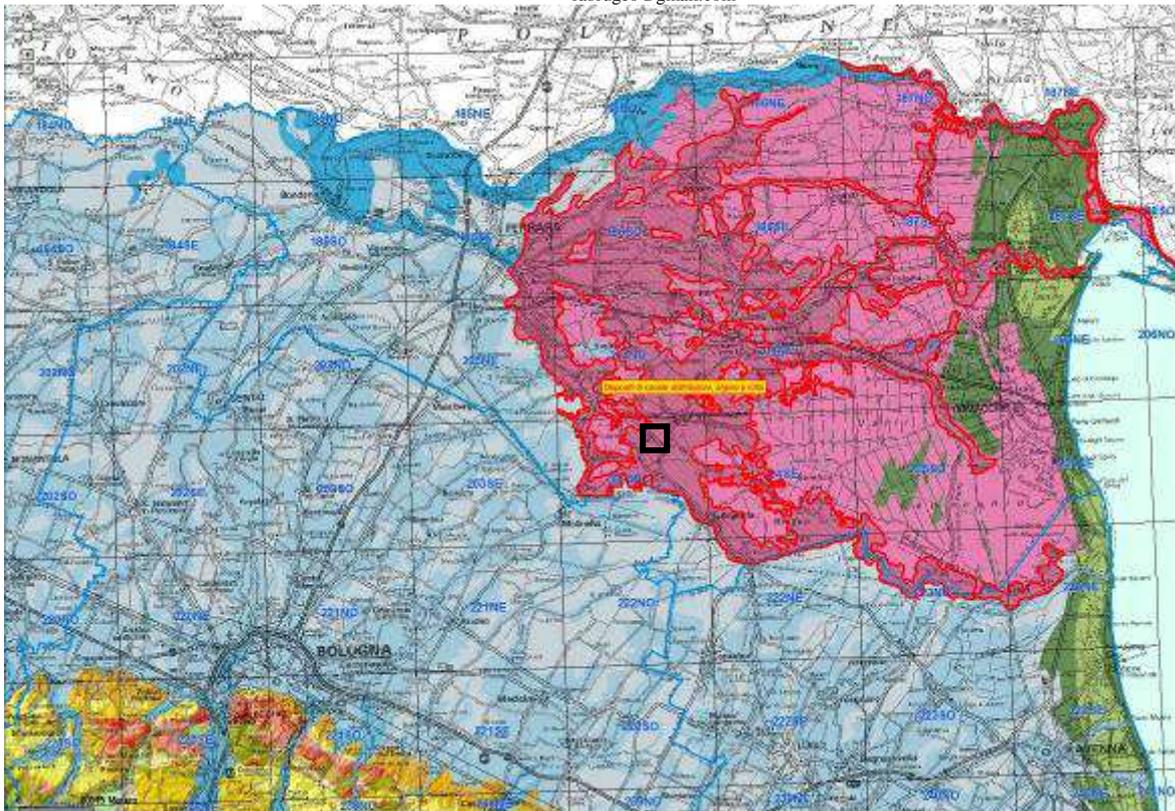


Fig. 3/1: Assetto geologico locale, stralcio della carta regionale (alla scala 1: 250 000), Scala Libera.

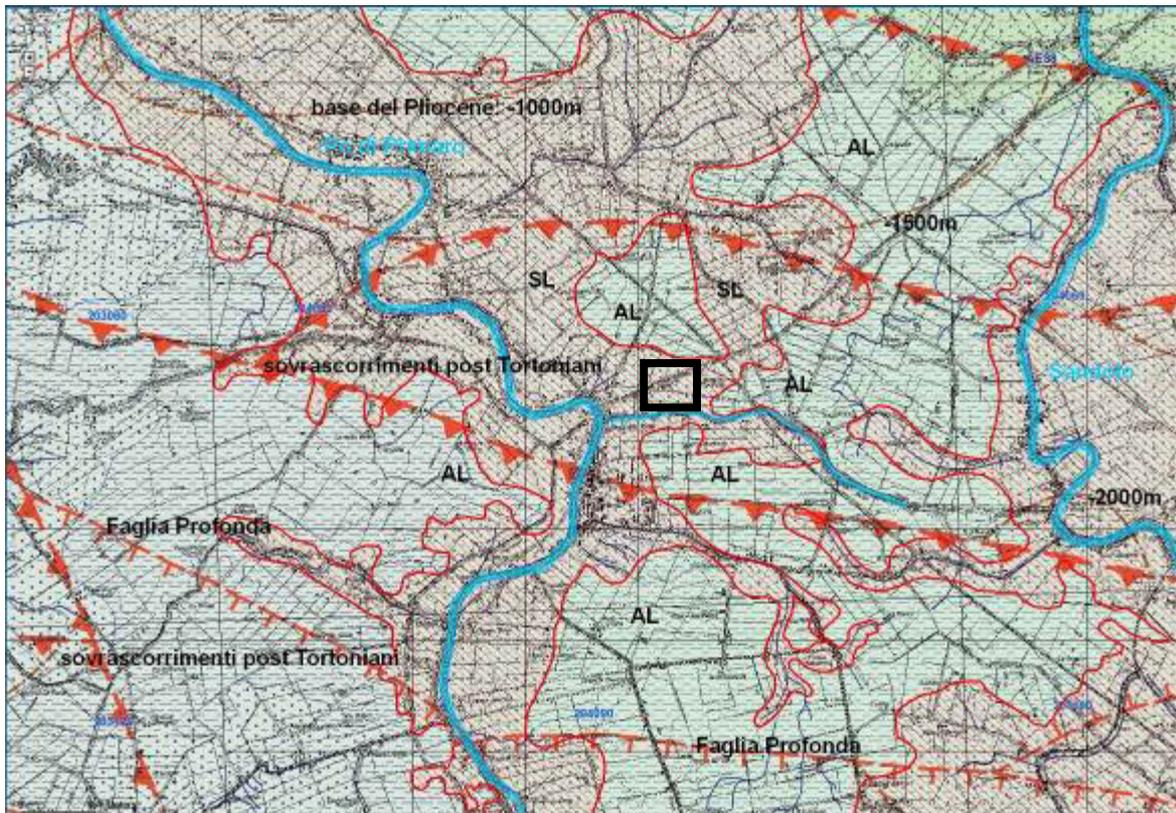


Fig. 3/2: Assetto geologico locale, stralcio della carta regionale (alla scala 1: 25 000), Scala Libera. Si sono evidenziati i paleo corsi del Po di Primaro (ad Ovest) e del Sandolo (ad Est), gli "affioramenti" dei terreni SL e AL e gli elementi di geologia/tettonica profonda. La profondità della base del Pliocene, di cui si dirà più oltre e che è compresa fra 1500 e 2000 m circa.



Fig. 3/3: Stralcio a Scala Libera della apposita Carta Geomorfologica del P.S.C. di Argenta (Tav. b.2.1.c del Quadro Conoscitivo, alla scala 1: 25 000) e Legenda.

Tale importante corpo idrico (il ramo più meridionale del grande “edificio” storico del delta del Po) era (ed è tuttora, nella sua forma fossile) caratterizzato da notevoli dimensioni spaziali (ad esempio in larghezza e come rilievo sulle campagne circostanti) e temporali (di spessore). L’antico corso del fiume è ancora attualmente leggibile in quanto molto rilevato sui piani di campagna circostanti. Il paleo Primario, oltre a recenti vicissitudini antropiche di deviazione/rettifica del suo corso ha vissuto nei lunghi secoli nei quali rivestiva grande importanza idraulica (il fiume era anche navigabile), numerosi periodi di “crisi” idraulica. I paleo argini naturali erano allora modestamente rilevati (di certo rispetto agli attuali maestosi terrapieni) ed in occasione dei numerosi eventi di piena si sono avuti numerosi episodi di rotta degli stessi argini e/o di tracimazione da questi. A seguito poi di tali eventi il fiume perdeva temporalmente parte della propria capacità di tenere in carico e quindi di depositare i litotipi a maggiore granulometria (le sabbie) e quindi depositava localmente limi o addirittura limi argillosi (più tipici degli ambienti paludosi sui quali il fiume stesso divagava o

comunque scorreva). Dall'analisi dell'assetto geomorfologico- deposizionale locale (riportato alle apposite immagini allegate) si può agevolmente vedere come l'area in esame sia esterna al dominio di deposizione paleo fluviale. Ma dal paleo corso si distacca un episodio divagativo che si dirige verso l'area in esame, deviando prima a Sud e poi ad Est della stessa, sostanzialmente "accercchiandola" su due lati. Oltre l'area in esame, lo Scolo Bolognese "ricalca" il paleo- alveo divagativo. L'area non dovrebbe quindi essere interessata da deposizioni granulari di natura Sabbioso- Limosa, come riportato dalla cartografia geologica della Regione, ma piuttosto sarà caratterizzata dalle deposizioni di natura AL che del resto "affiorano" negli immediati pressi dell'area in esame. Tali terreni sono retaggi degli ambienti depositivi a bassa energia idrodinamica, di palude/valle sui quali scorreva/divagava il fiume. Nel prosieguo della presente relazione si potrà infatti osservare, dall'analisi delle penetrometrie eseguite sull'area in esame e delle varie penetrometrie reperite nell'apposito sito regionale (che verranno poi appositamente riportate) come i litotipi argillosi siano quelli largamente prevalenti e come i litotipi granulari di origine paleo fluviale siano organizzati in modeste (in termini di spessore) lenti sospese, le quali sono presenti solo da profondità maggiori di 8- 10 metri circa dal p.c.

Per tornare ai termini geologico- deposizionali localmente "affioranti", dall'analisi delle cartografie regionali di riferimento (in precedenza e più oltre riportate) si possono riscontrare sia gli elementi geologici "affioranti" e sepolti. Se ne deduce che la "formazione" localmente rilevabile è la AES8a: Unità di Modena a tessitura localmente Sabbioso- Limosa SL, del Sintema Emiliano- Romagnolo Superiore, del Sub- Sintema di Ravenna, d'età Olocenica (Pleistocene Superiore). Di cui si riporta descrizione. In realtà, come sopra riportato, ci si dovrà piuttosto riferire alla tessitura Argillo- Limosa AL, che caratterizza la stratigrafia dell'area in esame da profondità, come sopra descritto.

Comune di ARGENTA (FE), sezione CTR: 222030

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

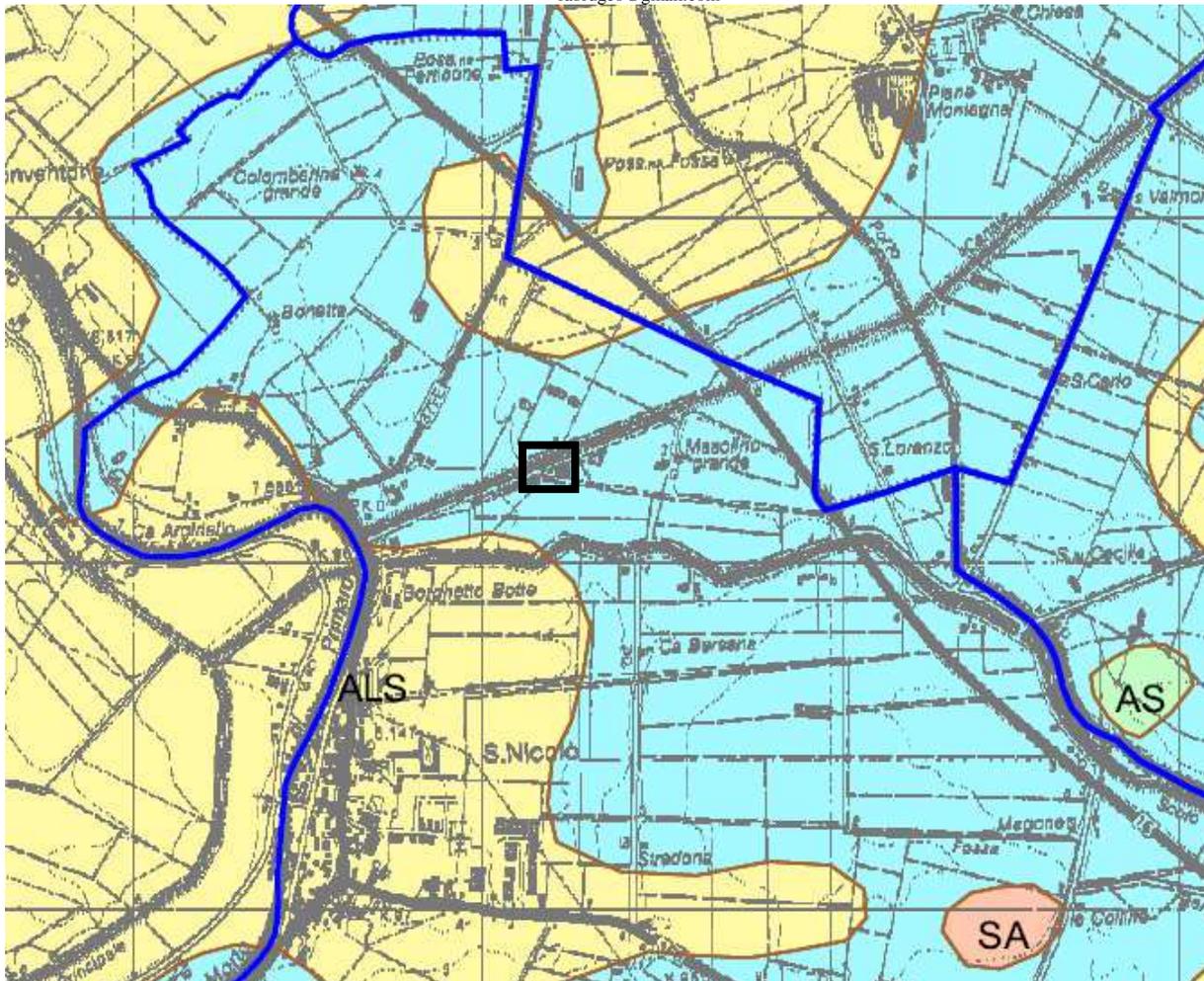
Fig. 3/4: Descrizione della formazione SL teoricamente “affiorante” sulla base di quanto riportato dall’apposito sito regionale.

Comune di ARGENTA (FE), sezione CTR: 204150

Ambienti deposiz. e litologie (10K) Argilla Limosa - Piana alluvionale Coperture quaternarie (10K) AES8a - Unità di Modena	data di ultimo aggiornamento	Poligono non aggiornato rispetto al rilievo originale
	ID IFFI	-
	livello IFFI	-
	sigla	AES8a
	legenda	AES8a - Unità di Modena
	nome	Unità di Modena
	ordine terrazzo	-
	tessitura	Argilla Limosa
	sigla tessitura	AL
	ambiente	Piana alluvionale
	deposito	Deposito di piana inondabile (area interfluviale)
	legenda tessiture	Argilla Limosa - Piana alluvionale
	ubicazione	Pianura

Fig. 3/5: Descrizione della componente AL localmente “affiorante” o comunque predominante.

A compendio di quanto sopra riportato, l’apposita cartografia del P.S.C. riporta per l’area in esame la presenza di litotipi AL, ovvero Argillo- Limosi, appunto in maggior coerenza con la stratigrafia locale, come sarà più oltre descritta.



- A - Argilla
- AL - Argilla limosa**
- ALS - Argilla limosa sabbiosa
- AS - Argilla sabbiosa
- L - Limo
- LA - Limo argilloso
- LS - Limo sabbioso
- S - Sabbia
- SA - Sabbia argillosa
- SL - sabbia limosa
- T - Torba

Fig. 3/6: Stralcio a Scala Libera della apposita Carta delle Litologie di Superficie del P.S.C. di Argenta (Tav. b.2.2.c del Quadro Conoscitivo, alla scala 1: 25 000) e Legenda.

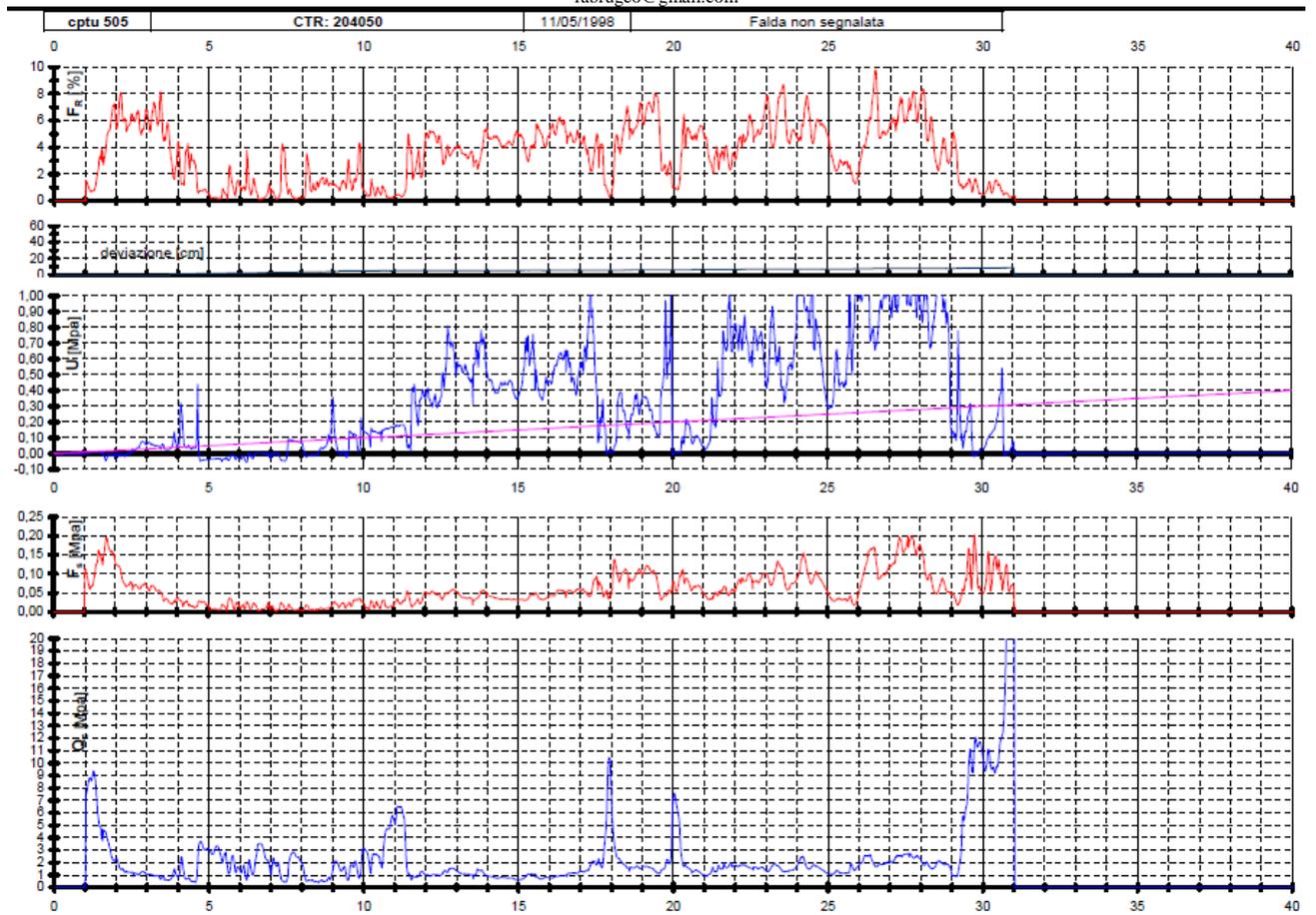
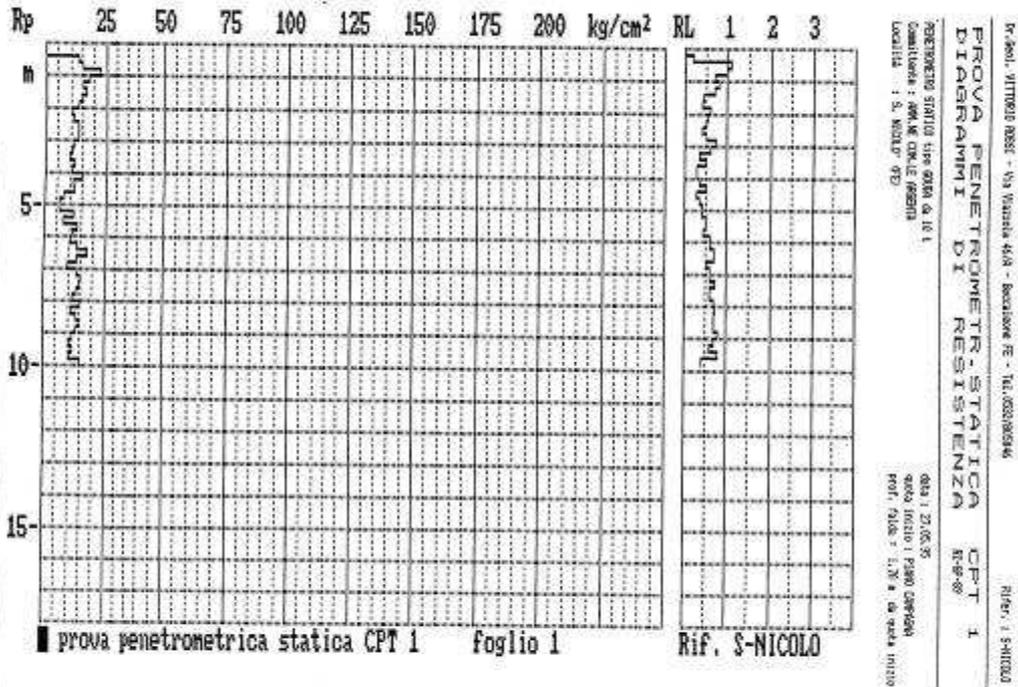


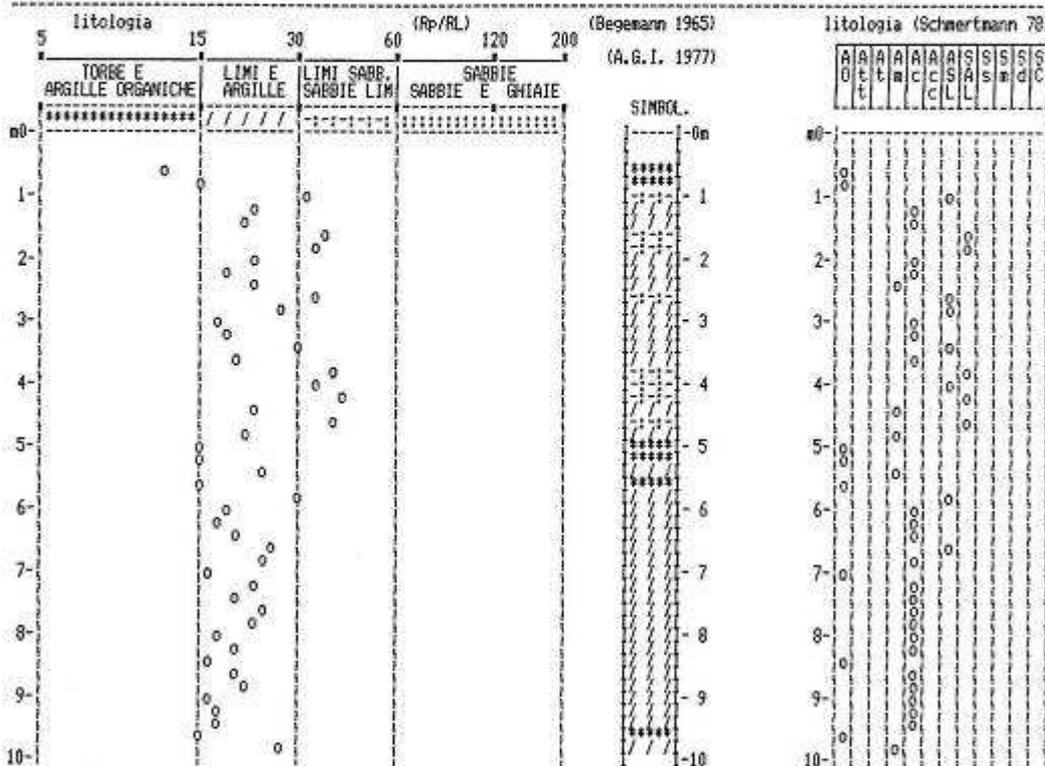
Fig. 4/1: C.P.T.U. 505.



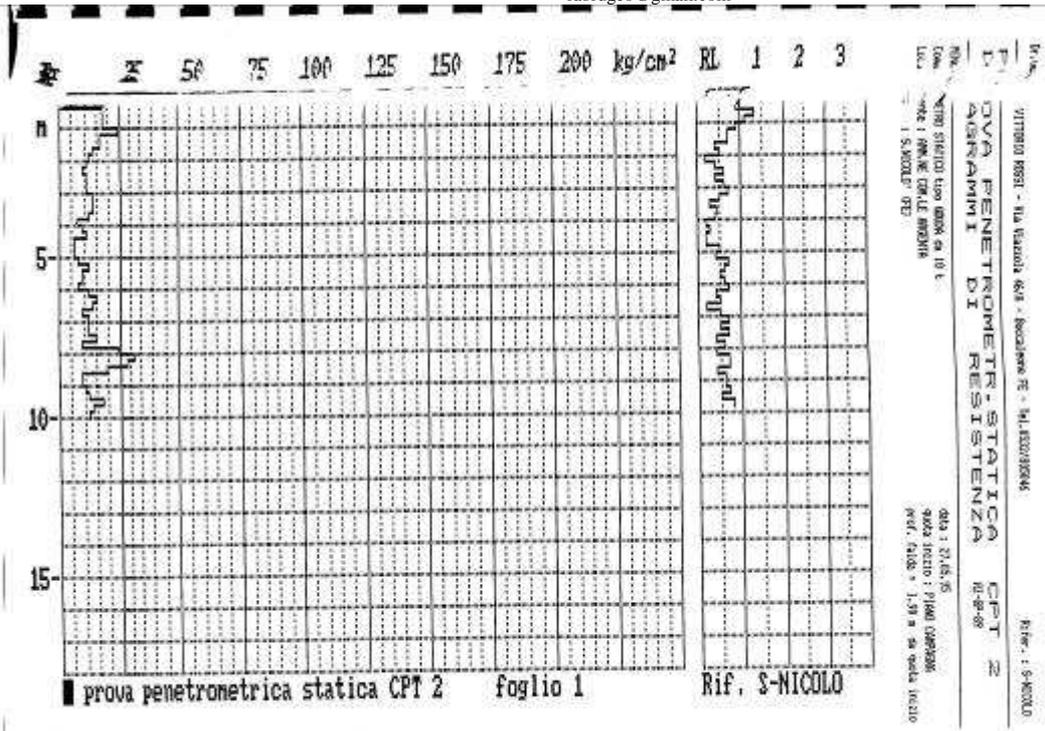
Dr. Geol. VITTORIO ROSSI - Via Viazzola 46/A - Bocca Leone FE - Tel. 0532/805046 Rifer. : S-NICOLO

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 1
VALUTAZIONI LITOLOGICHE RZ-GP-89

PENETROMETRO STATICO tipo GOUDA da 10 t
 data : 27.05.95
 Committente : AMM. NE COM. LE ARGENTA
 quota inizio : PIANO CAMPAGNA
 Località : S. NICOLO' (FE)
 prof. falda = 1.70 m da quota inizio
 scala profondità = 1 : 100



Figg. 4/2: C.P.T. C004.



Dr.Geol. VITTORIO ROSSI - Via Viazzola 46/A - Roccaione FE - Tel.0532/805046

Rifer. : S-NICOLO

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 2
VALUTAZIONI LITOLOGICHE

PENETROMETRO STATICO tipo GOUDA da 10 t
 Committente : ANM.NE.COM.LE ARGENTA
 Località : S.NICOLO' (FE)

data : 27.05.95
 quota inizio : PIANO CAMPAGNA
 prof. falda = 1,90 m da quota inizio
 scala profondità = 1 : 100

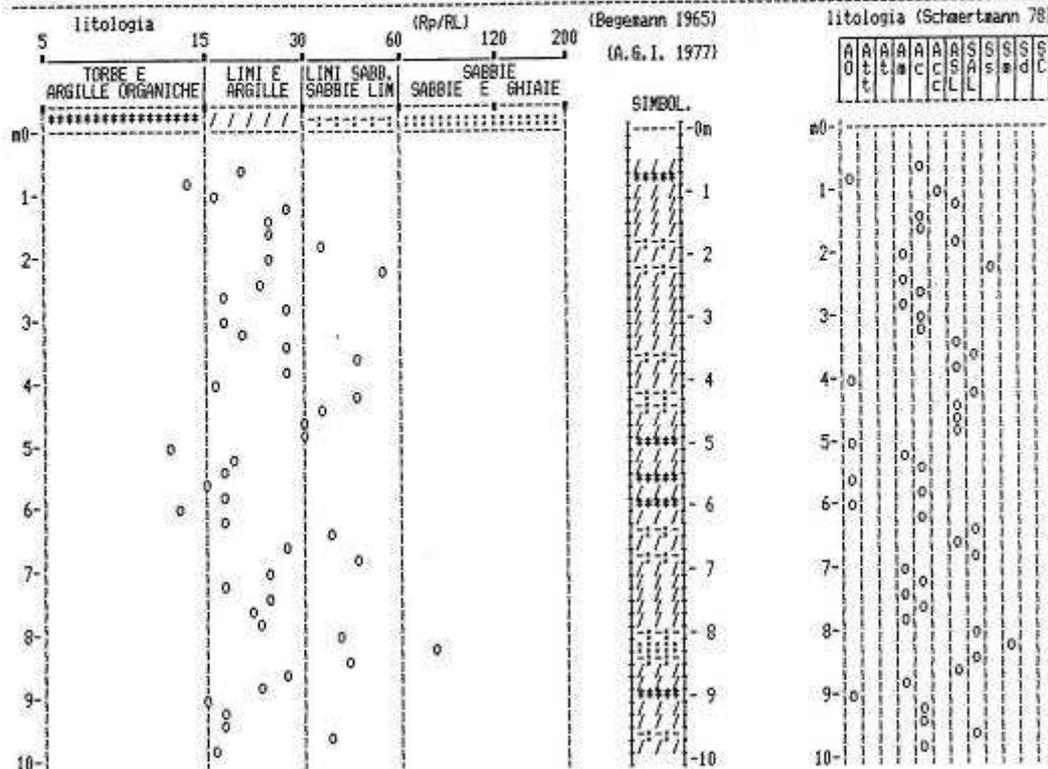


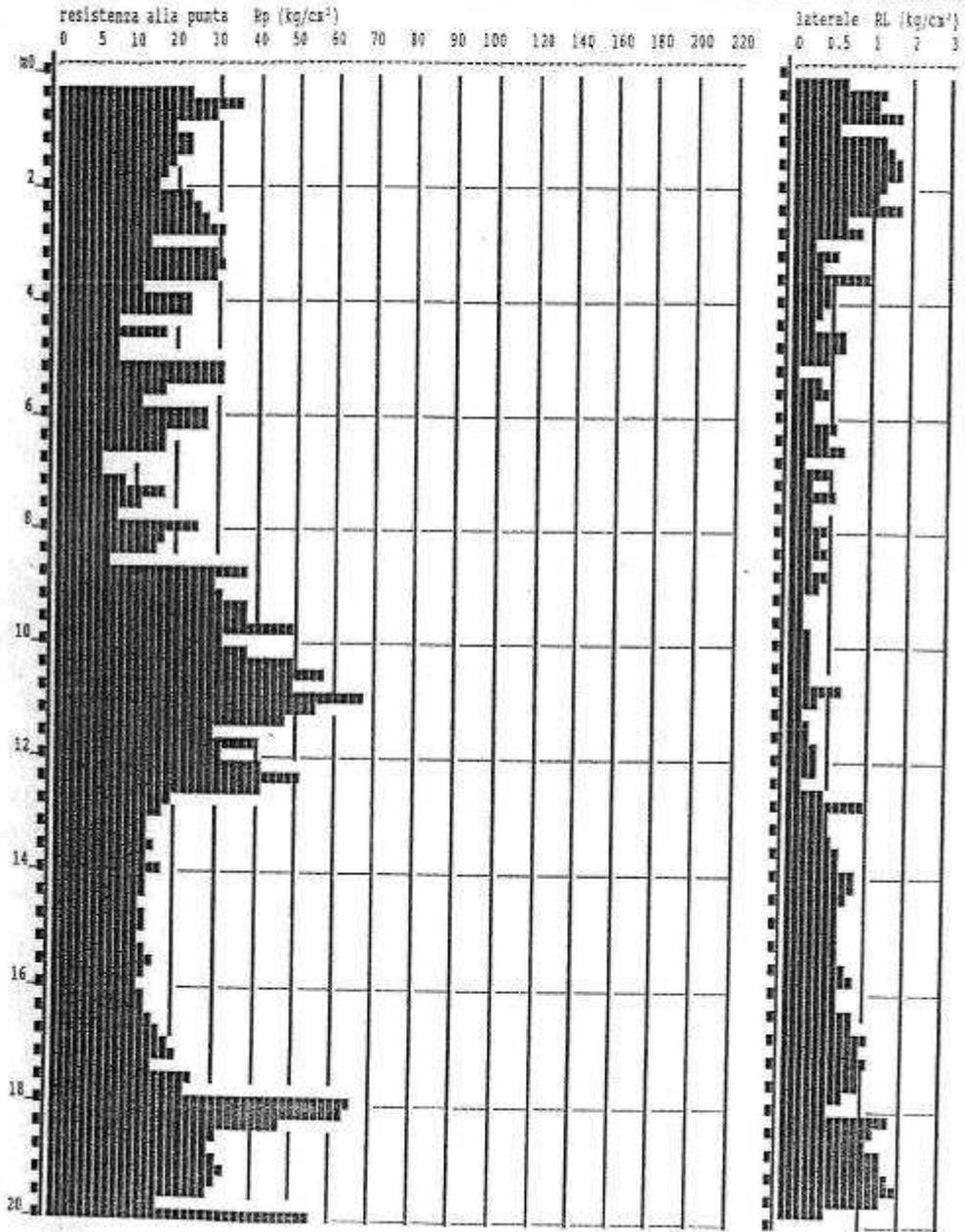
Fig. 4/3: C.P.T. C005.

R. G. A. s.r.l. - ricerca geologica ed ambientale -

PROVA PENETROMETR. STATICA CPT 1
DIAGRAMMI DI RESISTENZA R2-02-05

PENETROMETRO STATICO tipo GOUDA da 20 t
 Committente : CONSORZIO DI BONIFICA VALLI VECCHIO BENO
 Localit : MARRADA (FE)

data : 01/08/2000
 quota inizio : 0-
 prof. fondo = 5.50 m da quota inizio
 scala profondit = 1 : 100



20

Fig. 4/4: C.P.T. C017.

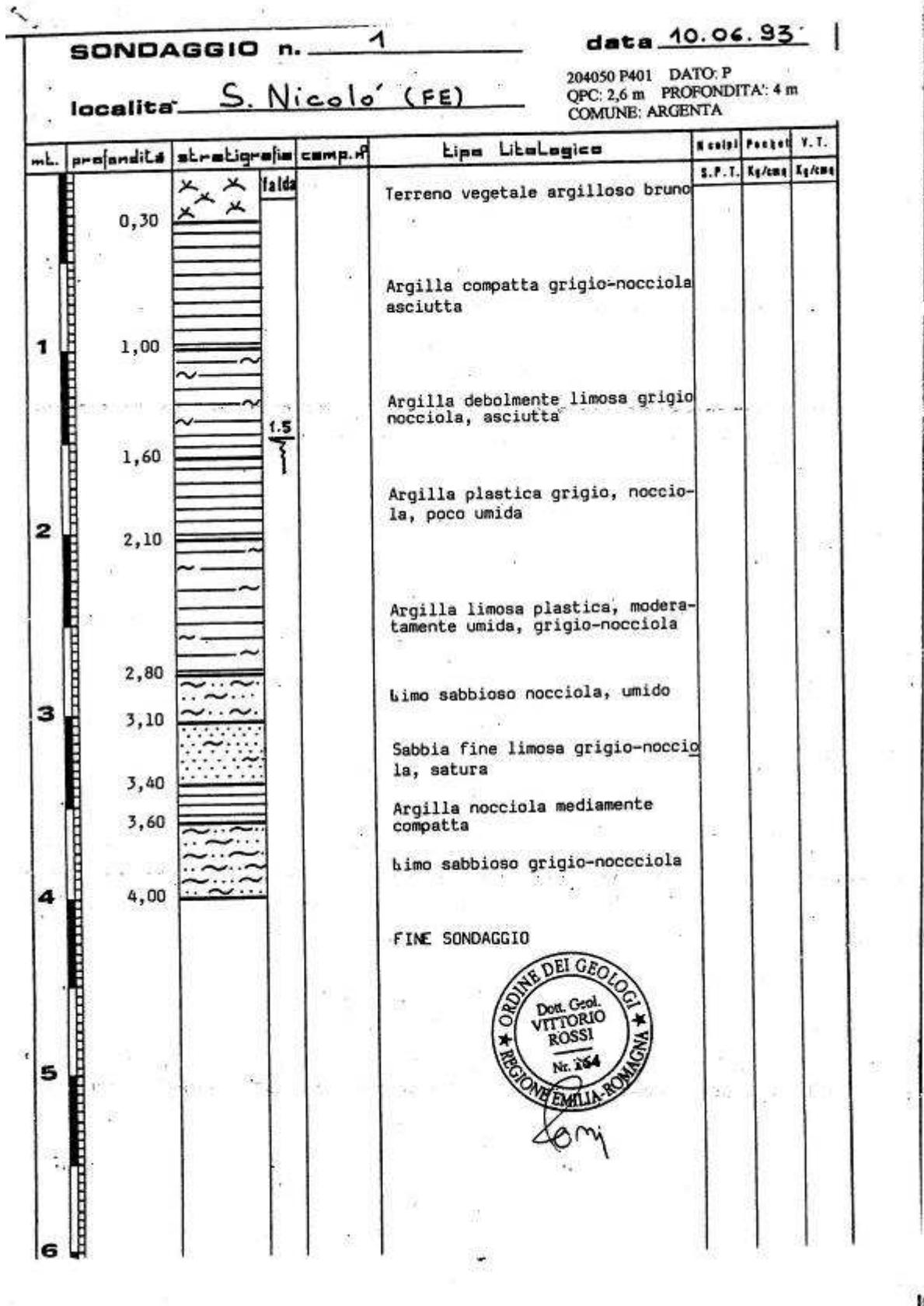


Fig. 4/5: Sondaggio P401.

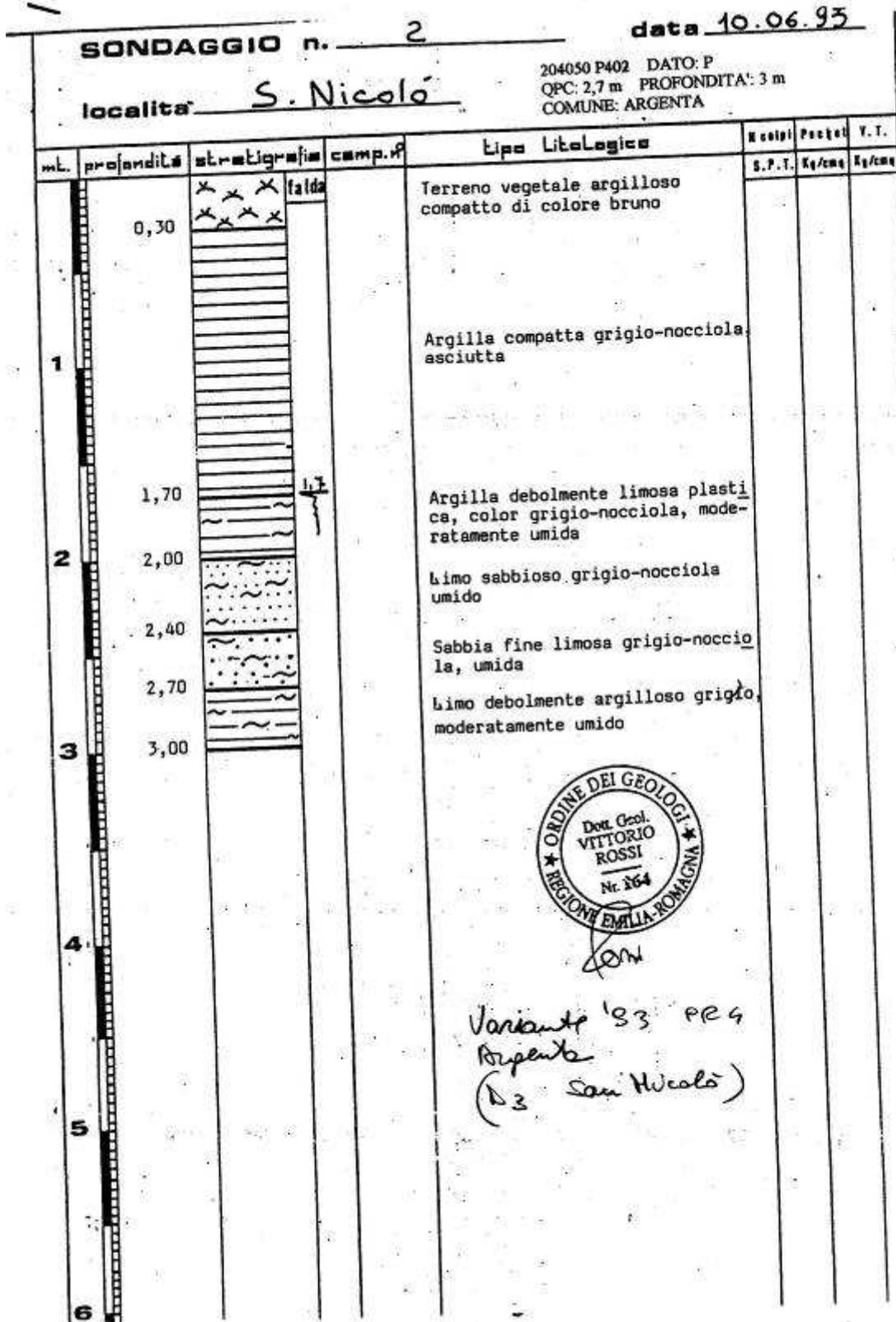


Fig. 4/6: Sondaggio P402.

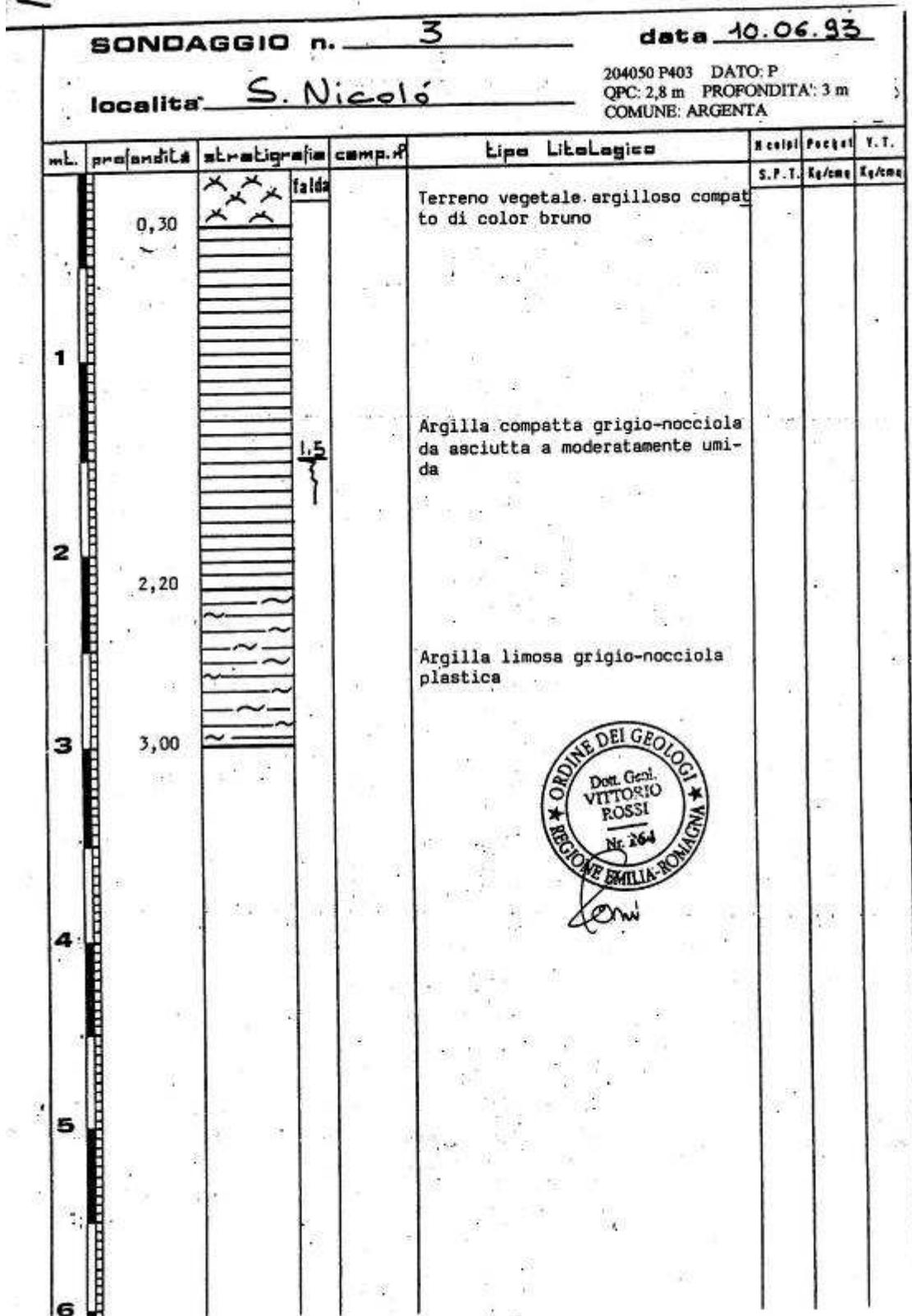


Fig. 4/7: Sondaggio P403.

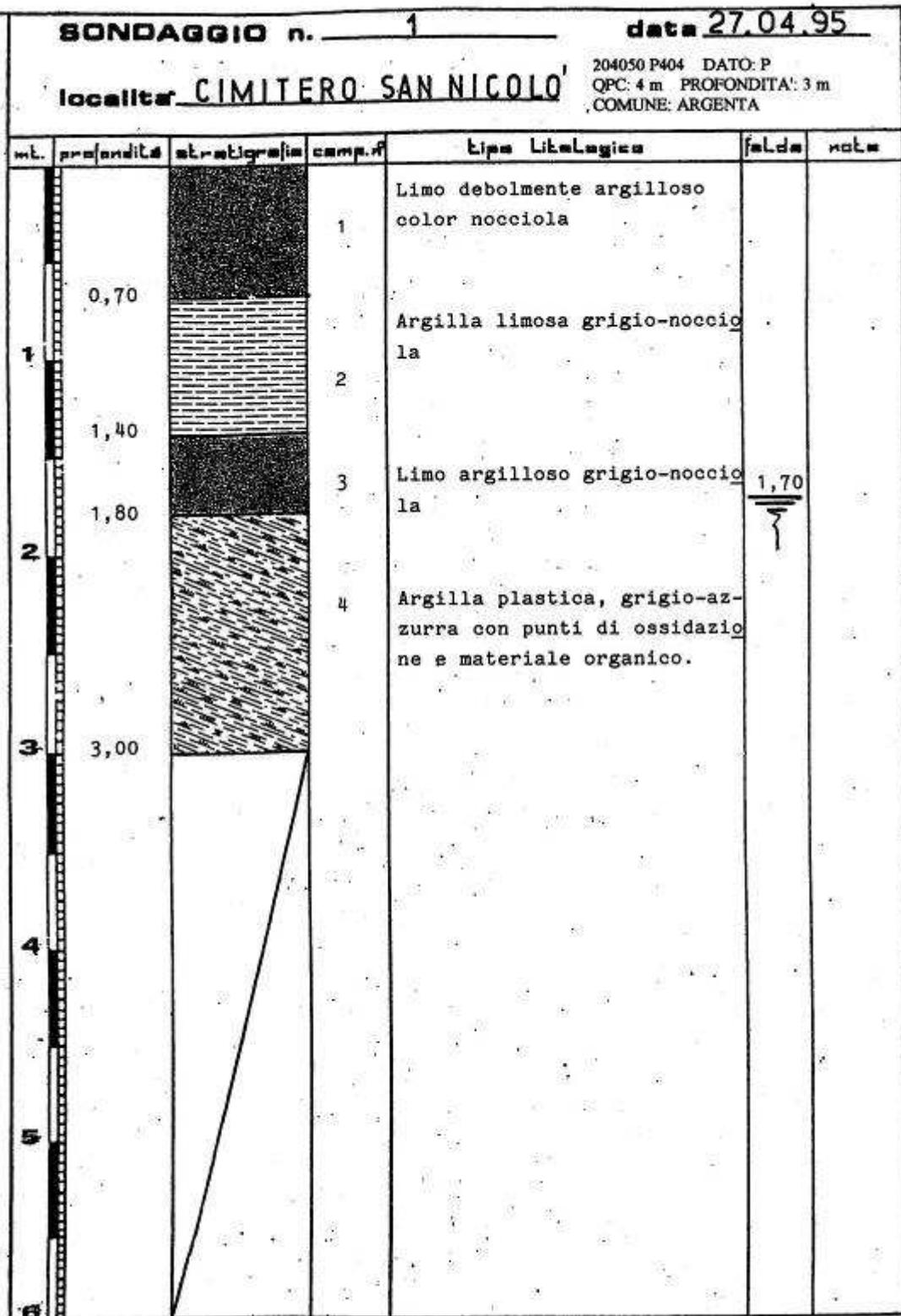


Fig. 4/8: Sondaggio P404.

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

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

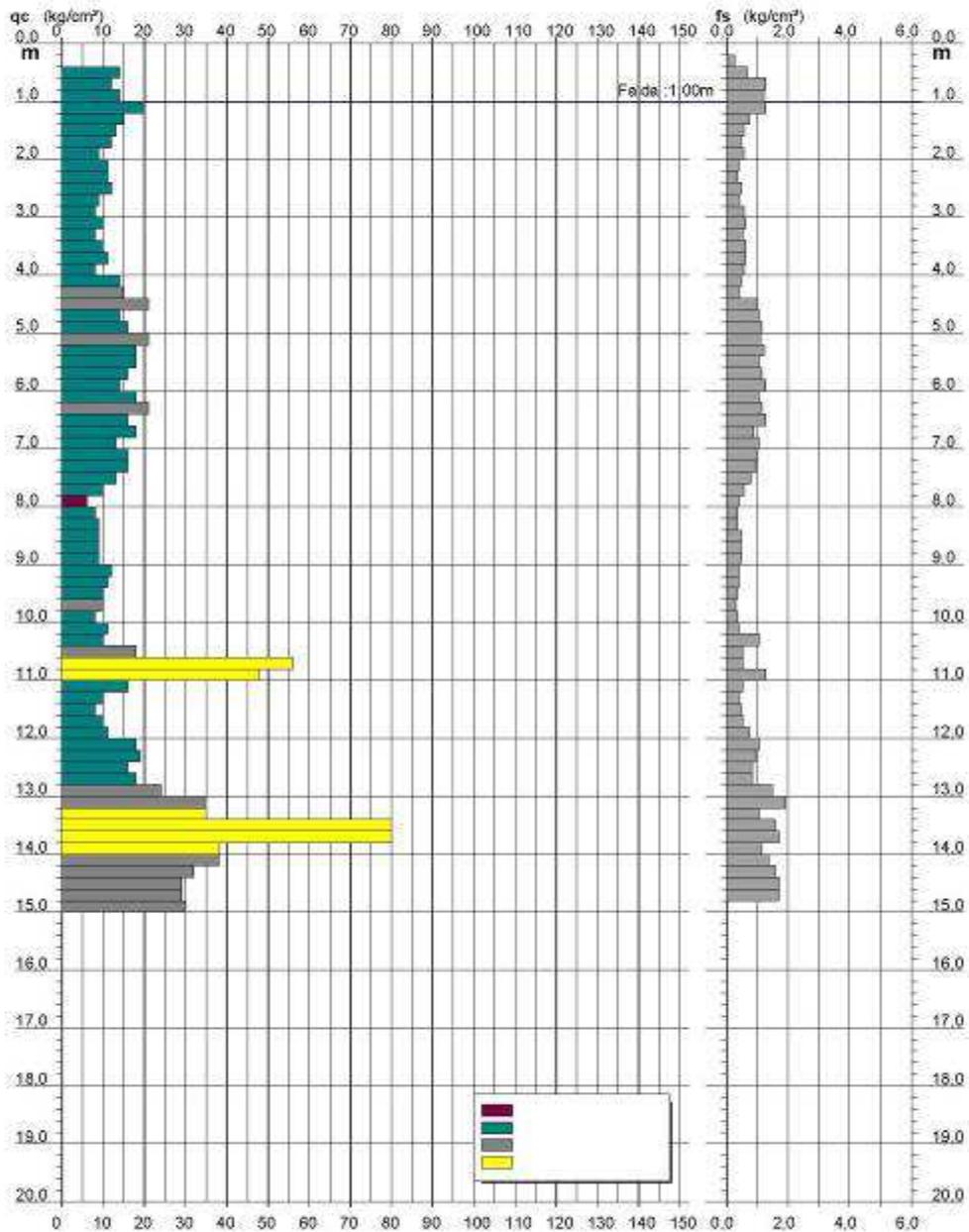
Riferimento: 777-05

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 1

2.0105-001

- committente :	Sig. Mikuls kaya	- data :	02/12/2008
- lavoro :	Ampliamento capannoni	- quota inizio :	Piano Campagna
- localit� :	S. Nicol�	- falda :	1,00 da quota inizio
- assist. cantiere :			



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

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 4/9: C.P.T. 2 2015, come ubicata alla Fig. 1/3.

I dati stratigrafici di bibliografia sopra riportati sono rappresentativi dell'assetto stratigrafico dei dintorni dell'area in esame, che denotano l'alternanza di litotipi di natura coesiva (argille) e granulari (in senso lato: limi, sabbie e/o limi- sabbiosi, sabbie- limose), ciò è il tipico assetto di un ambiente deposizionale di transizione fra paleo- fiume e valli circostanti. Ovvero l'ambiente che, come già riportato caratterizza l'area in esame (ed i suoi pressi).

2.3 Sezioni Litostratigrafiche dell'area in esame:

Di seguito si riporteranno sezioni relative al lotto in esame ed ai suoi pressi più o meno allargati.

- Dall'apposito Data- base regionale:

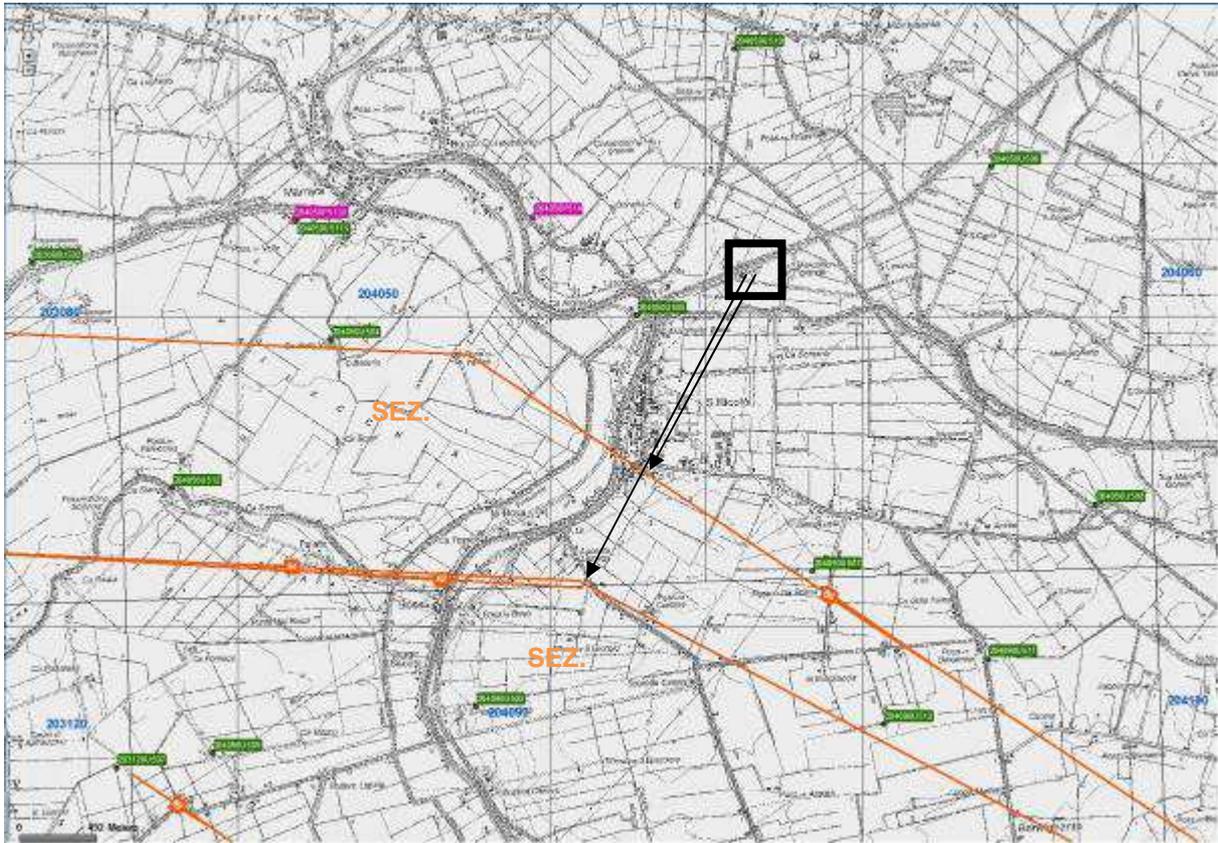


Fig. 5/1: Ubicazione delle sezioni 62, 86 e 94 che saranno di seguito riportate. Scala libera, stralcio di cartografia alla scala 1: 25 000.

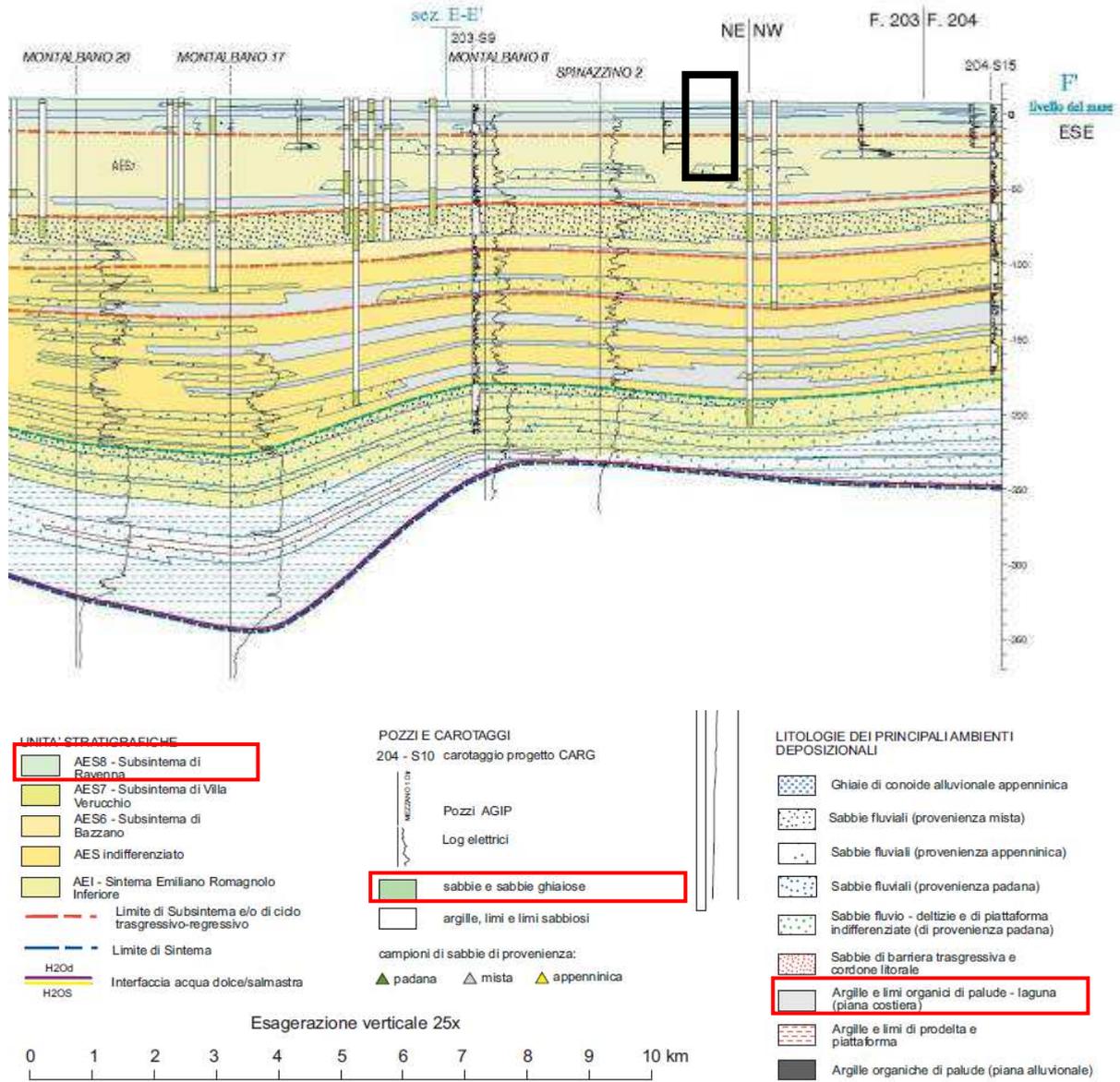


Fig. 5/2: Stralcio a Scala Libera della Sezione 62 e Legenda.

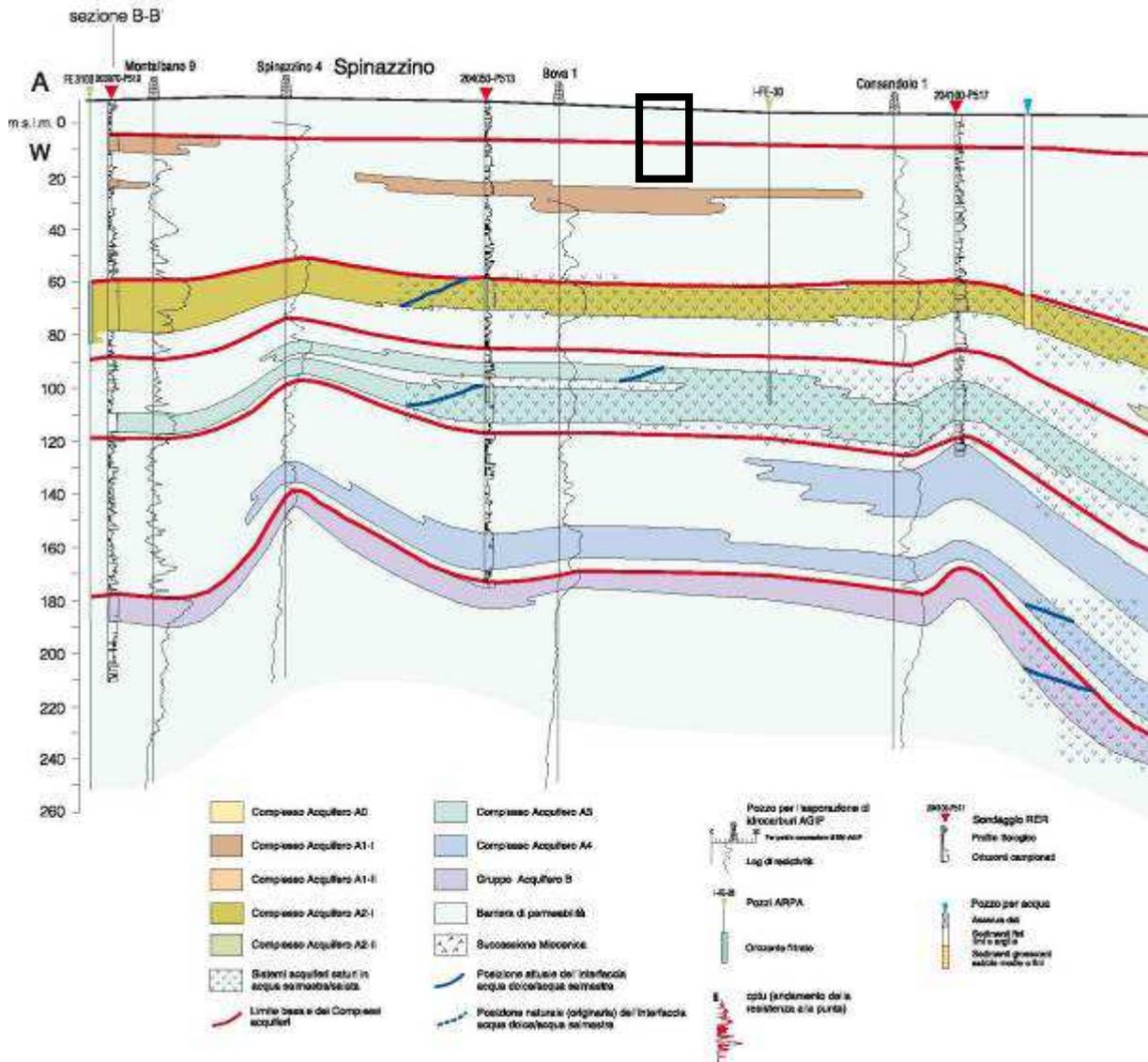


Fig. 5/3: Stralcio a Scala Libera della Sezione 86 e Legenda.

- Sezione locale redatta dallo scrivente:

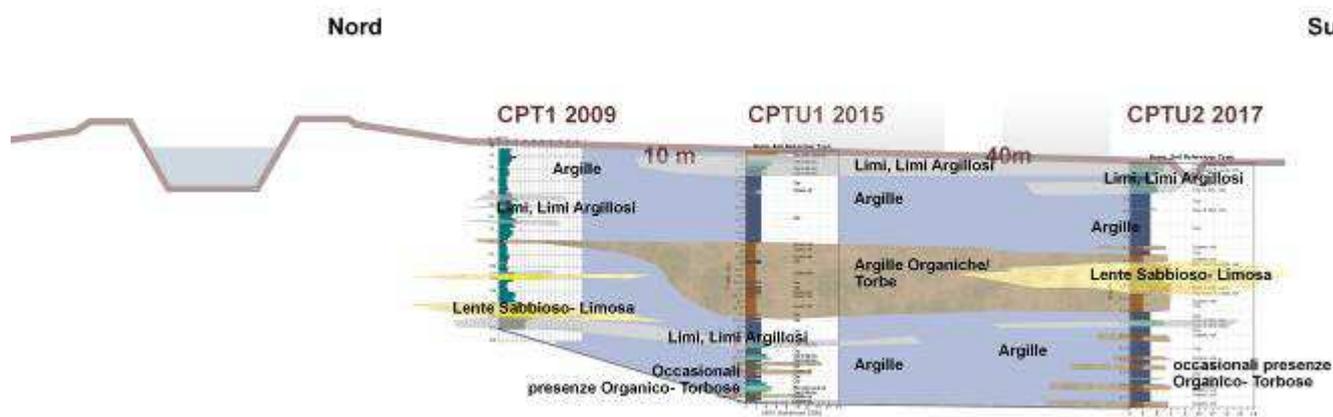


Fig. 5/5: Sezione locale, Scala Libera. Scala orizzontale pressochè pari a quella verticale. L'ubicazione della traccia della sezione è riportata alle Figg. 1/3 e 1/4.

La sezione stratigrafica riportata denota la larga prevalenza di litotipi argillosi e/o argillo-limosi ascrivibili alle valli e paludi sui quali divagava il paleo corso del Po di Primaro. Le paludi, ovvero gli ambienti anossici sono rappresentate dalla presenza di argille organiche/torbose. In superficie (o comunque sub- superficiali) si rilevano anche limi (dalla definizione Limosa a Limoso-Argillosa) che rappresentano la fase terminale del fiume, la presenza di modeste lenti Sabbioso-Limose sono da ascrivere alle divagazioni dei corpi idrici divagativi la cui origine è legata al Primaro. Le cui deposizioni del paleo- corso (che presentano spessori notevoli) non interessano comunque l'area in esame. La sezione è in buon accordo con l'assetto geomorfologico-deposizionale già ampiamente descritto, ad esempio anche le Argille- Limose, affioranti sono in perfetto accordo con quanto riportato alla Fig. 3/6, alla quale si rimanda.

Di seguito si riporteranno stratigrafie e risultanze indirettamente derivate dall'esecuzione dell'indagine C.P.T. 1 2009, C.P.T.U. 1 2015 e C.P.T.U. 2- 2017. Le risultanze della prova C.P.T. saranno utilizzate per la determinazione dei parametri geotecnici e le risultanze delle prove C.P.T.U. per una corretta valutazione dell'eventuale suscettibilità al fenomeno della liquefazione delle deposizioni granulari superficiali localmente rilevate.

2.4 C.P.T. 1 2009:

Dott. Geol. Raffaele Brunaldi

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

Riferimento: 777-08

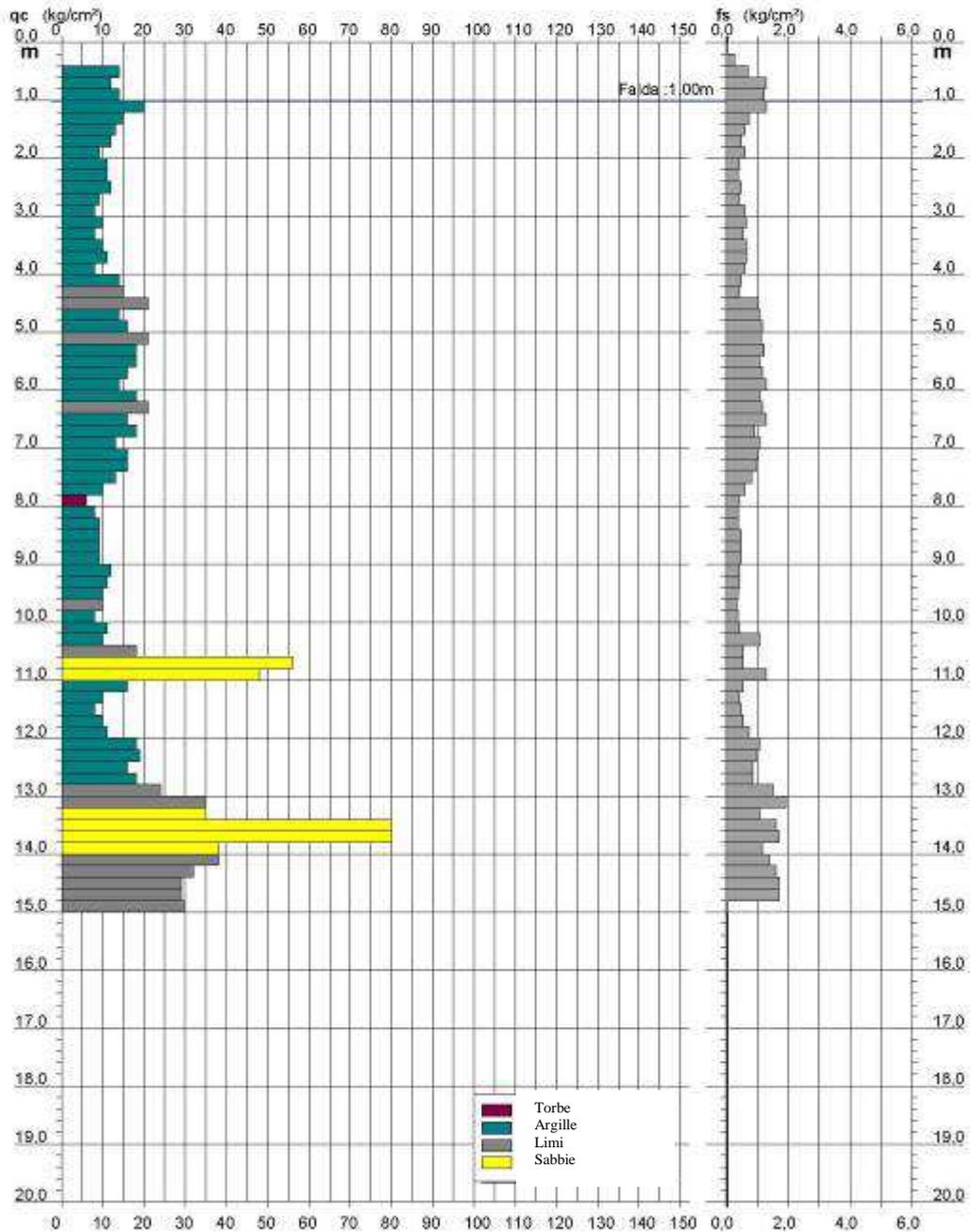
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

2.0105-001

- committente : Sig. Mikulskaya
- lavoro : Ampliamento capannoni
- località : S. Nicolò
- assist. cantiere :

- data : 02/12/2008
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : 1,00 da quota inizio



Software by: DYD Merini - 0425640820

Indagini Geologiche e Geotecniche

Fig. 6/1: restituzioni grafiche dell'indagine C.P.T. 1 2009.

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

1

METODOLOGIA E RISULTATI DELL'INDAGINE

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2

ELABORAZIONE DATI PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

Oltre all'elaborazione dei valori di resistenza del sottosuolo, vengono fornite utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati, in base al rapporto R_p/RL fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro (Begemann 1665 - 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.

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

3

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. $A_m = 150 \text{ cm}^2$)
- 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

Figg. 6/2: descrizione della metodologia C.P.T.

2.5 C.P.T.U. 1:

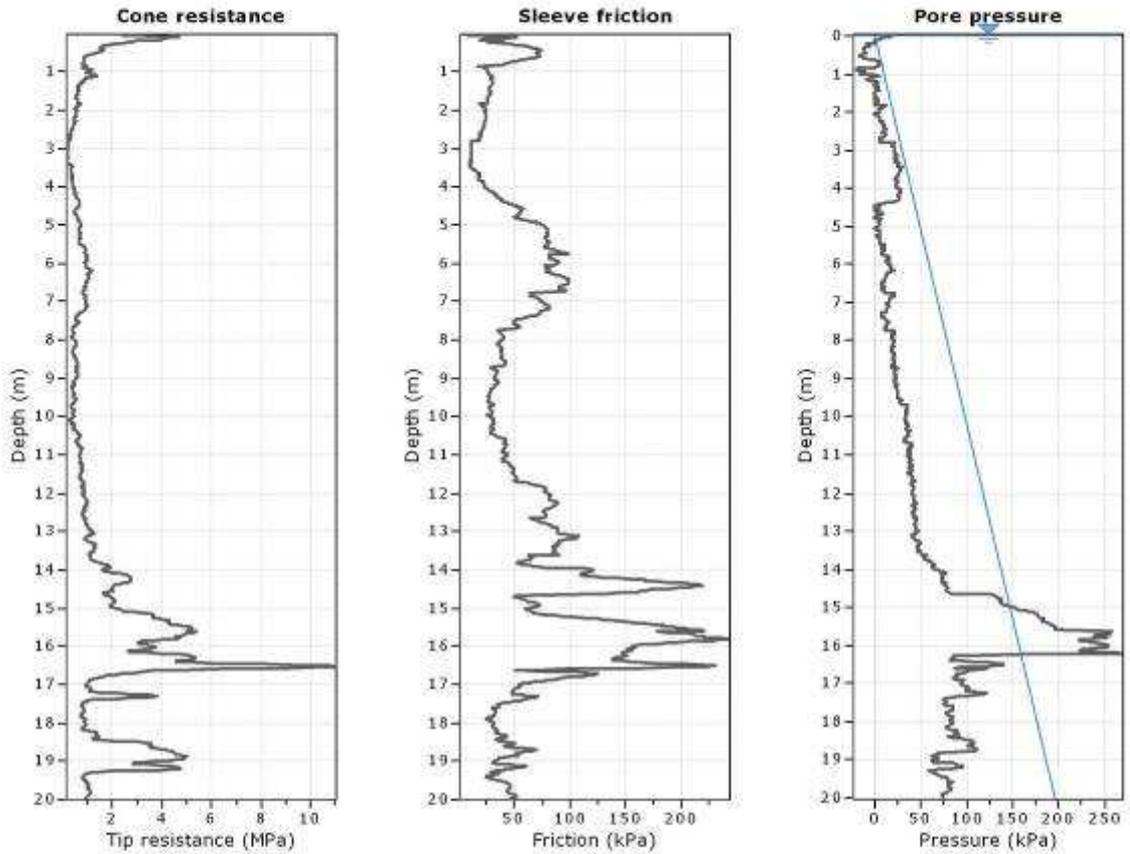


GeoLogismiki
 Geotechnical Engineers
 Merarhias 56
<http://www.geologismiki.gr>

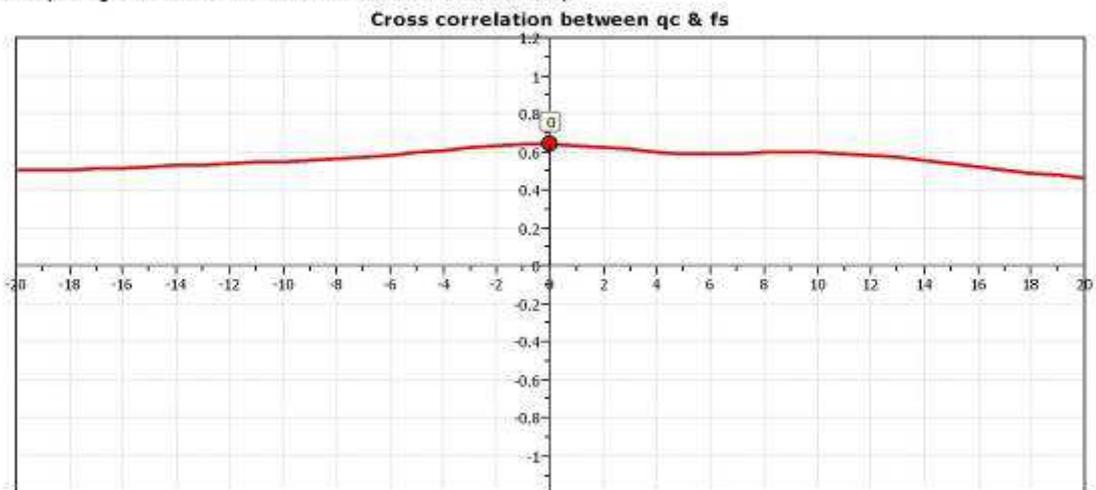
CPT: CPT-01

Total depth: 20.00 m, Date: 30/06/2015
 Surface Elevation: 0.00 m
 Coords: X:0.00, Y:0.00
 Cone Type: Unknown
 Cone Operator: Unknown

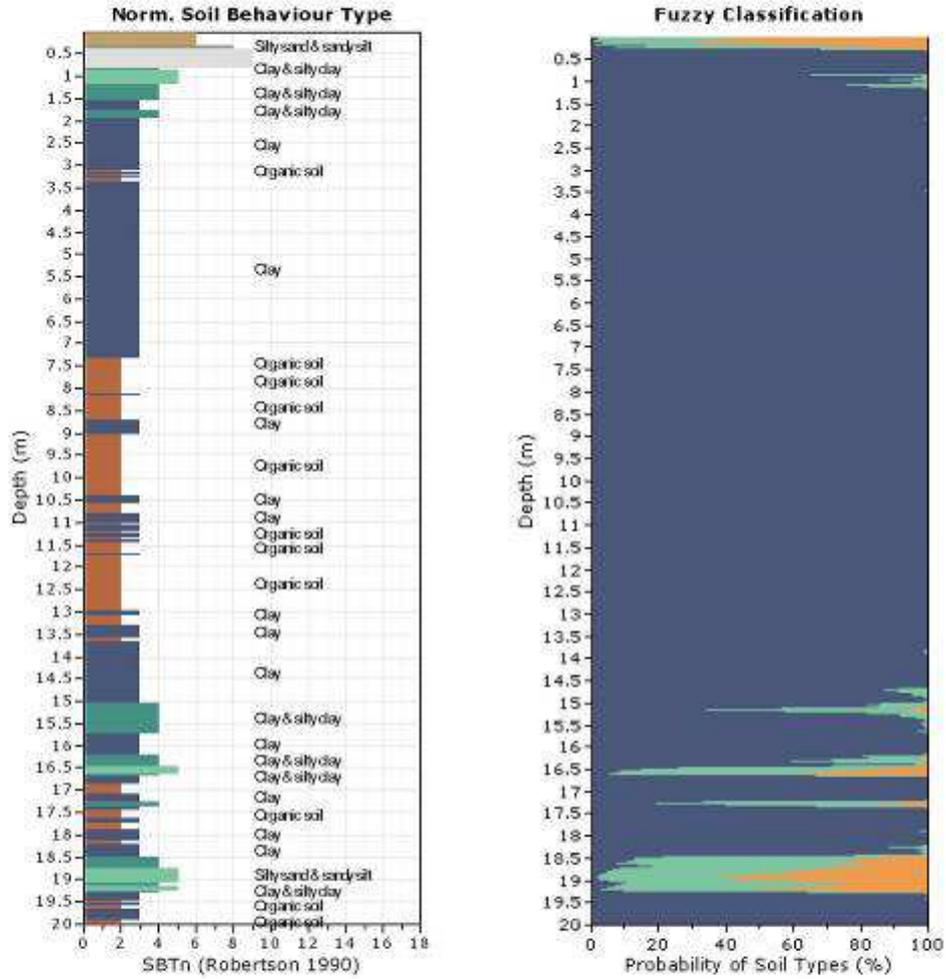
Project:
 Location:

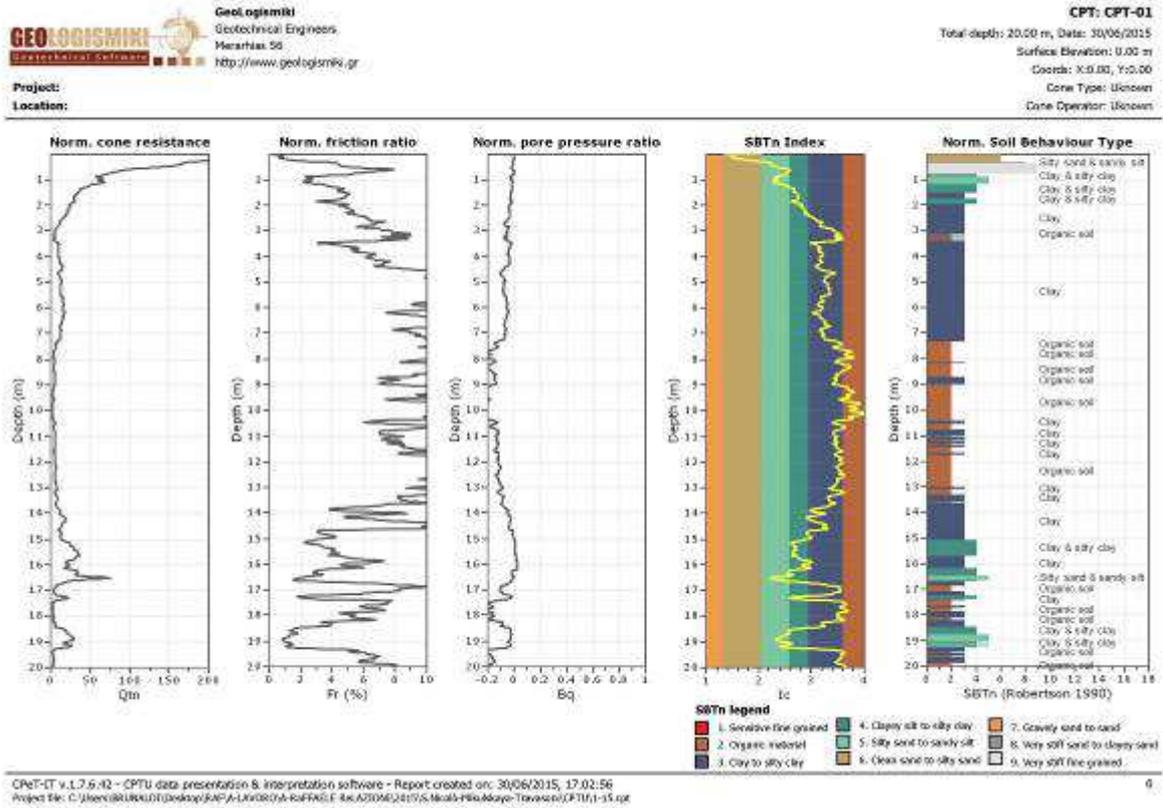


The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw qc and fs values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).

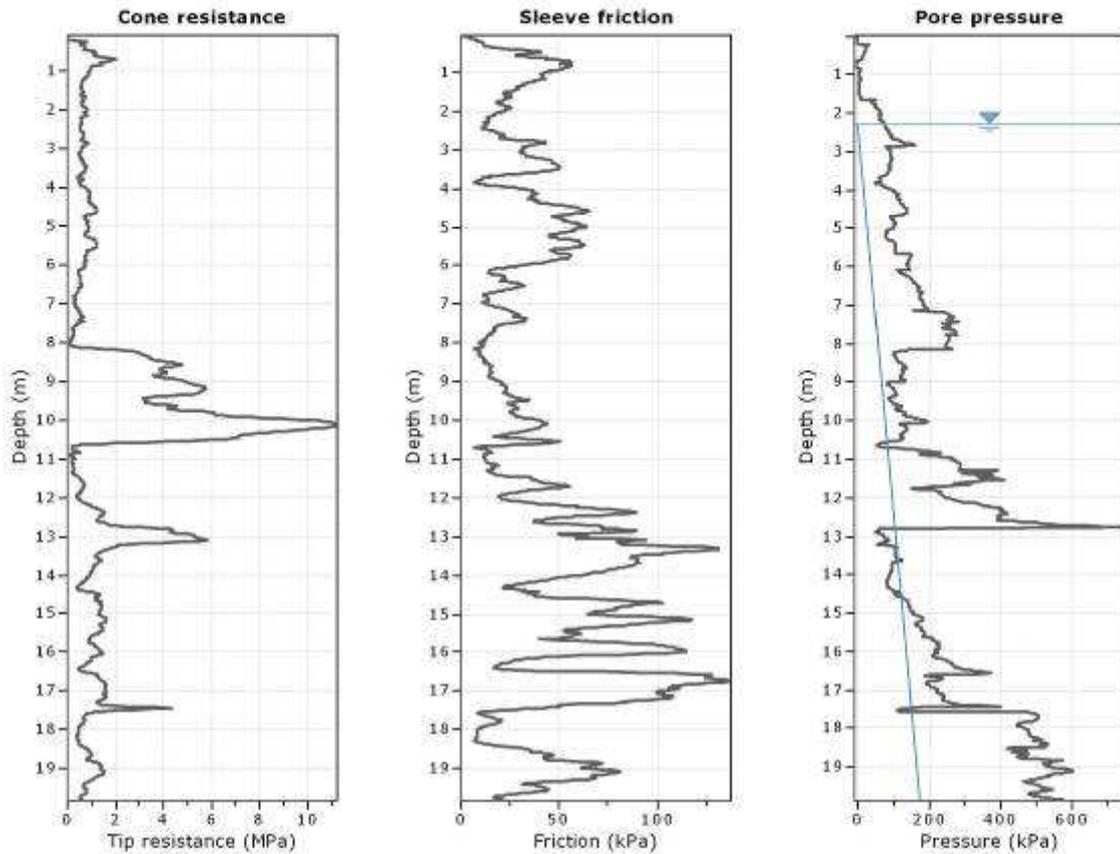


Project:
Location:

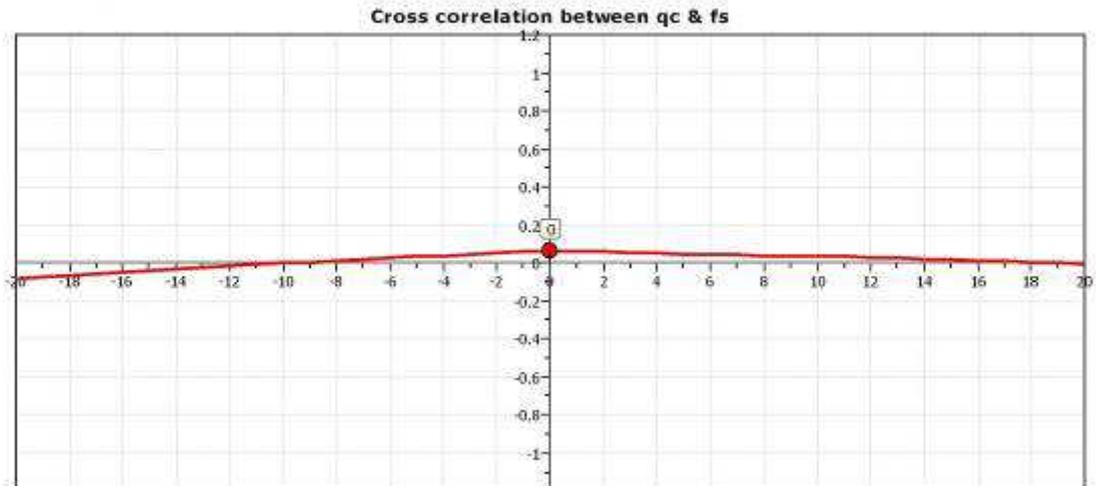


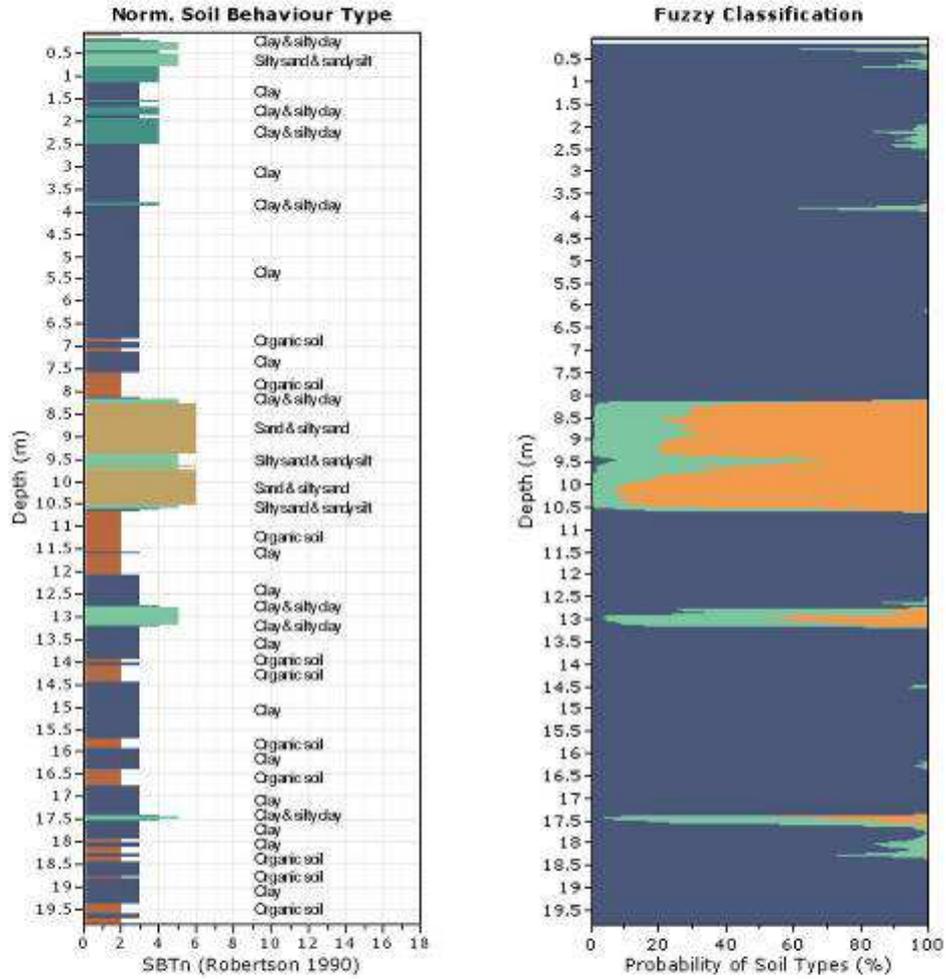


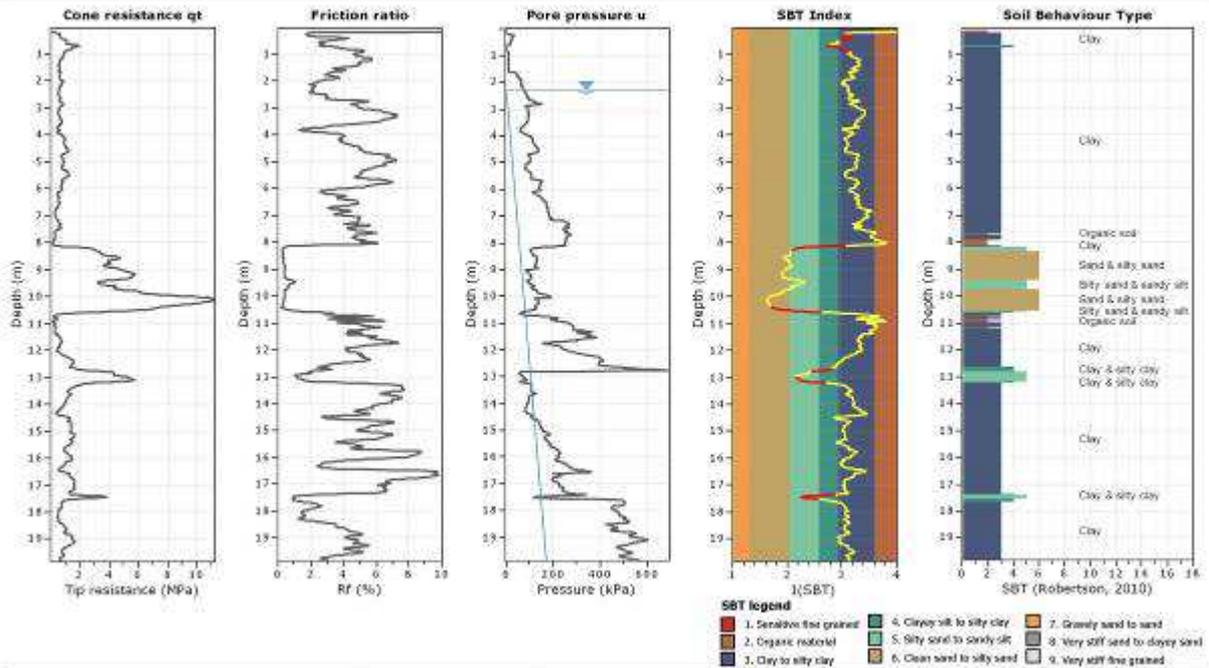
Figg. 6/3: restituzioni grafiche dell'indagine C.P.T.U. 1 2015.



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).

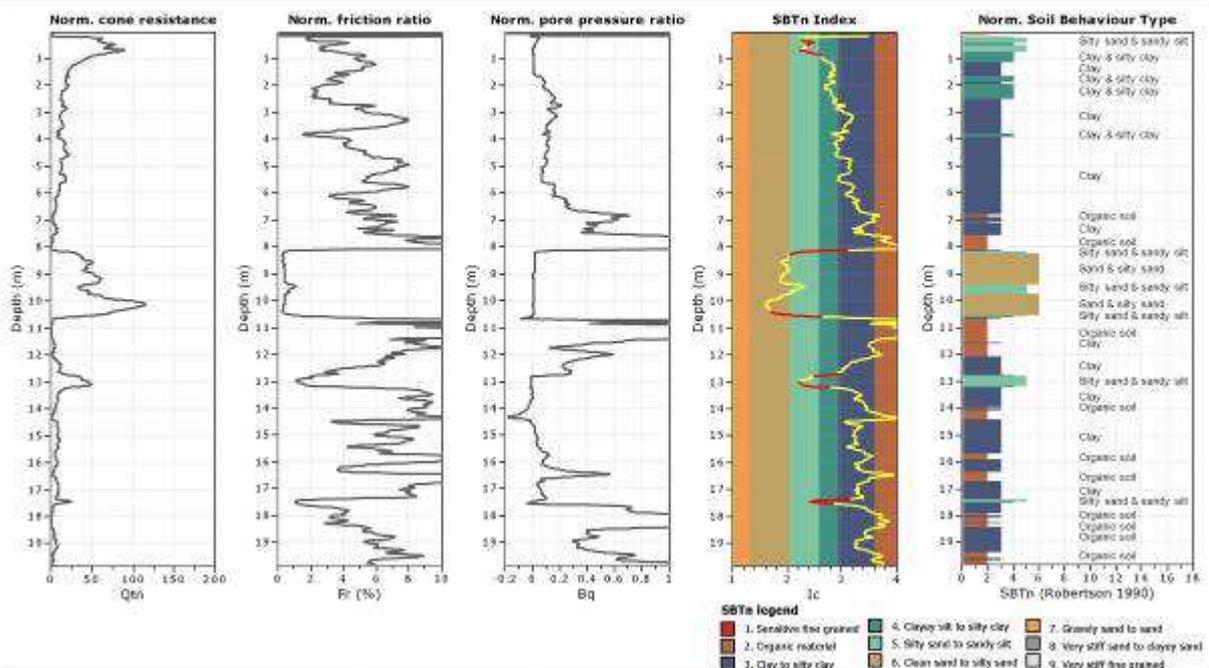






CPT-IT v.1.7.6.42 - CPTu data presentation & interpretation software - Report created on: 25/09/2017, 17:55:31
 Project file: C:\Users\BRUNALDI\Desktop\RAFFAELE LAVORO\RAFFAELE RICAZIONE\2017\San Nicolò-Mikulskaa-Tovasonik\csp\PTU2 2017.cpt

8



CPT-IT v.1.7.6.42 - CPTu data presentation & interpretation software - Report created on: 25/09/2017, 17:55:31
 Project file: C:\Users\BRUNALDI\Desktop\RAFFAELE LAVORO\RAFFAELE RICAZIONE\2017\San Nicolò-Mikulskaa-Tovasonik\csp\PTU2 2017.cpt

9

Figg. 6/4: restituzioni grafiche dell'indagine C.P.T.U. 2 2017.

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) ::

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

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_{SPT} (blows per 30 cm) ::

$$N_{50} = \left(\frac{q_c}{P_s} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.3817 I_c}}$$

$$N_{(160)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2917 I_c}}$$

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

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

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

:: Relative Density, D_r (%) ::

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

:: State Parameter, ψ ::

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn, cr})$$

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

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

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

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

If $I_c > 2.20$

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

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

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

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 $I_c > I_{c, cutoff}$)

:: Remolded undrained shear strength, $S_u(rem)$ (kPa) ::

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

:: Overconsolidation Ratio, OCR ::

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

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

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

:: In situ Stress Ratio, K_0 ::

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{0.95}$$

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

:: Soil Sensitivity, S_t ::

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

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

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

$$\phi' = 29.5^\circ - B_q^{0.127} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \lg Q_t)$$

(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. 6/5: descrizione della metodologia C.P.T.U.

2.6 Considerazioni geotecniche ed Individuazione dei parametri geotecnici caratteristici:

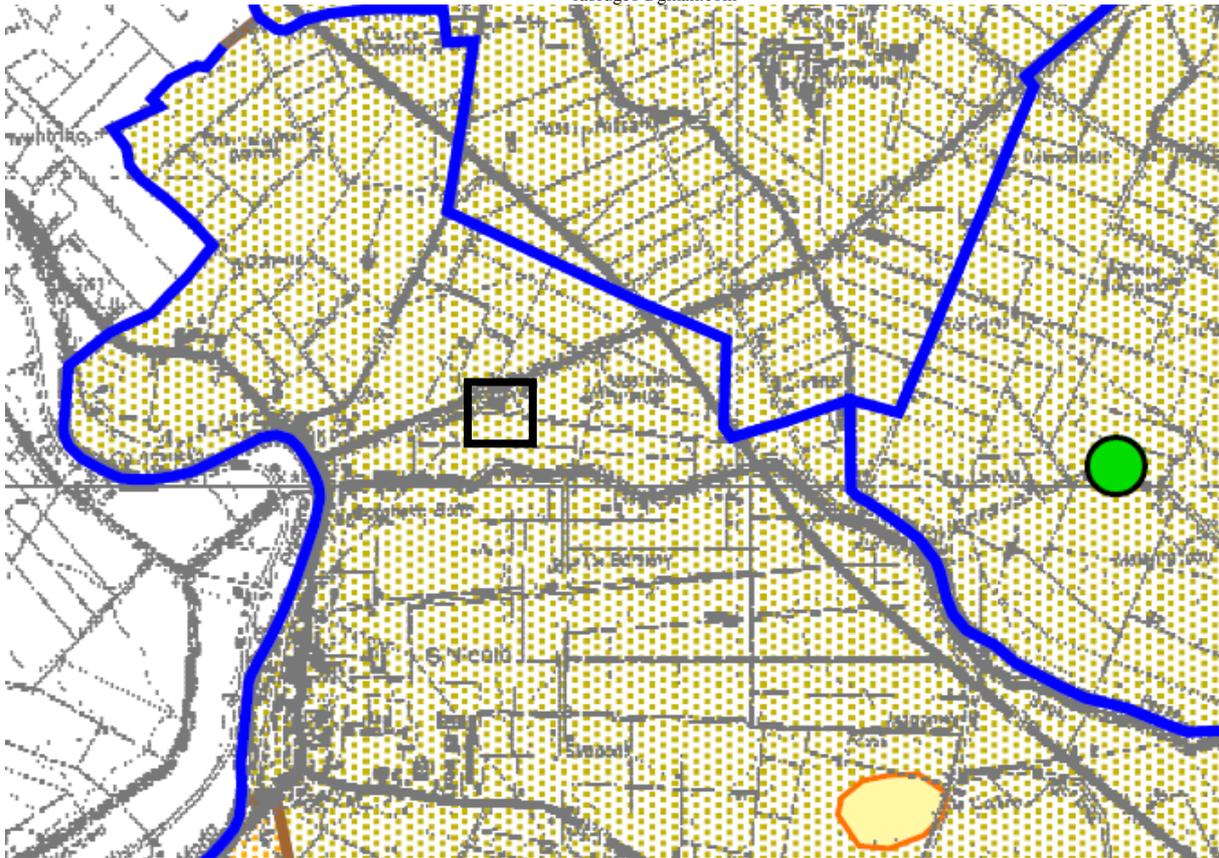
Come già accennato le peculiarità geotecniche dell'area in esame, sono legate alla predominanza della componente argillosa e/o argillo- limosa che caratterizza la stratigrafia locale; le performances di interazione fra le strutture ed i terreni fondali saranno condizionate dalle peculiarità di tali terreni. In sostanza per la stratigrafia locale si potrà osservare quanto segue:

- La compressibilità/cedevolezza non potrà essere trascurata.
- I terreni debbono essere considerati in condizioni NON drenate, la profondità della falda è variabile. Condizioni drenate non sono rappresentative per l'area in esame.
- La maturazione dei cedimenti (all'assunzione dei carichi) potrebbe prolungarsi lungamente nel tempo. Le condizioni non drenate (connesse alla natura argillosa) normalmente non consentono infatti la rapida dissipazione dei sovraccarichi derivanti dall'edificazione delle strutture, nei terreni coesivi. Allo stato attuale delle conoscenze non è possibile meglio esplicitare la durata della maturazione dei cedimenti.
- la presenza localizzata di torbe/argille organiche acuisce la problematica, data la natura fortemente anisotropa di tali terreni all'accettare i carichi ed al maturare i corrispondenti cedimenti. L'anisotropia deve essere intesa sia in senso spaziale che temporale.
- Le naturali/normali oscillazioni della falda freatica potranno far variare il volume dei terreni di fondazione (interessati appunto alla variazione della falda) e potranno anche far variare sensibilmente le caratteristiche geotecniche dei terreni che subiranno tali oscillazioni. 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 che potranno essere anche poco prevedibili (anche se l'assetto idrogeologico locale, come si vedrà all'apposito punto al quale si rimanda potrebbe essere seppur indirettamente condizionato dalla vena fossile del paleo Primario, che non si può escludere svolga tuttora una sorta di azione alimentante le campagne ad esso circostante e quindi "ammortizzante" le variazioni stagionali).
- La presenza di torbe/argille organiche acuisce la problematica, data la natura fortemente anisotropa di tali terreni rispetto al contenuto di acqua in essi contenuta ed alle relative variazioni. La variazione deve essere intesa sia in senso spaziale che temporale.

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. Tali verifiche andranno eseguite all'atto della progettazione di

ogni singolo intervento edificatorio, come specificato dal D.M./N.T.C. È chiaro che l'argomento dovrà correttamente considerare la tipologia dei vari interventi, che prevedono la demolizione e ricostruzione del Fabbricato B e la sola ristrutturazione del Fabbricato C.

L'apposita cartografia del P.S.C. (di seguito riportata) specifica che per l'area in esame ci si dovranno attendere Caratteristiche Geo- meccaniche indicativamente classificabili come Medie. tale definizione può qualitativamente coincidere con quanto localmente rilevato ed in precedenza descritto. Resta evidentemente da chiarire cosa si intenda per "medie" La stratigrafia localmente rilevata conferma comunque la necessità di valutare con la dovuta attenzione l'interazione di una qualsiasi edificazione o di un qualsiasi intervento che possa modificare/incrementare la distribuzione dei carichi trasmessi dalle strutture in elevazione ai terreni di fondazione, con le caratteristiche geotecniche dei terreni in esame.



Classificazione delle prove penetrometriche statiche
in funzione dei valori di resistenza alla punta

- Molto basse
- Basse
- Medie
- Alte
- Molto alte

■ Litologie di superficie a componente sabbiosa

Caratteristiche geotecniche indicative

- Molto scarse
- Scarse
- Medie
- Buone
- Molto buone

Fig. 7/1: Stralcio a Scala Libera della apposita Carta delle Qualità Geotecniche, del P.S.C. di Argenta (Tav. b.2.8 del Quadro Conoscitivo, alla scala 1: 25 000) e Legenda.

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

3.1 Caratterizzazione Geotecnica discendente dalle risultanze della C.P.T. 1- 2009:

Come già detto, ci si riferirà alla C.P.T. 1- 2009, per la caratterizzazione geomeccanica dell'area in esame, in specie per la demolizione e ricostruzione del Fabbricato B. Ci si potrà riferire anche alla ristrutturazione del Fabbricato C, data la modestia dell'intervento comunicata dai

Progettisti allo scrivente. La restituzione dei parametri geotecnici è avvenuta tramite trattazione statistica (di cui si dirà più oltre), lo scrivente ritiene, sulla base di proprie protrate esperienze nei territori della Bassa Padana, che le C.P.T. meccaniche possano restituire con maggiore confidenza delle C.P.T.U. i parametri geo- meccanici.

C.P.T. 1 - 2009. Valori minimi, massimi, medi e VALORI CARATTERISTICI:

ORIZZONTE/STRATO	Profondità del tetto e del letto dello strato (in m da p.c.)	Dato: Cu in Kg/cm ² ; Φ in °	Dato: Mo in Kg/cm ² ;	γ medio in T/m ³
1: Argille	p.c. 4.00	Cu compreso fra 0.40 e 0.80 Cu _{medio} = 0.55 Cu _K = 0.52	Mo compreso fra 35 e 60 Mo _{medio} = 44 Mo _K = 41	1,85 sino alla falda. 0,90 dal livello della falda che si ricorda essere variabile (si veda apposito punto della Relazione).
2: Argille debolmente limose Si trascurerà la modestissima componente granulare.	4.00 7.80	Cu compreso fra 0.50 e 0.82 Cu _{medio} = 0.70 Cu _K = 0.67	Mo compreso fra 40 e 63 Mo _{medio} = 53 Mo _K = 50	0,92
3: Argille, Argille Organiche/Torbose	7.80 10.40	Cu compreso fra 0.30 e 0.57 Cu _{medio} = 0.47 Cu _K = 0.43	Mo compreso fra 9 e 45 Mo _{medio} = 37 Mo _K = 31	0,88
4: Lente Sabbioso- Limosa	10.40 11.20	Φ compreso fra 27 e 31 Φ _{medio} = 29 Φ _K = 27	Mo compreso fra 48 e 168 Mo _{medio} = 103 Mo _K = 60	0,91
5: Argille	11.20 13.00	Cu compreso fra 0.40 e 0.89 Cu _{medio} = 0.65 Cu _K = 0.56	Mo compreso fra 35 e 72 Mo _{medio} = 50 Mo _K = 44	0,90
6: Lente Sabbioso- Limosa	13.00 14.00	Φ compreso fra 28 e 33 Φ _{medio} = 30 Φ _K = 29	Mo compreso fra 105 e 240 Mo _{medio} = 153 Mo _K = 116	0,95
5: Argille, Argille Limose È presente sia la componente coesiva che la componente granulare.	14.00 15.00	Cu compreso fra 0.98 e 1.27 Cu _{medio} = 1.08 Cu _K = 0.99 Φ compreso fra 29 e 30 Φ _{medio} = 29 Φ _K = 29	Mo compreso fra 32 e 120 Mo _{medio} = 51 Mo _K = 45 Mo compreso fra 87 e 96 Mo _{medio} = 90 Mo _K = 87	0,96

Tab. 1: 5° Percentile di distribuzione della media, adottando il metodo conservativo di Angus per un volume di rottura grande e con una distribuzione lognormale. Da Zhou & Gao: "Confidence intervals for the log-normal mean", statistics in medicine, Vol. 16, 783-790 (1997).

Di seguito si riporta restituzione grafica delle risultanze geotecniche della C.P.T. 1 – 2009 e delle relative elaborazioni.

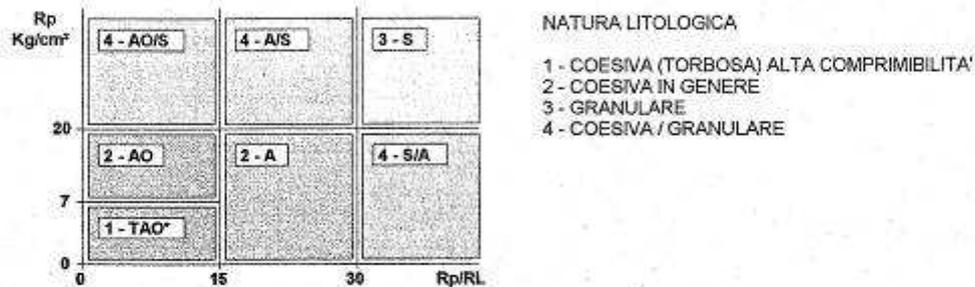
LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI

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

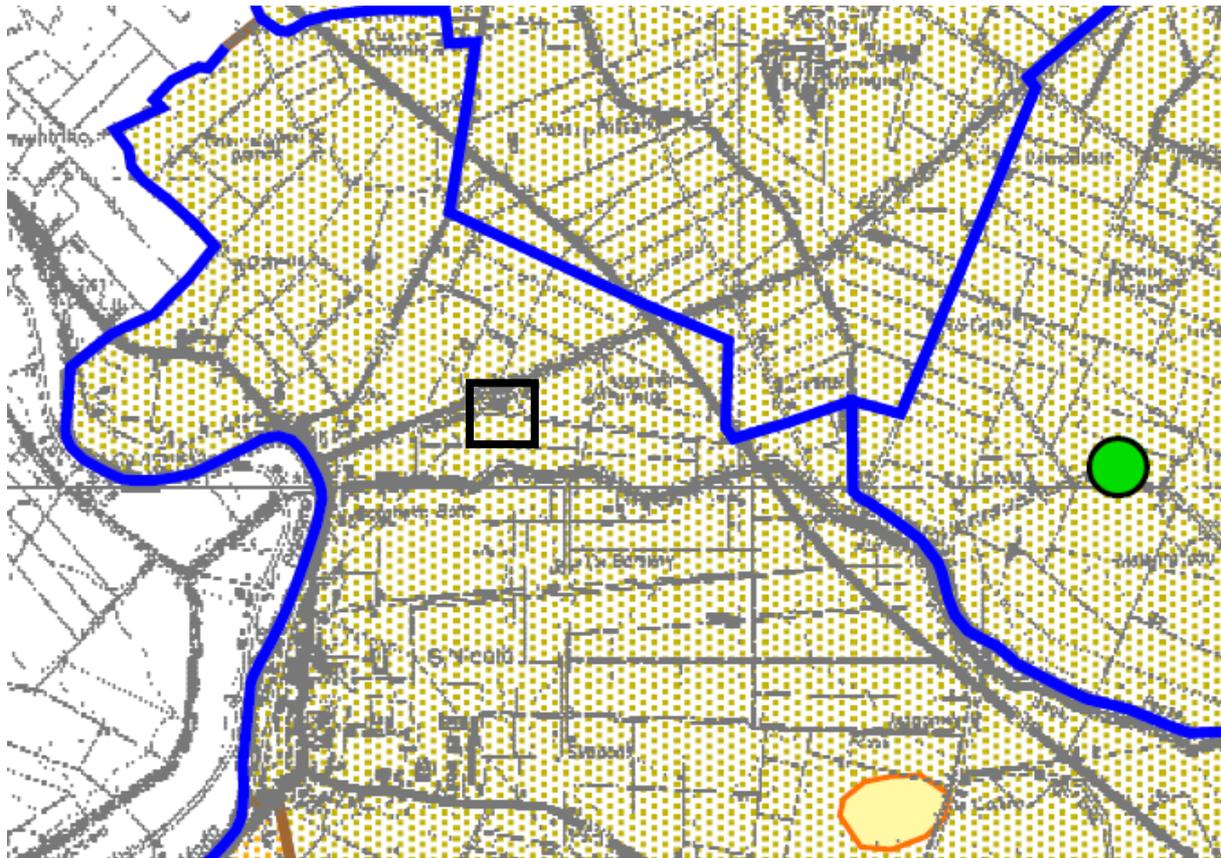
- γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : γ' - R_p - natura]
 (Terzaghi & Peck 1967 -Bowles 1982)
- σ'_{vo} = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')
- C_u = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : C_u - R_p]
- OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - C_u - σ'_{vo}]
 (Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)
- Eu = modulo di deformazione non drenato (terr. coes.) [correl. : Eu - C_u - OCR - I_p $I_p = \text{ind. plast.}$]
 Eu50 - Eu25 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 / 1978 - 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)
- Dr = densità relativa (terreni gran. N. C. - normalmente consolidati)
 [correlazioni : Dr - R_p - σ'_{vo}] (Schmertmann 1976)
- ϕ' = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : ϕ' - Dr - 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) - Dr]

Fig. 8/2: descrizione della metodologia C.P.T.

L'apposita cartografia del P.S.C. (di seguito riportata) specifica che l'area in esame presenta Caratteristiche Geo- meccaniche indicativamente classificabili come Medie. Tale definizione (pur

essendo evidente che l'individuazione di "media" è da ricondurre agli intenti della Pianificazione) può qualitativamente coincidere con quanto localmente rilevato ed in precedenza descritto.

La Caratterizzazione Geotecnica propria della presente relazione conferma comunque la necessità di valutare con la dovuta attenzione l'interazione degli interventi da realizzare, con le caratteristiche geotecniche dei terreni in esame.



Classificazione delle prove penetrometriche statiche
in funzione dei valori di resistenza alla punta

- Molto basse
- Basse
- Medie
- Alte
- Molto alte

■ Litologie di superficie a componente sabbiosa

Caratteristiche geotecniche indicative

- Molto scarse
- Scarse
- Medie
- Buone
- Molto buone

Fig. 8/3: Stralcio a Scala Libera della apposita Carta delle Qualità Geotecniche, del P.S.C. di Argenta (Tav. b.2.8 del Quadro Conoscitivo, alla scala 1: 25 000) e Legenda.

4. ASSETTO IDROLOGICO ED IDROGEOLOGICO LOCALE

Dal punto di vista della caratterizzazione idrogeologica locale, l'area in esame, si può supporre con buona dose di verosimiglianza che l'area sia connessa con la vena fossile delle deposizioni granulari del paleo Po di Primaro. Tale paleo corpo idrico costituisce ancora oggi luogo privilegiato di circolazione, veicolazione ed alimentazione per perdite di sub- alveo dei terreni circostanti e delle relative falde freatiche superficiali.

La falda freatica è stata rilevata, nel foro di esecuzione delle prove C.P.T./C.P.T.U. 1- 2014 alle seguenti profondità dal p.c.:

- C.P.T. 1- 2009: 1,00 m dal p.c.;
- (C.P.T. 2- 2015: 0,50 m dal p.c.);
- C.P.T.U.1- 2015: 3,45 m dal p.c.;
- C.P.T.U.2- 2017: 2,30 m dal p.c.
-

Tali misure delineano una situazione difficilmente riconducibile ad un assetto di profondità della falda dal p.c. che descriva una situazione che abbia una logica idrogeologica locale. Oltre al fatto che le misure sono state eseguite in anni diversi, non è accettabile che le due misure dello stesso anno, eseguite a pochi giorni l'una dall'altra possano indicare un gradiente di 3 metri di battente d'acqua sulla distanza di circa 85 metri lineari. I normali assetti locali riportano infatti normali gradienti inferiori al metro. Certamente la prova C.P.T. 1, nell'anno 2008 è stata eseguita a seguito di copiose precipitazioni e la superficie di campagna era segnata da un ristagno d'acqua, negli anni successivi, ovvero 2015 e 2017 di tale ristagno non v'era più alcuna evidenza anche se non si può escludere ulteriormente. Comunque, per riferirsi a situazioni normali (per esempio appunto quelle degli anni 2015 e 2017), si deve osservare come l'assetto locale possa essere ricondotto a quello delle misure contenute nel Quadro Conoscitivo del P.S.C. (di cui si riporta apposita cartografia), che indicano come normalmente per l'area in esame, la profondità della falda (media annuale) possa essere compresa fra 2,00 e 2,50 m dal p.c.

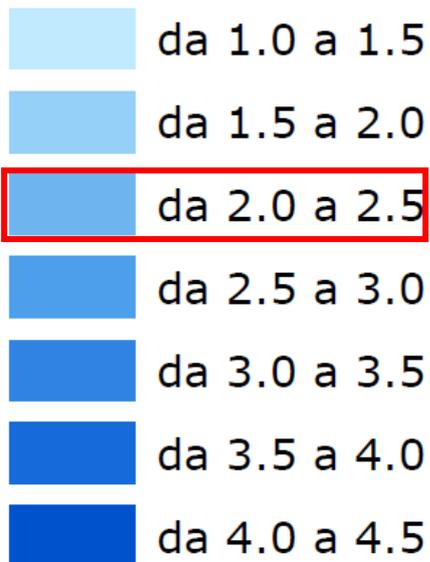
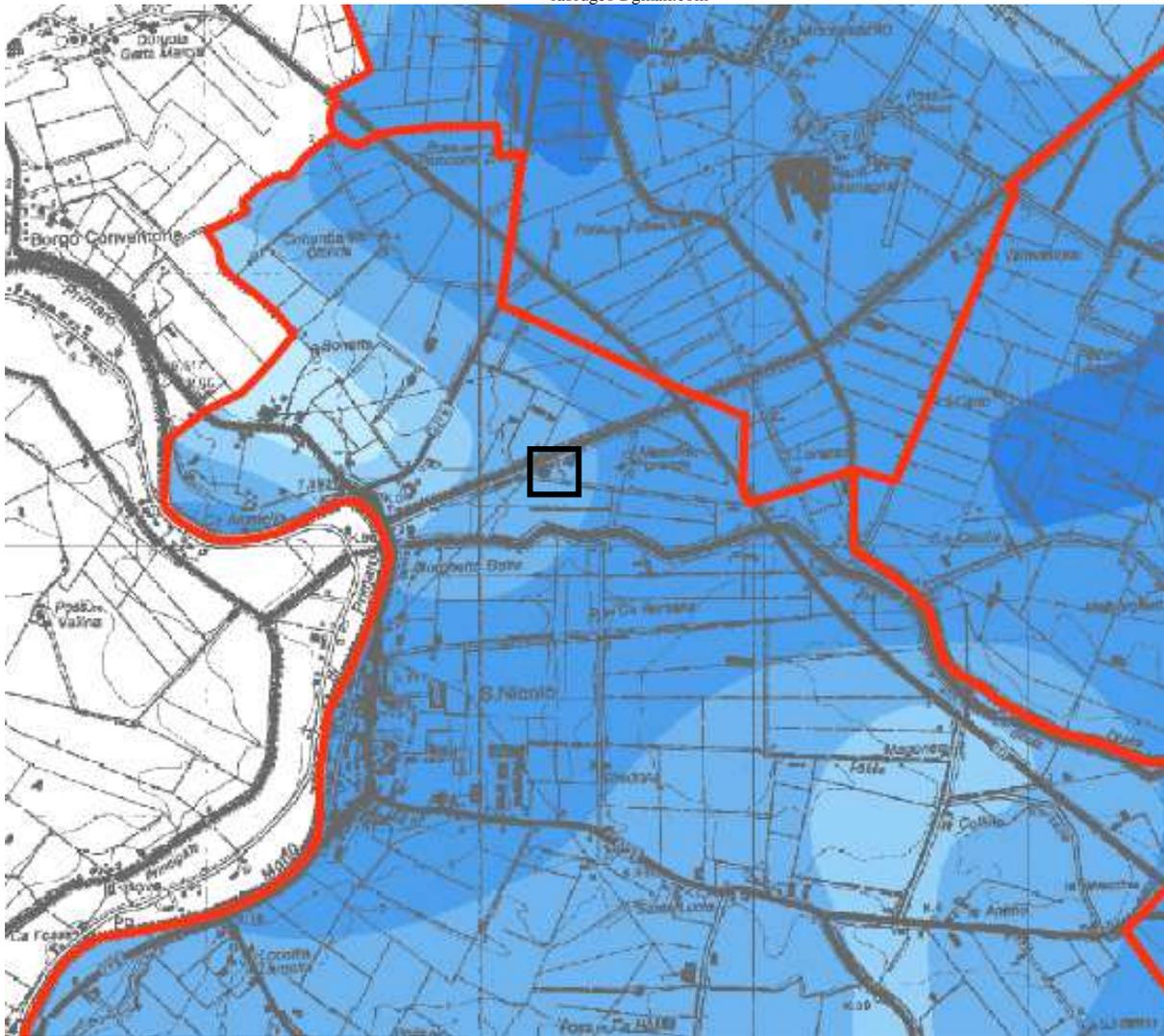


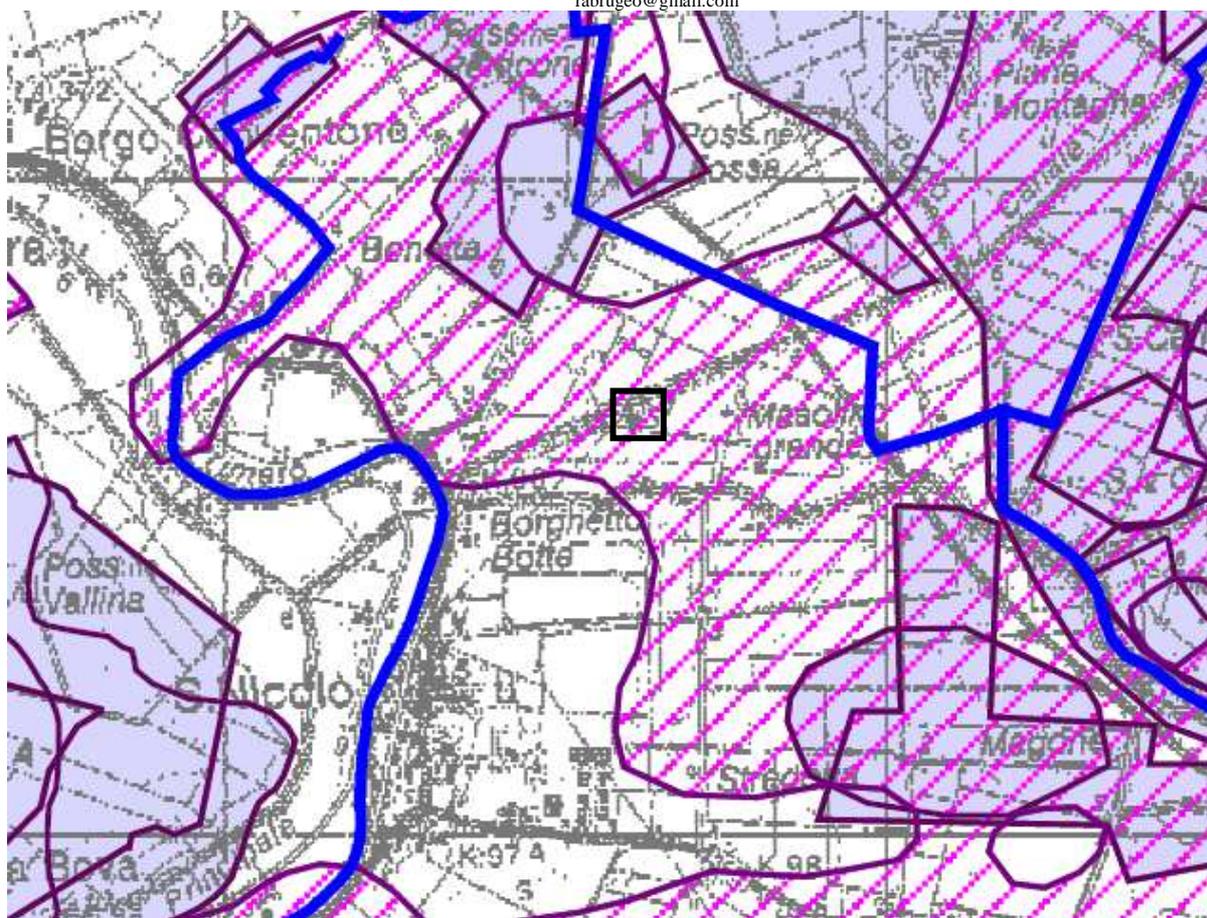
Fig. 9/1: Stralcio a Scala Libera della apposita Carta delle Isobate della Falda Freatica, del P.S.C. di Argenta (Tav. b.2.13 del Quadro Conoscitivo, alla scala 1: 25 000) e Legenda. L'isoipsa riporta la profondità della falda freatica in metri dal p.c.

Data la situazione plano- altimetrica, geomorfologico/lito-deposizionale e idrogeologica locale è comunque plausibile che la situazione idrogeologica locale sia la seguente (riportata anche all'apposita figura): il Po Morto di Primaro, attraverso la sua vena fossile pensile e/o i corpi paleo-divagativi alimenta le campagne circostanti, il Canale San Nicolò- Medelana è impermeabilizzato, non alimenta quindi le campagne circostanti se non per modeste perdite dalle sponde. Lo Scolo Bolognese, che come riportato alle Figg. 1/1 e 1/2 ricalca in parte un piccolo paleo alveo divagativo che si stacca dal Po di Primaro, può a sua volta alimentare i terreni ad esso circostanti.



Fig. 9/2: probabile assetto locale di deflusso/drenaggio delle acque di alimentazione dai paleo corpi idrici (riportati su orto- foto aerea tratta da Google Earth, come da assetto descritto dalla Fig.9). Il deflusso dallo Scolo Bolognese è comunque condizionato dal maggior deflusso dal paleo Primaro/attuale sua vena fossile pensile. Scala Libera.

Per tornare al ristagno d'acqua precedentemente indicato in corrispondenza del punto di esecuzione della C.P.T. 1 (per l'anno 2008) ed in maniera plausibile per tutta la porzione dello spigolo Est, questo ristagno può essere collegato alla natura coesiva, argillosa dei terreni superficiali, come già riportato agli appositi punti della presente relazione e come descritta anche nell'apposita Tavola del P.S.C. (che verrà di seguito riportata), cioè rende difficoltoso il drenaggio delle acque superficiali. Tale situazione (il ristagno, non la natura argillosa) non interessa comunque l'oggetto della presente relazione (le aree ad esso connesse sono infatti rilevate rispetto allo spigolo Est ove si rilevò tale ristagno).



 Litologia di superficie prevalentemente argillosa
(A - AL - LA)

Terre alte

 Quota minore di 0 m s.l.m.

Terre basse

 Quota tra -4 e -3 m s.l.m.

 Quota tra -3 e -2 m s.l.m.

 Aree storicamente allagate

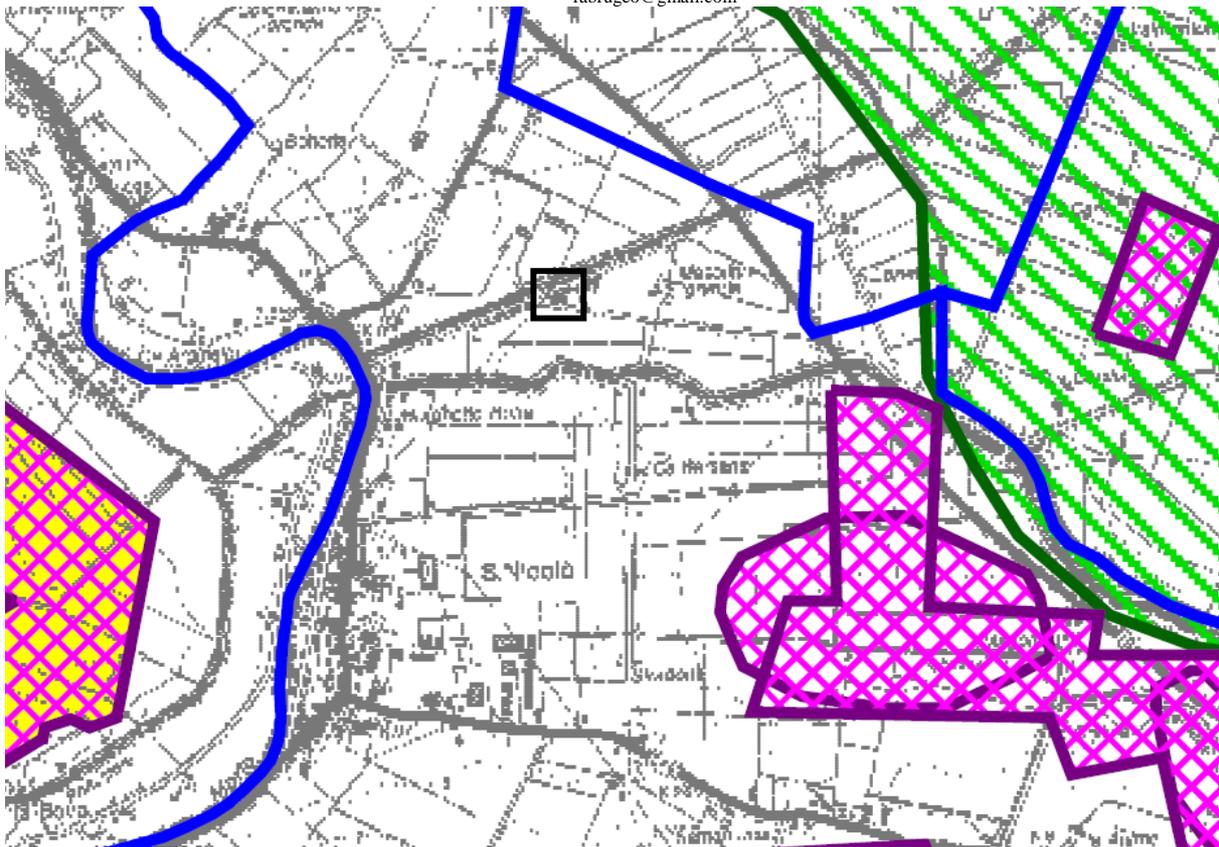
Fig. 9/3: Stralcio a Scala Libera della apposita Tav. B.2.10.: Carta delle Criticità Idrauliche, del P.S.C. di Argenta, Quadro Conoscitivo, alla scala 1: 25 000 e Legenda.

Per tornare alla profonda della falda dal p.c., occorre osservare che la normale/naturale situazione delle pianure della bassa Padana è caratterizzata da variazioni stagionali di livello, che possono avere ampiezza abbondantemente metrica e che sono connesse alla stagionalità delle precipitazioni (che condiziona la ricarica diretta per infiltrazione) e della temperatura dell'atmosfera (che condiziona l'evapo- traspirazione). Certo localmente tale situazione è modificata, in quale ragione non è dato sapersi, dal particolare assetto locale che vede la vena piezometrica del Po Morto

di Primaro costantemente alla stessa quota e che quindi potrebbe costituire elemento di inerzia alle variazioni di livello della falda, smorzandone l'ampiezza. Allo stato attuale delle conoscenze si può però solamente presupporre che il livello della falda possa variare fra 1,00 m dal p.c. e 3- 4,00 m circa dal p.c. Tali valori debbono meramente essere intesi come qualitativi.

Si avrà quindi una fascia di oscillazione consistente e maggiore di due metri. Si ricorda, come già riportato al precedente paragrafo che i litotipi localmente rilevabili fra tali profondità, sono di natura sostanzialmente argillosa, ovvero coesiva e possono subire variazioni di volume (in connessione appunto alla presenza di acqua in essi contenuta) di entità che può essere valutata centimetrica (in assenza di dati locali specifici e sulla base di esperienze dello scrivente ascrivibili a litotipi comparabili). Si suggerisce quindi che le eventuali strutture fondali e le strutture in elevazione adottino provvedimenti (non solo di rigidezza) atti a minimizzare le eventuali variazioni di volume dei terreni di fondazione.

Allo stato attuale delle conoscenze, sulla base dell'apposita cartografia del P.S.C. del Comune di Argenta (di seguito riportata) NON si hanno indicazioni relative ad alcun potenziale rischio di allagamento locale. a qualche centinaio di metri dall'area in esame si rilevano alluvionamenti riconducibili all'episodio dell'anno 1996. Chiaramente il collasso del sistema di bonifica locale e quindi dello Scolo Bolognese (che "nasce" nei pressi dell'area in esame) o la disastrosa rottura/malfunzionamento degli impianti di immissione dell'acqua dal Po Morto di Primaro al Canale San Nicolò- Medelana causerebbe un disastroso evento di alluvionamento locale che non interesserebbe solo l'area in esame ma una estesissima superficie del Comune di Argenta e dei comuni limitrofi; nel caso della situazione più disastrosa, questa potrebbe avere natura dinamica, data la vicinanza dell'area in esame alle opere idrauliche poste sul Po Morto di Primaro e data che l'area è sita lungo il canale San Nicolò- Medelana.



Anno in cui si è verificato l'evento



Tempi di persistenza degli allagamenti



Fig. 9/4: Stralcio a Scala Libera della apposita Tav. B.2.6.: Aree Allagate,, del P.S.C. di Argenta, Quadro Conoscitivo, alla scala 1: 25 000 e Legenda.

5: NOTAZIONI SIMICHE LOCALI

La classificazione sismica dell'area in esame è basata sui contenuti del D.M. 14/01/08- N.T.C. ed è stata individuata sulla base di una misura sismica passiva locale (in corrispondenza del centro del lotto). Lo scrivente ha, negli anni realizzato sull'intero lotto della Proprietà una indagine geofisica indiretta puntuale di tipo H/V (realizzata dallo scrivente tramite apparecchiatura tromografica TROMINO © di costruzione MICROMED e restituzione dei dati mediante apposito software GRILLA ©- MICROMED), che ha potuto indagare profondità ampiamente superiori ai 30,00 m dal p.c. Detta misura è stata realizzata in coincidenza al punto di esecuzione della C.P.T. 2-2015. Di seguito se ne riporteranno indagine e risultanze. Nell'anno in corso si è fatta eseguire da altro Collega, una indagine Re.Mi.+M.A.S.W. di Fisica Attiva e Passiva, il cui stendimento è ubicato come in Fig. 1/3, di cui più oltre si riporteranno le risultanze.

5.1: Descrizione della metodologia tromografica e HVSR 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: $R_v(f) = V_s(f)/V_B(f) = A_s(f)/A_B(f)$. 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: $R_h(f) = H_s(f)/H_B(f) = [A_s(f) * S_s(f)] / A_B(f)$. 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: $R_h(f)/R_v(f) = S_s(f) = H_s(f)/H_B(f) * V_B(f)/V_s(f)$. Ipotizzando infine che alla base dei sedimenti l'ampiezza spettrale della componente verticale e di quella orizzontale siano uguali e cioè: $V_B(f)/H_B(f) = 1$. Il fattore di amplificazione del moto orizzontale in superficie potrà essere valutato direttamente nel seguente modo: $S(f) = H_s(f)/V_s(f)$. Le varie ipotesi sono state verificate dallo stesso Nakamura (1989) con misure di microtremori in superficie e in pozzo. Le stesse assunzioni sono state verificate anche da altri autori confrontando i risultati ottenuti con modelli di propagazione di onde di Rayleigh, modelli di propagazione 1-D di onde S e con modelli di generazione sintetica di rumore. Le conclusioni a cui sono giunti gli studi suddetti sono che il picco visibile nei rapporti H/V ottenuti con il rumore simulato è indipendente dalle caratteristiche della sorgente del rumore e che dipende invece fortemente dalla stratigrafia del terreno. Tale picco è inoltre ben correlato con la frequenza fondamentale di risonanza del terreno soggetto alla propagazione di onde S verticali e con il picco fondamentale delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh. Le misure sono state eseguite con un apparecchio portatile compatto (TROMINO MICROMED) che alloggia in un unico contenitore rigido metallico tre sensori sismometrici, un digitalizzatore a 24 bit ed il sistema di archiviazione su *flash memory*. Per il punto di misura si è acquisita una registrazione della durata di 20 minuti, campionata ad una frequenza di 128 Hz. Il segnale acquisito è stato quindi corretto per la linea di base (sottraendo a ciascun punto la media effettuata sull'intera traccia); corretto da andamenti (trend) anomali (sottraendo la retta della regressione lineare effettuata su tutti i punti della traccia); filtrato con un passa banda tra 0.1 e 64 Hz, Per ogni segnale si è calcolata quindi la trasformata di Fourier e successivamente si è effettuato il rapporto spettrale fra le componenti orizzontale e

verticale. Tale rapporto è stato smussato con una finestra triangolare al 5% ed il risultato di tale operazione è stato assunto come stima delle funzioni di amplificazione locale di Nakamura. Tutte le operazioni descritte sono state fatte prevalentemente in campagna, mediante un programma applicativo appositamente implementato. Questo ha permesso di avere già al sito la possibilità di verificare le misure effettuate ed eventualmente ripeterle. La misura di microtremori è infatti soggetta ad influenze ambientali (vento, pioggia, copertura artificiale dei terreni, ecc.): per una descrizione dettagliata dei problemi legati alla corretta effettuazione delle misure si veda Mucciarelli (1998). Di seguito si riporta una succinta bibliografia di riferimento circa metodologia, utilizzo e restituzione della metodologia 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 e conseguente categoria sismica dei suoli di fondazione, secondo i contenuti del D.M. 14/01/08- N.T.C. Che ha permesso di individuare lo Spettro di Risposta sismica del suolo di fondazione e di riferimento per l'area in esame, che in seguito verrà superato dalle risultanze di uno studio di Risposta Sismica Locale (R.S.L.) del quale si dirà più oltre.

L'indagine tromografica si è appoggiata alle conoscenze stratigrafiche locali derivanti dall'esecuzione delle indagine penetrometrica statiche eseguite sull'area in esame e delle indagini di bibliografia (C.P.T. varie). Ciò è indispensabile data la natura della strumentazione utilizzata e date le possibilità offerte dalle esperienze di Nakamura (et Alii), di cui si è sopra già ampiamente riportato. È importante far osservare come uno strumento tromografico sia l'unica strumentazione in grado di misurare la frequenza propria di oscillazione dei terreni. Da tali dati si possono poi ricostruire tutte le altre componenti caratterizzanti dal punto di vista sismico i terreni di un'area (e sopra indicati). La possibilità di risalire ai dati di Vs30 conoscendo le frequenze tipiche di un suolo e gli spessori (profondità) dei suoi riflettori sismici, discende dalle esperienze di Nakamura e del derivato metodo HSVR precedentemente descritto. Il metodo di indagine utilizzato presuppone alcune approssimazioni legate ad esempio al fatto che le velocità di propagazione delle onde sismiche provocate aumentano dall'alto verso il basso (per questo il metodo consente la determinazione delle velocità intese come medie del volume di terra indagato non avendo un grado di definizione elevato); le velocità Vs così misurate sono comunque significative, trattandosi pur sempre di una misura diretta.

Nei grafici H/V – f, che verranno in seguito riportati, si individuano le varie frequenze tipiche dei terreni di fondazione, dato di notevole importanza per una accurata progettazione delle strutture da realizzarsi sull'area in esame. Si dovranno evitare accoppiamenti fra le modalità di vibrazione delle strutture (prevedibili in fase di progettazione) e le modalità di vibrazione dei terreni di fondazione.

5.2 Individuazione della Vs dalla misura H/V:

GRILLA FOLDER, SAN NICOLÒ. Sig.a MIKULSKAIA.

Instrument: TRZ-0009/01-09

Start recording: 28/04/15 15:09:34 End recording: 28/04/15 15:33:32

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Trace length: 0h24'00". Analyzed 64% trace (manual window selection)

Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

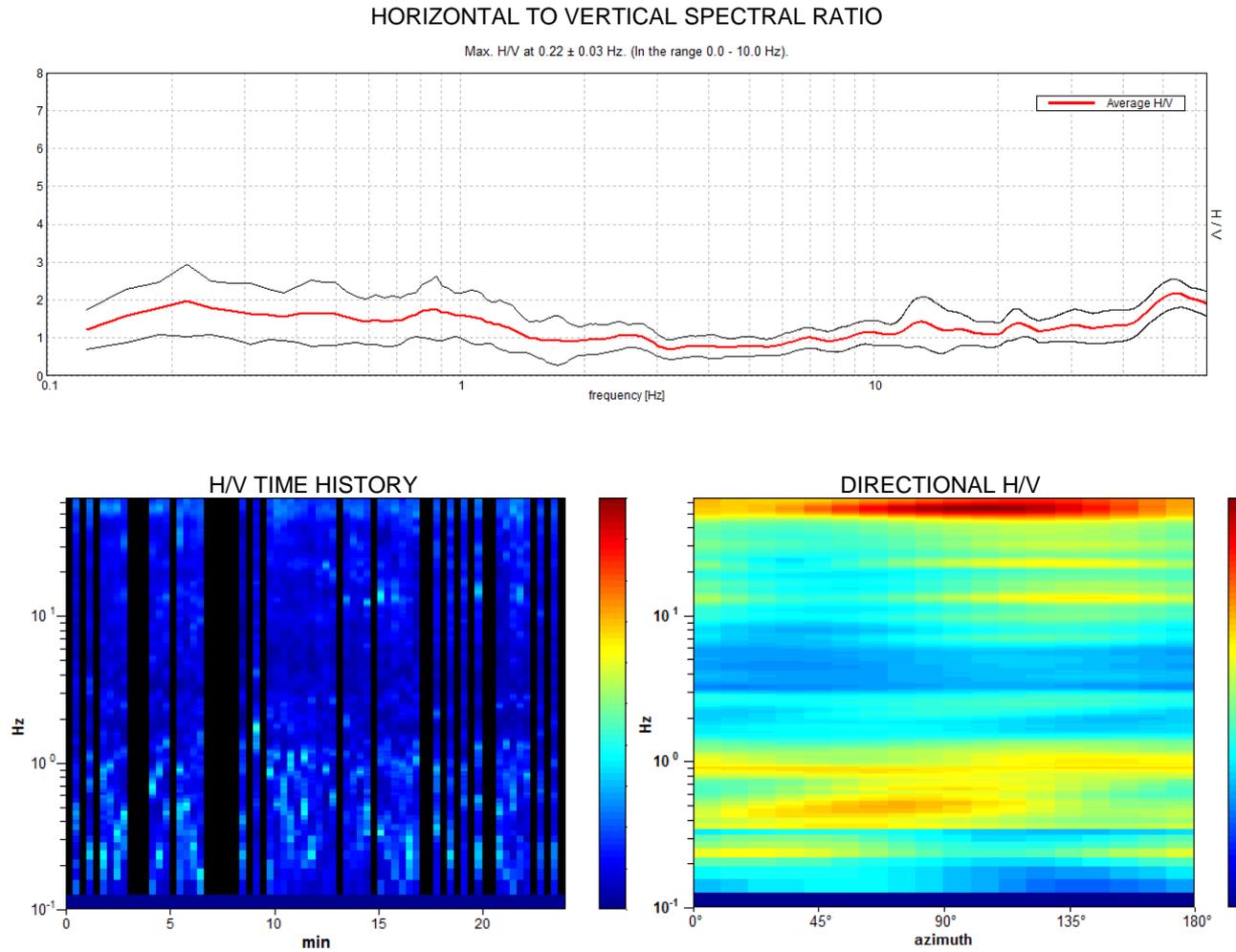
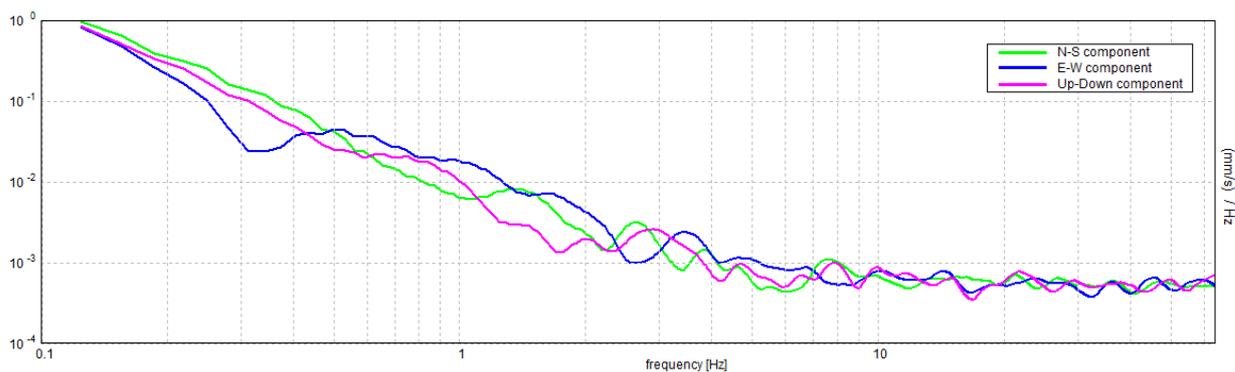


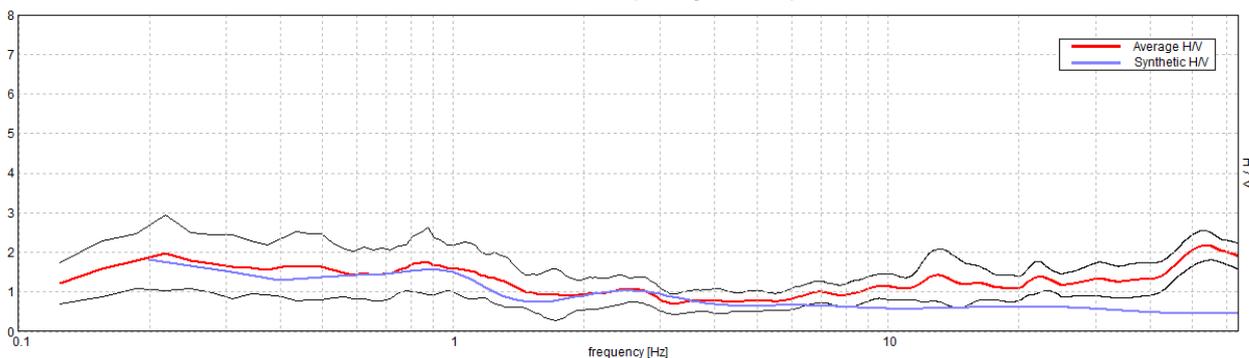
Fig. 10/1: restituzione dell'elaborazione dell'indagine tomografica.

SINGLE COMPONENT SPECTRA



EXPERIMENTAL VS. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 0.22 ± 0.03 Hz. (In the range 0.0 - 10.0 Hz).



Figg. 10/2: restituzione dell'elaborazione dell'indagine tomografica. Si noti la pressoché perfetta corrispondenza fra la curva H/V sintetica e quella misurata, a conferma della corretta elaborazione dei dati raccolti e quindi dell'attendibilità dell'indagine stessa.

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]
1.00	1.00	110
6.00	5.00	140
19.00	13.00	180
74.00	55.00	255
254.00	180.00	410
654.00	400.00	560
inf.	inf.	750

Tab. 2: Restituzione dello spessore dei "sismo- strati".

Vs(0.0-30.0)=187 m/s

Tale valore, sulla base della Tab. 3.2.II del D.M./N.T.C. indica una categoria di suolo **C**. Dall'analisi delle risultanze dei valori geotecnici derivati dall'esecuzione della C.P.T. 1 -2008 (ed anche in merito ai valori delle altre indagini penetrometriche eseguite sull'area in esame) si individuano valori di C_u ampiamente inferiori a 70 Kpa, la categoria di suolo sismico dovrebbe quindi essere ricondotta alla **D**, sulla base delle caratteristiche riportate dalla Tabella (come di seguito illustrata).

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Fig. 10/3: Tabella 3.2.II da NTC 2008.

Più oltre si tornerà sulla questione di quale delle due categorie di suolo si debba localmente utilizzare.

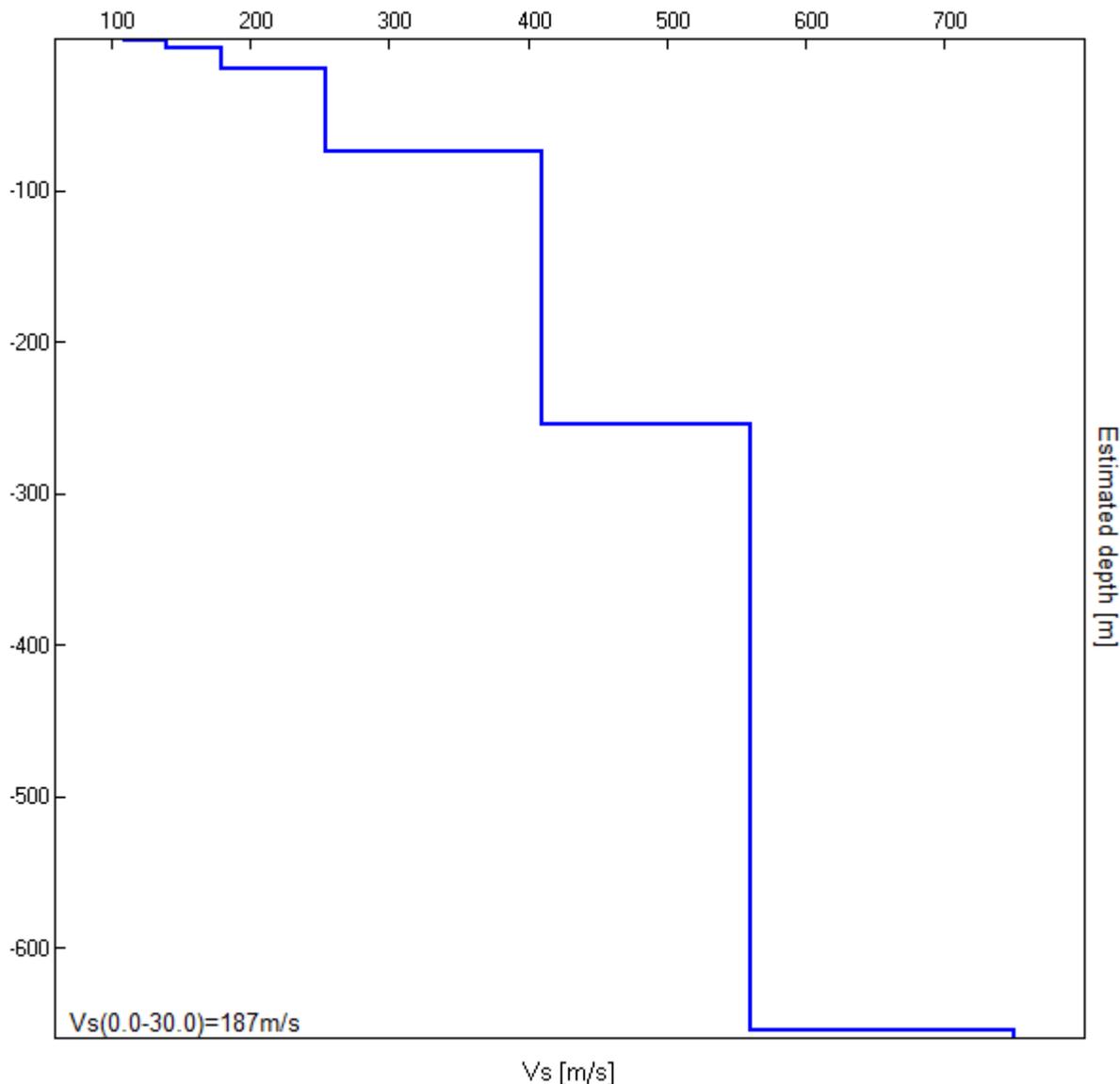


Fig. 10/4: Individuazione grafica dello spessore dei “sismo- strati”.

La restituzione della curva di Fig. 10/4 e quindi dei valori di Vs30 si è appoggiata anche alle risultanze su uno studio di Risposta Simica Locale fatto eseguire dallo scrivente su terreni del paleo Po di Primaro (seppur non nei pressi dell’area in esame), data la stessa origine geologica, geomorfologico- deposizionale, data l’assimilabilità dei valori geotecnici derivati da C.P.T. per le due aree si ritiene di poter estrapolare i valori caratteristici dello studio di RSL anche all’area in esame; detto studio (eseguito sulla base dell’esecuzione di tecniche varie, quali: M.A.S.W., Re.Mi. H/V, in numero di tre ecc. e restituzione ottenuta utilizzando il Codice EERA) è del tutto comparabile con le risultanze, sia delle C.P.T. che delle stesse misure sismiche eseguite sull’area in esame.

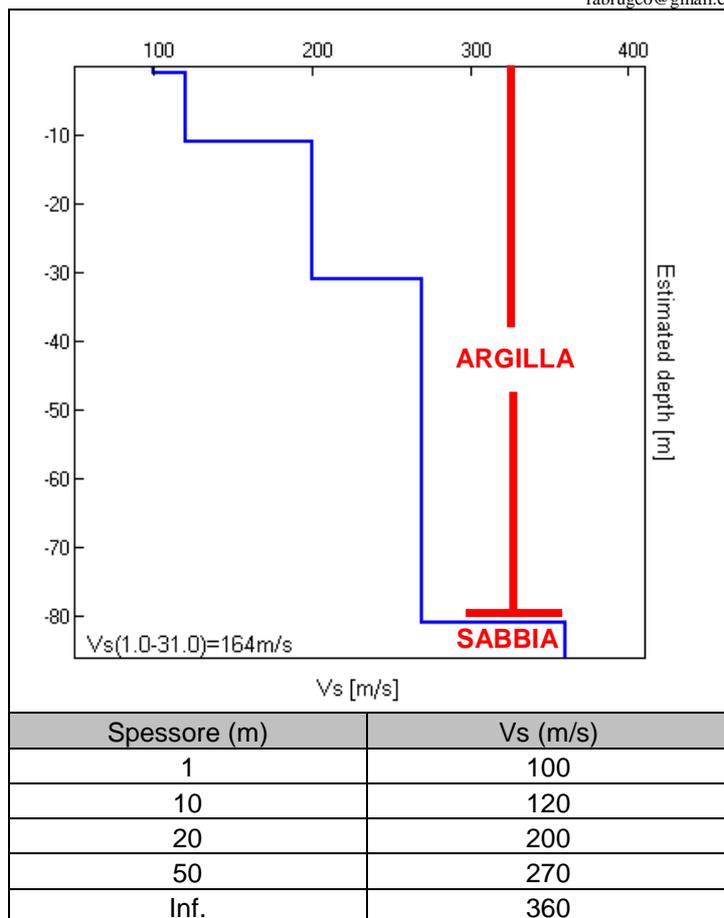


Fig. 10/5 e Tab.3: Modello di sottosuolo utilizzato proposto dallo studio di RSL di bibliografia, si potrà notare come tale modello, solo lievissimamente modificato “fitti” perfettamente la curva H/V localmente misurata (di Figg. 36), a conferma dell’applicabilità dello stesso modello all’area in esame. Del resto un modello sismico di sottosuolo non è normalmente caratterizzato dall’elevata variabilità che può caratterizzare anche a brevissima distanza areale le variazioni deposizionali superficiali.

Tale modello è stato ricavato tramite le prove geofisiche, utilizzando curve standard di letteratura per diversi tipi di materiale: argilla, sabbia, roccia (argilla: Sun et al., 1986 e Idriss, 1990; sabbia: Seed & Idriss, 1970 e Idriss, 1990). Il tipo di materiale è stato definito per ciascuno strato in base alla litologia prevalente, individuata dai dati geognostici e dalle sezioni geologiche reperite dal sito della Banca Dati Geognostici del Servizio Sismico e dei Suoli della Regione Emilia- Romagna, in particolare facendo riferimento alla sezione geologica 094. Si è attribuita litologia argillosa-limoso fino a circa 90m e sabbiosa al di sotto di tale profondità. Come accelerogrammi di input sono stati utilizzati tre segnali di riferimento forniti dalla Regione per il Comune di Argenta (Atto di indirizzo 112/2007; reperiti nel sito del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli) la cui accelerazione di picco corrisponde a 0.16g (PGA₀: accelerazione massima attesa su suolo rigido di categoria A con probabilità di superamento del 10% in 50 anni).

Ritornando alla corretta individuazione del valore di Vs30 localmente individuato, poiché è comunque chiaro che ogni metodologia d'indagine che attiene al "campo" geologico (ancor più se si tratta di un metodo geofisico) è normalmente/fisiologicamente "afflitto" da una aliquota di imprecisione/indeterminatezza e poiché per il metodo in oggetto Autori quali S. Castellaro riportano valori pari al +/-15/20%, sarà il caso di valutare l'influenza di tale errore sui valori sopra riportati. In relazione quindi ai valori di Vs30, questi potrebbero quindi essere compresi fra 150 m/s nel peggiore dei casi (e quindi un valore che indicherebbe una categoria D, in maniera "decisa") circa e 224 m/s circa ("maggiormente" di Categoria C).

Come già riportato dalla Tab.3.2.II del DM/NTC, la Categoria C è descritta come: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi fra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu_{30} < 250$ KPa ($0,70 - 2,50$ Kg/cm² circa). Tale caratterizzazione, come già detto è però non perfettamente congruente alle risultanze delle varie prove caratterizzanti l'area in esame, che denotano i valori di Cu non sempre superiori a 70 KPa. Ci si potrebbe/dovrebbe quindi riferire alla **Categoria D**, descritta come: "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT} < 15$ nei terreni a grana grossa 70 KPa $< Cu_{30}$ ($0,70 -$ Kg/cm² circa). È comunque ampiamente dimostrato come le correlazioni contenute nella Tab. 3.2.II del DM/NTC riportino validità scarsamente riscontrabili nella bassa Pianura Padana, riferendosi quindi ai valori di Vs30, come verranno anche di seguito illustrati, si ritiene congruo riferirsi alla Categoria C localmente individuata. Onde "risolvere" la questione, si è fatto eseguire uno stendimento di Sismica Attiva e Passiva Re.Mi.+M.A.S.W. le cui risultanze saranno riportate più oltre in relazione e che individua come categoria di riferimento locale la D.

Max. H/V at 0.22 ± 0.03 Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz).

L'Indagine H/V individua una frequenza di vibrazione caratteristica del terreno in esame, pari a 0,22 Hz (+/- 0,03 Hz). Detta frequenza non è quella tipica e caratteristica di una larghissima parte della Bassa Pianura Padana, nonché della fascia di territorio del Comune di Argenta sottesa al corso ed al paleo corso del Primaro che, come dimostrato anche dalle numerosissime misure eseguite dallo scrivente e da una Tesi di Laurea eseguita dalla Dott. sa Sgattoni per l'Università di Bologna

(Relatori: Prof. Mulargia, Dott.sa Castellaro e co- relatori lo scrivente e l'Arch. Bondanelli), si aggira sull'Hertz, la frequenza indicata è comunque quasi sempre rilevata nelle citate misure di bibliografia (e quindi è comunque caratteristica) ma normalmente appare come valore "secondario". Si dovrà comunque tenere in debita considerazione l'intera fascia compresa fra 0,70 e 1,20 Hz circa e si osserva anche un picco più basso a frequenza compresa tra 0,40 e 0,50 Hz (come riportato alla Fig. 10/2). In sostanza si ritiene di poter indicare come pari a 0,90 Hz circa la Frequenza caratteristica dei terreni locali di fondazione.

Il periodo proprio (o i periodi) di vibrazione della struttura da realizzare dovrà mantenersi sufficientemente lontano dai sopra riportati valori di frequenza (che dovranno essere trasformati nei corrispondenti periodi) di vibrazione del terreno. Ovvero dovrà in tutti i modi evitarsi che la frequenza propria di vibrazione dell'edificio da realizzarsi si accoppi con la frequenza propria (o le frequenze proprie) del suolo in oggetto. Tale accortezza è relativa alle successive fasi progettuali dei singoli eventuali interventi edificatori.

5.3 Risultanze della misure Re.Mi.+M.A.S.W.:

Lo scrivente ha fatto eseguire al Dott. Geol. Pier Giorgio Spadon (della Ditta Geodelta Geophysical Analysis Studio di Baone- PD) apposito stendimento geofisico attivo + passivo (la cui ubicazione è già stata riportata in relazione, si è eseguito sulle superfici non impermeabilizzate), di seguito si riporta relazione del Collega di restituzione dei dati. Come sopra già anticipato, le risultanze dell'indagine indicano che ci si dovrà attenere alla Categoria D del DM/NTC.

5.3.1 Premessa:

Lo scrivente, su incarico del Dott. Geol. Raffaele Brunaldi, ha eseguito uno studio geofisico atto alla definizione delle caratteristiche sismo-stratigrafiche dei terreni siti in località S. Nicolò nel Comune di Argenta (FE). Lo studio ha come scopo l'elaborazione di un modello geofisico per il corpo investigato, conforme OPCM 3274 del 2003 e succ. integrazioni, ordinanza 3519 del 28/04/2006, D.M. 14 gennaio 2008 ed Eurocodice 8.

5.3.2 Cenni sulle tecniche sismiche utilizzate: sismica a rifrazione, sismica passiva Re.Mi. e sismica attiva Masw:

Questi metodi di esplorazione geofisica consistono nella determinazione delle velocità sismiche dei vari strati del sottosuolo caratterizzati da diverse caratteristiche fisico - meccaniche.

La procedura Masw è basata sulla determinazione della velocità delle onde di superficie. Considerando che le onde di Rayleigh campionano uno spessore di sottosuolo proporzionale alla lunghezza d'onda λ , è ragionevole ritenere di poter risalire alla rigidità dei terreni dalla legge di variazione della V_r con λ (curva di dispersione). Dal punto di vista sperimentale l'acquisizione Masw viene eseguita con una metodologia simile alla tecnica sismica a rifrazione. La differenza sostanziale viene dalla configurazione geometrica dei ricevitori, in genere i geofoni (minimo 12-24) vengono spazati di 1, 2 o 3 metri, aventi una frequenza di campionamento pari a 4.5 Hz. Essendo

una tecnica attiva in presenza di una sorgente polarizzata, l'acquisizione masw risulta comunque possibile, essendo un metodo che utilizza una generazione energetica attiva per creare le onde sismiche, applicando le migliori metodologie di acquisizione sismica (filtri ecc.) che i moderni sismografi consentono.

Esempio acquisizione Masw:

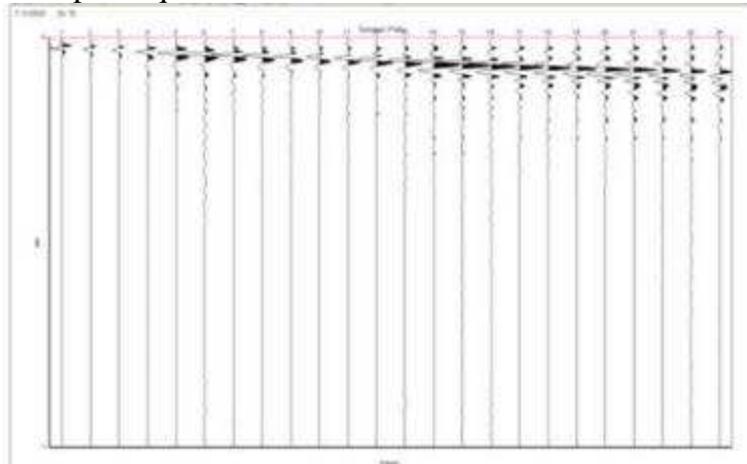


Fig. 10/6.

Sismica passiva Re.Mi.:

la procedura Re.Mi. si basa sull'utilizzo dei microtremori (rumore naturale della terra ed artificiale), come sorgente, con tempi di acquisizione minimo di 30 sec ed ottimali di 10- 20 minuti. Vengono utilizzati minimo 12-24 geofoni da 4.5 Hz (come nella tecnica Masw) spazati 1-3 metri collegati al sismografo in grado di acquisire con intervalli di campionamento minimo di 30 secondi, i quali vengono sommati nella fase di interpretazione. Questa tecnica utilizzando il rumore naturale "il microtremore", soffre di una limitazione particolare: se il profilo sismico viene eseguito in presenza di una sorgente di rumore fissa "polarizzata", l'interpretazione Re.Mi. risulta di difficile applicazione, in virtù del principio che il microtremore non deve essere localizzato, ma proveniente con un raggio di 360° rispetto al profilo ricevente.

Esempio acquisizione Re.Mi.:

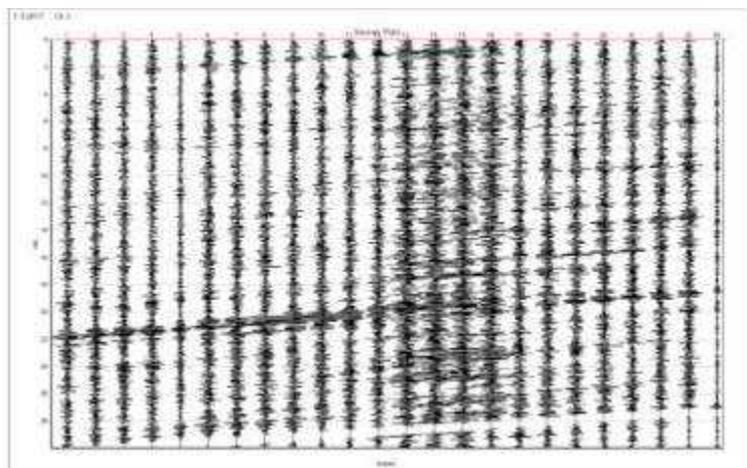


Fig. 10/7.

Interpretazione Masw e Re.Mi.:

Le tecniche sopra descritte differenziano per la metodologia di acquisizione del dato di campagna, mentre la tecnica di elaborazione risulta molto simile, di seguito brevemente descritta:

Il primo passo nell'elaborazione prevede la definizione della curva di dispersione la quale gode di una certa "variabilità" giustificata nell'influenza sulle misure dalla distanza dei ricevitori, posizione della sorgente e il volume di terreno campionato. Il secondo passo consiste nell'inversione della curva di dispersione, al fine di individuare quale sia il profilo di rigidezza che riproduce la curva sperimentale. I modelli di analisi adoperati sono molteplici, mentre il metodo utilizzato per ottenere lo spettro delle velocità e l'inversione della curva di dispersione nel presente lavoro si basa sul metodo phase shift utilizzando la tecnica di calcolo degli algoritmi genetici.

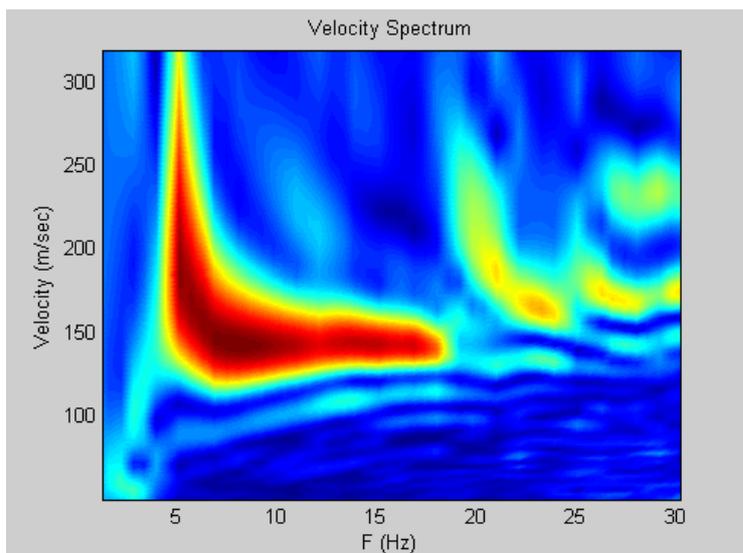


Fig. 10/8: Phase shift:

5.3.3. Operazioni di acquisizione dati:

I profili sismici vengono eseguiti disponendo sul terreno una serie di sensori (*geofoni*), posti ad intervallo costante, collegati ad un sismografo mediante un cavo multipolare. Dopo l'allestimento del dispositivo di ricezione si provvede a generare artificialmente (sismica attiva), vibrazioni impulsive in corrispondenza di punti prestabiliti lungo i profili: nello stesso istante di partenza della vibrazione viene trasmesso al sismografo il comando di avvio della registrazione (*trigger*). Da questo istante inizia l'acquisizione digitale, con campionamento ad intervallo costante e predeterminato, dei segnali ricevuti dai sensori. Per lo studio sopra descritto è stata utilizzata sia la tecnica Masw che la tecnica Re.Mi.: Tali tecniche, utilizzate congiuntamente nella fase di elaborazione dati, hanno soddisfatto pienamente la normativa sismica vigente, fornendo come di seguito descritto, un'ottima risoluzione nei primi 30 metri p.c. delle onde Vs ed hanno raggiunto una profondità di indagine tale da individuare il bedrock-like.

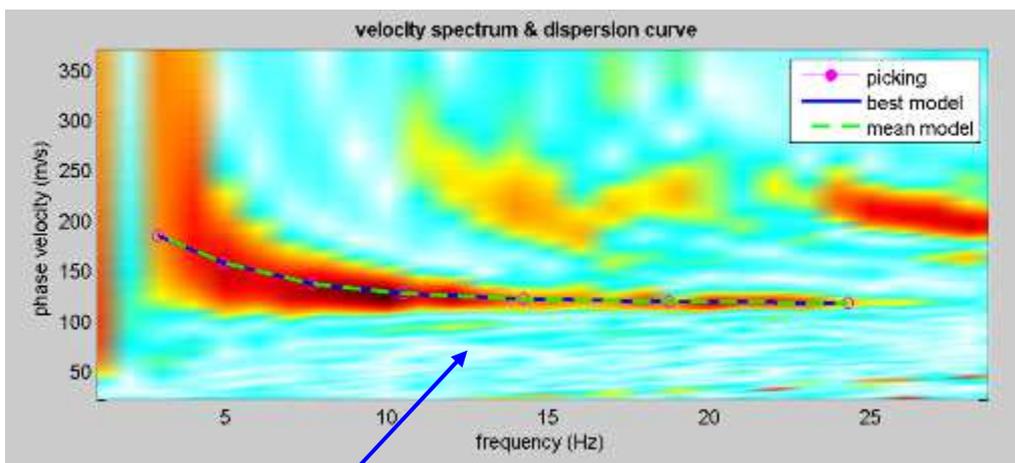
5.3.4. Lavoro di campagna:

Le misure di campagna sono state eseguite nel mese Settembre 2017, ed è stato eseguito n.1 stendimento, con tecnica Masw e RE.MI. per il calcolo della Vs 30 con le seguenti caratteristiche tecniche:

- a) **Sismografo utilizzato:** sismografo digitale ECHO 12-24 2002 della AMBROGEO srl caratterizzato da 24 canali di acquisizione digitale con dinamica a 16 bit e campionamento del segnale ad intervalli di 130 microsecondi e filtro analogico Low Pass a 50 Hz.
- b) **Numero geofoni:** 24 cad. con frequenza propria 4.5 Hz distanza geofonica 2.0 m;
- c) **Acquisizione** a 7651 Hz per 1 sec. (MASW); 7651 Hz per 30-60-180 sec. (RE.MI.);
- d) **Numero profili:** 1 masw; 1 Re.Mi;
- e) **Tiri:** n. 5 cad profilo masw 1.
 - i. Tiro n.1 eseguito – 1.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi;
 - ii. Tiro n.2 eseguito – 2.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi;
 - iii. Tiro n.3 eseguito – 3.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi;
 - iv. Tiro n.4 eseguito – 4.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi;
 - v. Tiro n.5 eseguito – 5.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi.
- f) **Lunghezza singolo profilo:** 46 metri + 10 metri;
- g) **Sorgente utilizzata:** Mazza battente kg 10 con trigger (dispositivo per il comando di avvio della registrazione);
- h) **Energia utilizzata:** numero 1 colpo (masw) di mazza per tiro;

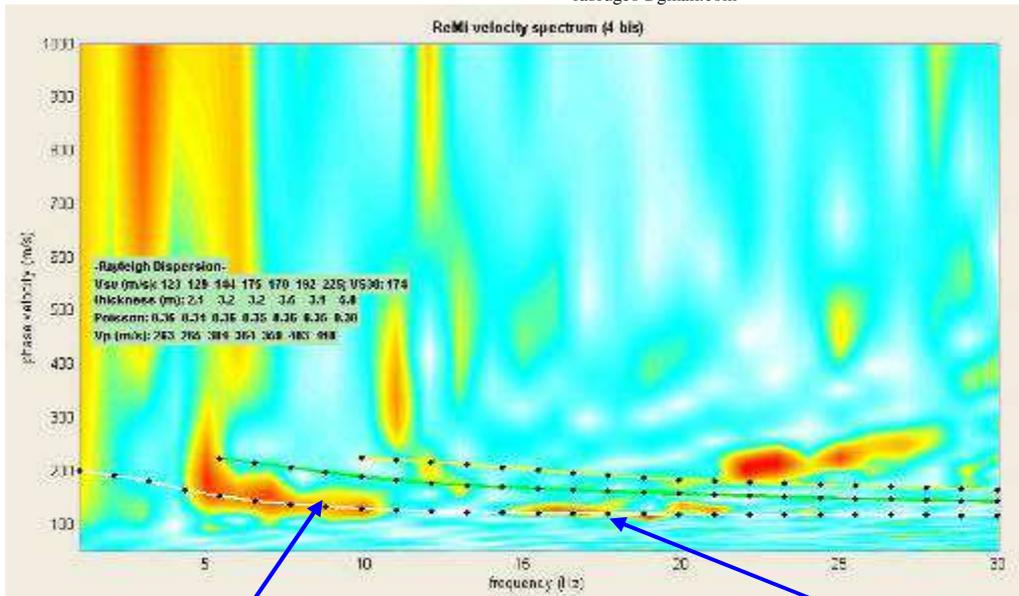
5.3.5 Interpretazione geofisica onde Vs congiunta tra tecniche MASW e RE.MI. “VS 30”:

Su ognuna di tali acquisizioni è stata eseguita un’analisi ω -p (trasformata τ -p & trasformata di Fourier) al fine di discriminare l’energia associata alle onde di Rayleigh. L’inversione della curva di dispersione con il metodo phase shift utilizzando la tecnica di calcolo degli algoritmi genetici. Si riportano i grafici ad isolinee sui quali è identificata la curva di dispersione delle onde di Rayleigh (segunte figura).



Modo fondamentale

Fig. 10/9: MASW : Grafici ad Isolinee nel dominio velocità di fase – frequenza.



Modo fondamentale

Picking e modellazione stratigrafica

Fig. 10/10: RE.MI.: Grafici ad Isolinee nel dominio velocità di fase – frequenza.

Analisi curva di dispersione:

La modellazione numerica della curva di dispersione prevede che alla base del modello sia posto un semispazio a spessore infinito. Si riporta:

- 1) in Fig. 10/11: il confronto tra la curva di dispersione sperimentale modello migliore (celeste) e modello medio (rosso),
- 2) in Fig. 10/12: il profilo di velocità delle onde S associato alla curva teorica.

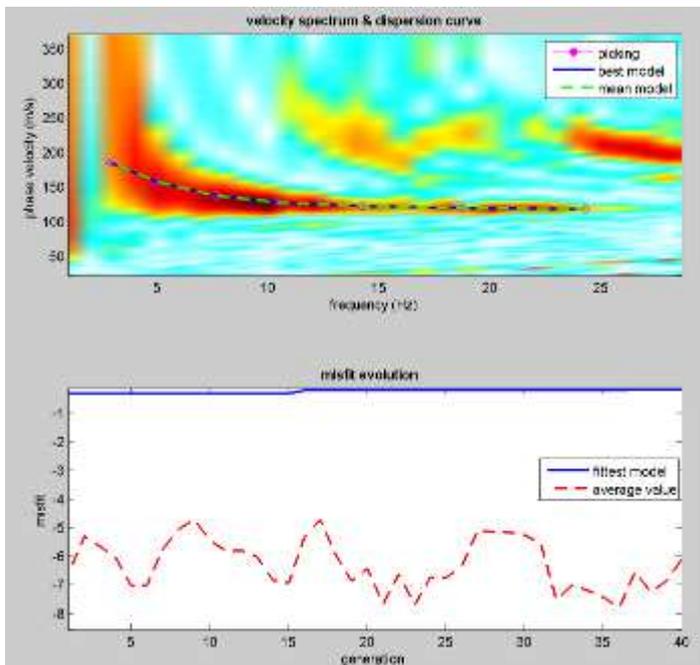


Fig. 10/11: Confronto tra la curva di dispersione sperimentale e quella teorica.

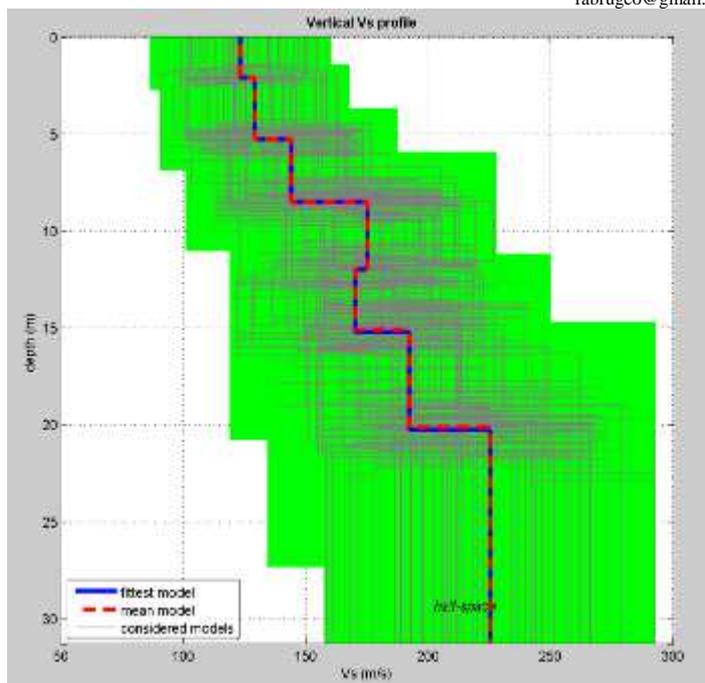


Fig. 10/12: Profilo di velocità delle onde S stimato nel sito in esame. Il miglior *fit* tra i dati sperimentali e la curva teorica si ottiene per il modello dato in Tab.

L'andamento delle Vs è illustrato alla seguente Tab.

Strato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Spessore
1	263	123	2.1
2	265	129	3.2
3	304	144	3.2
4	364	175	3.5
5	359	170	3.1
6	403	192	5.0
7	418	225	Inf.

Tab. 3: Modello di velocità delle onde S per il sito in esame.

VS 30 = 174 m/s

Suolo di tipo D

La dicitura “infinito” indica che è stata raggiunta la profondità massima di indagine, mentre con il programma Deepsoil v 3.5 dell'Università dell'Illinois è stato calcolato il bedrock o meglio il bedrock-like (700 m/s). Esso risulta rilevante ai fini degli effetti di sito, perché tale strato presenta forti contrasti di impedenza rispetto ai terreni sovrastanti, potendo così determinare in questi ultimi l'intrappolamento delle onde sismiche e dunque l'amplificazione del moto del suolo in caso di terremoto. N.B. Le velocità sismiche Vp sono ottenute da formule empiriche.

PARAMETRI DINAMICI “Moduli elastici”

VS (m/sec)	123	129	144	175	170	192	225
Spessori (m)	2.1	3.2	3.2	3.5	3.1	5	inf.
Stima VP (m/sec)	263	265	304	364	359	403	418
Stima densità (gr/cm³)	1.73	1.73	1.77	1.81	1.81	1.83	1.84
Stima modulo di Poisson	0.36	0.34	0.36	0.35	0.36	0.35	0.30
Stima modulo di taglio (MPa)	26	29	37	55	52	68	93
Stima modulo di compressione (MPa)	85	83	114	166	163	208	198
Stima modulo di Young (MPa)	71	78	99	150	142	183	242
Stima modulo di Lamé (MPa)	67	64	90	129	128	163	135

Tab. 4.

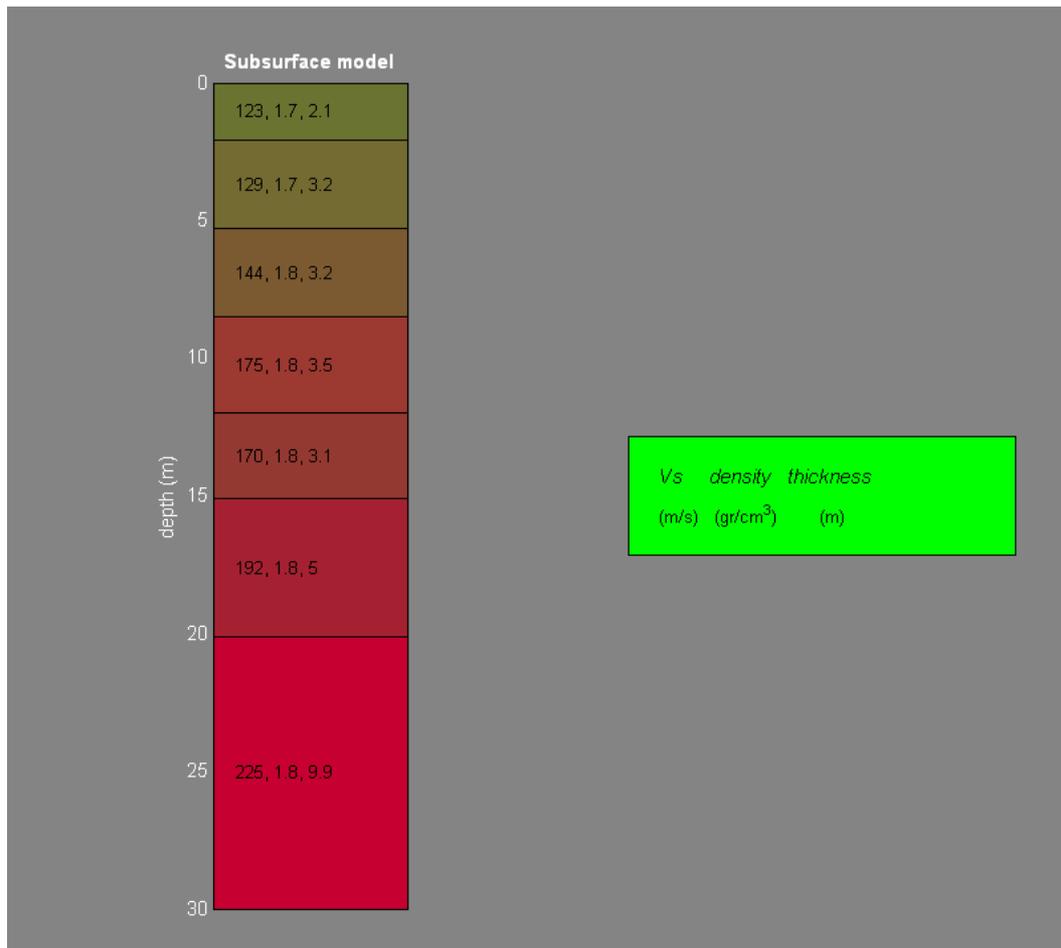


Fig. 10/13: Stratigrafia dei terreni.

5.3.7 Conclusioni:

Le tecniche geofisiche utilizzate congiuntamente durante questo lavoro hanno permesso di ottenere i seguenti risultati di seguito brevemente riassunti:

- E' stata classificata la zona di studio come suolo di tipo D.
- La tecnica Masw e Re.Mi. hanno superato la profondità di 30 m p.c., al fine di calcolare la risposta sismica locale, conforme, NTCU 2008.
- E' stata effettuata un'analisi ed elaborazione congiunta tra le tecniche, in modo da fornire anche i parametri dinamici di calcolo per la progettazione in zona sismica.



Fig. 10/14: esecuzione dello Stendimento Re.Mi.+M.A.S.W.

5.4 Ulteriori elementi di Caratterizzazione:

Si è provveduto a caratterizzare l'area d'indagine secondo i contenuti delle N.T.C. Per le necessità della presente fase di caratterizzazione si è utilizzato il software Geostru PS Parametri Sismici ®, di GeoStru ©. Di seguito si riportano i vari parametri individuati relativi alla **Categoria D** e sulla base delle assunzioni di seguito riportate; starà al progettista eventualmente modificarle, in tal caso si dovrà ritenere non più valido quanto di seguito riportato. Fra le assunzioni di cui sopra, vi sono anche quelle che verranno di seguito riportate.

5.5 individuazione dei parametri sismici:

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 NTC08 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 NTC08, 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 NTC08 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 NTC08 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

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

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

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

Gli stati limite ultimi sono:

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

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali. Le NTC08, 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 (NTC08, punto 7.1). Lo SLO si utilizza anche come riferimento progettuale per quelle opere che devono restare operative durante e subito dopo il terremoto. Le verifiche allo SLC sono, invece, richieste solo per le costruzioni o ponti con isolamento e/o dissipazione (NTC08, punto 7.10).

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento* P_{VR} (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R , si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $I = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

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

Tab. 5: Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R .

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

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

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è $V_R = 75$ anni, il tempo di ritorno T_R sarà:

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$T_R = 45$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$T_R = 75$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$T_R = 712$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$T_R = 1462$

Tab. 6: 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 NTC08, 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 NTC08 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 NTC08:

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 nell'Allegato B delle NTC08, 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 NTC08:

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

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 NTC08:

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

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_0, 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.

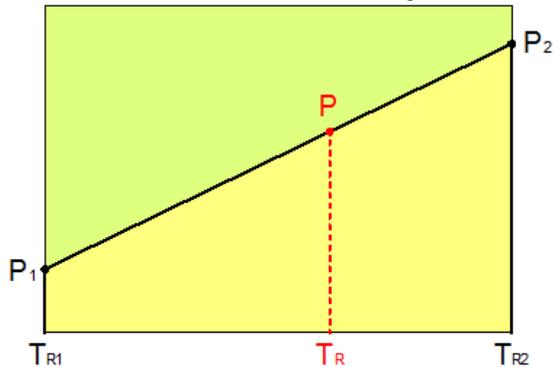


Fig. 11/1: Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

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

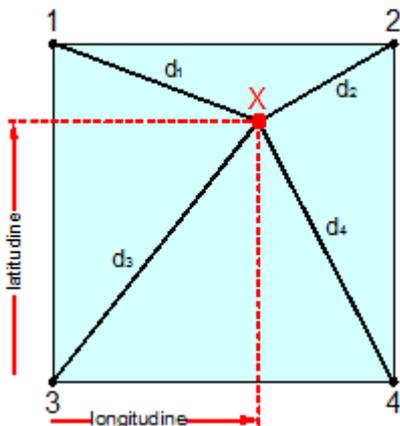


Fig. 11/2: Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, 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.

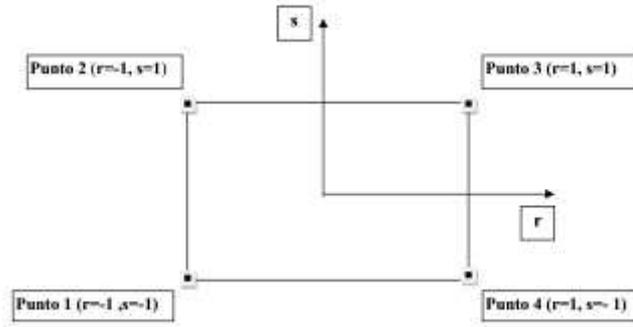


Fig. 11/3: Applicazione dell'interpolazione bilineare.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Dove p rappresenta il parametro cercato.

Pericolosità sismica di sito:

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2 del DM/NTC '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. 7: 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.

5.6 Pericolosità sismica di base:

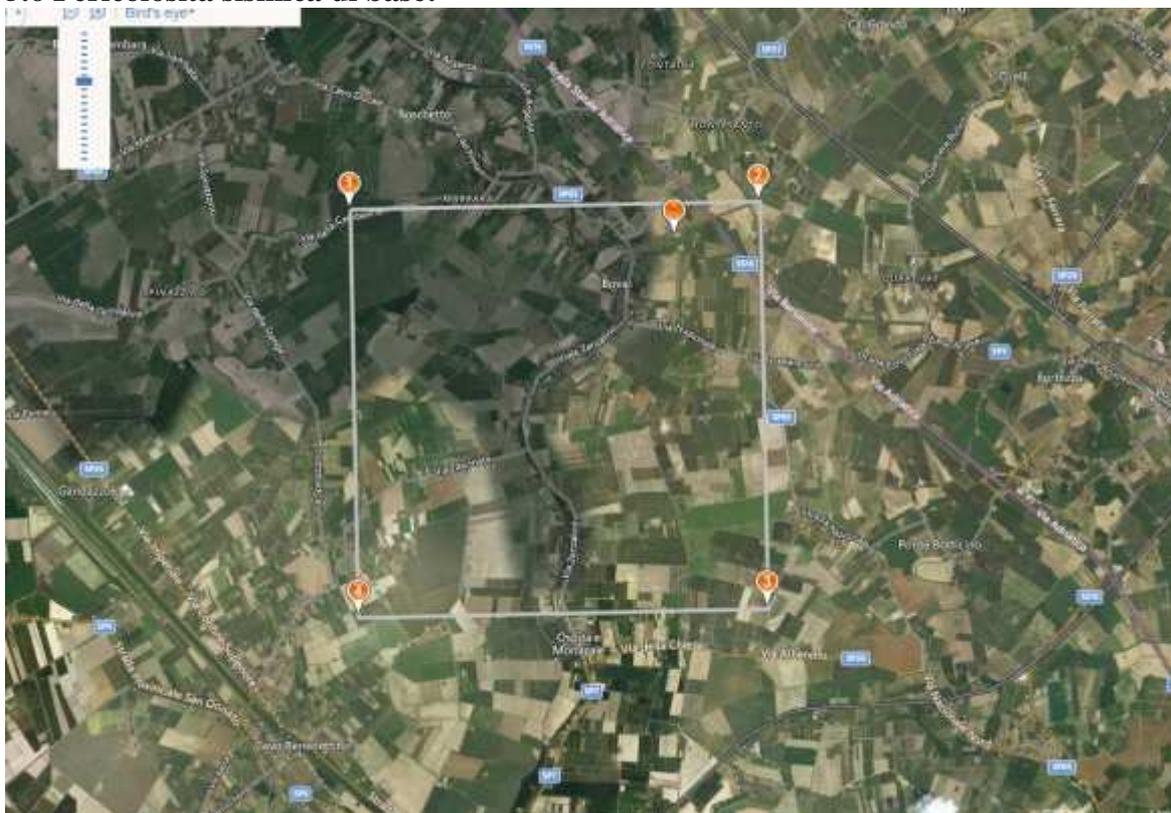


Fig. 12/1: Ubicazione dell'area sul Reticolo Sismico Nazionale, su foto aerea, Scala Libera.

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): 44.7167358 [°]
 Longitudine (WGS84): 11.7164984 [°]
 Latitudine (ED50): 44.7176666 [°]
 Longitudine (ED50): 11.7174864 [°]

Punto d'indagine:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.042	2.514	0.260
SLD	50	0.055	2.459	0.272
SLV	475	0.154	2.589	0.273
SLC	975	0.206	2.533	0.279

Tab. 8.

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	15847	44.720840	11.661650	4425.80
2	15848	44.721900	11.731930	1234.49
3	16070	44.671910	11.733390	5240.79
4	16069	44.670850	11.663170	6747.80

Tab. 9.

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC08, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento:

Punto 1:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.042	2.514	0.260
SLD	50	0.055	2.457	0.271
	72	0.064	2.499	0.280
	101	0.077	2.546	0.268
	140	0.091	2.597	0.266
	201	0.107	2.577	0.271
SLV	475	0.155	2.588	0.272
SLC	975	0.207	2.534	0.279
	2475	0.295	2.439	0.293

Punto 2:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.041	2.526	0.260
SLD	50	0.054	2.454	0.271
	72	0.063	2.499	0.281
	101	0.076	2.552	0.269
	140	0.089	2.596	0.266
	201	0.106	2.575	0.271
SLV	475	0.153	2.589	0.272
SLC	975	0.205	2.535	0.279
	2475	0.292	2.440	0.292

Punto 3:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.044	2.488	0.260
SLD	50	0.056	2.471	0.273
	72	0.067	2.477	0.281
	101	0.079	2.566	0.268
	140	0.094	2.582	0.268
	201	0.110	2.587	0.271

SLV	475	0.157	2.588	0.274
SLC	975	0.210	2.529	0.281
	2475	0.298	2.439	0.295

Punto 4:

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.045	2.481	0.260
SLD	50	0.057	2.477	0.272
	72	0.068	2.467	0.281
	101	0.080	2.568	0.268
	140	0.095	2.580	0.269
	201	0.111	2.586	0.272
SLV	475	0.158	2.588	0.274
SLC	975	0.211	2.525	0.282
	2475	0.298	2.440	0.296

Tabb. 10, 11, 12 e 13.

5.7 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: D: Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT30 minore di 15 nei terreni a grana grossa e cu_{30} minore di 70 kPa nei terreni a grana fina).

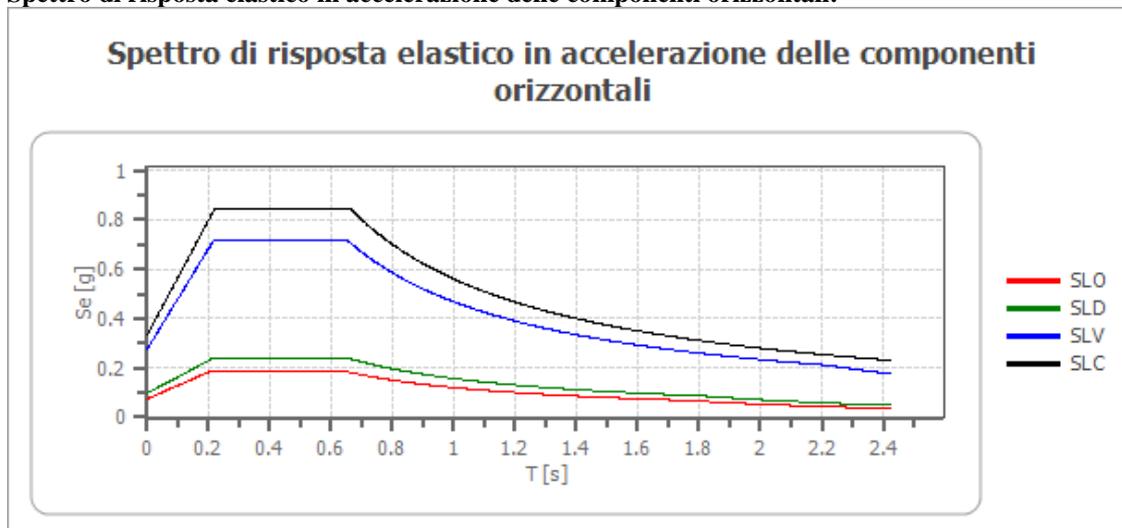
Categoria topografica: T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°.

Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.015	0.020	0.067	0.094
kv	0.008	0.010	0.033	0.047
amax [m/s ²]	0.740	0.963	2.722	3.277
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Tab. 14.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.042	2.514	0.260	1.800	2.450	1.000	1.800	1.000	0.212	0.636	1.768	0.075	0.190
SLD	1.0	0.055	2.459	0.272	1.800	2.400	1.000	1.800	1.000	0.217	0.652	1.818	0.098	0.241
SLV	1.0	0.154	2.589	0.273	1.800	2.390	1.000	1.800	1.000	0.217	0.652	2.217	0.278	0.718
SLC	1.0	0.206	2.533	0.279	1.620	2.370	1.000	1.620	1.000	0.221	0.662	2.425	0.334	0.847

Fig. 12/2 e Tab. 15.

Valore d'ancoraggio dello Spettro di Risposta Elastico: $S \times ag/g$ (PGA) = 1,800 X 0,154= 0,277 (0,28) g.

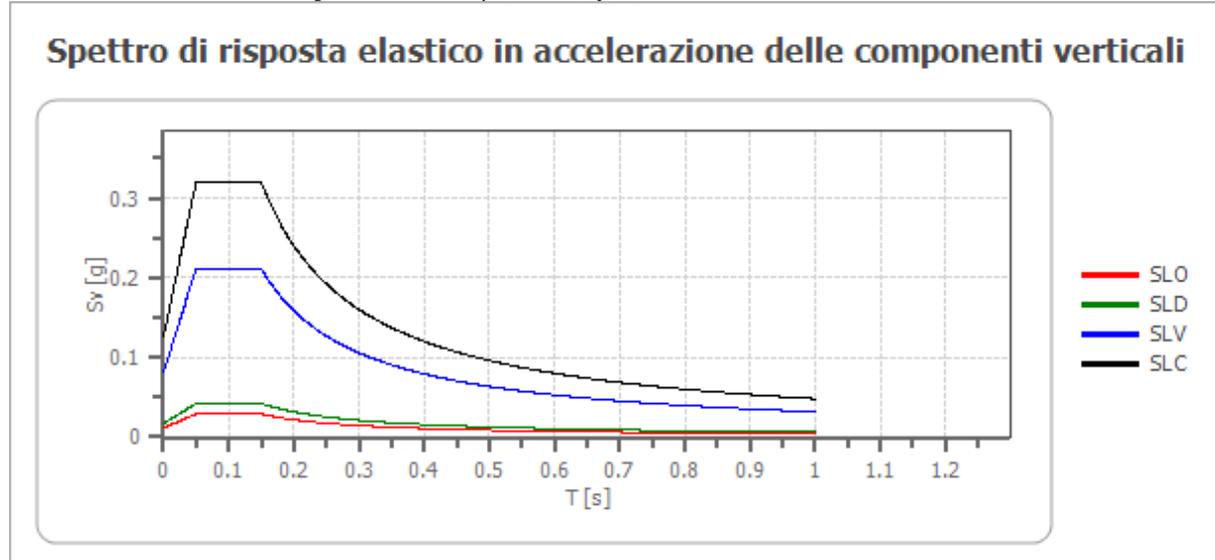
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali:

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

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

1.000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.042	2.514	0.260	1	2.450	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.012	0.029
SLD	1.0	0.055	2.459	0.272	1	2.400	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.017	0.042
SLV	1.0	0.154	2.589	0.273	1	2.390	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.082	0.212
SLC	1.0	0.206	2.533	0.279	1	2.370	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.126	0.320

Fig. 12/3 e Tab. 16.

Spettro di progetto:

Fattore di struttura spettro orizzontale q:

1.50

Fattore di struttura spettro verticale q:

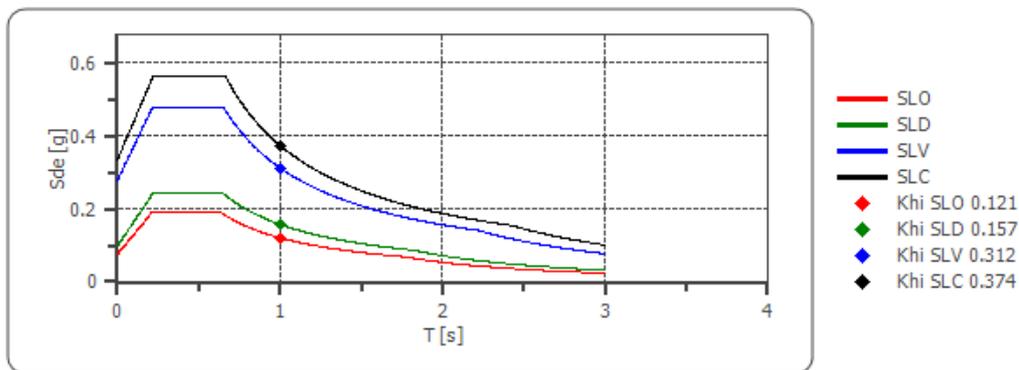
1.50

Periodo fondamentale T:

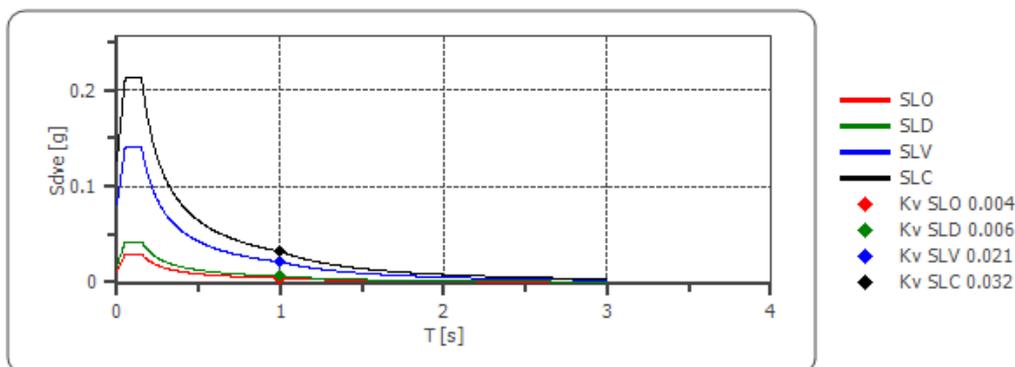
1.00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.121	0.157	0.312	0.374
k _v = Sd _v (T) Verticale [g]	0.004	0.006	0.021	0.032
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.121	0.157	0.312	0.374

Spettro di progetto delle componenti orizzontali



Spettro di progetto delle componenti verticali



Tab. 17, Figg. 12/4 e 12/5.

	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	0.042	2.514	0.260	1.800	2.450	1.000	1.800	1.000	0.212	0.636	1.768	0.075	0.190
SLO verticale	1.0	0.042	2.514	0.260	1.800	2.450	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.012	0.029
SLD orizzontale	1.0	0.055	2.459	0.272	1.800	2.400	1.000	1.800	1.000	0.217	0.652	1.818	0.098	0.241
SLD verticale	1.0	0.055	2.459	0.272	1.800	2.400	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.017	0.042
SLV orizzontale	1.0	0.154	2.589	0.273	1.800	2.390	1.000	1.800	1.500	0.217	0.652	2.217	0.278	0.479
SLV verticale	1.0	0.154	2.589	0.273	1.800	2.390	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.082	0.141
SLC orizzontale	1.0	0.206	2.533	0.279	1.620	2.370	1.000	1.620	1.500	0.221	0.662	2.425	0.334	0.564
SLC verticale	1.0	0.206	2.533	0.279	1.620	2.370	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.126	0.214

Tab. 18.

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 era classificato

di Zona sismica 2) e ad esso è associato un valore di accelerazione massima al suolo (rigido, A) compreso tra 0,125 e 0,175 g.

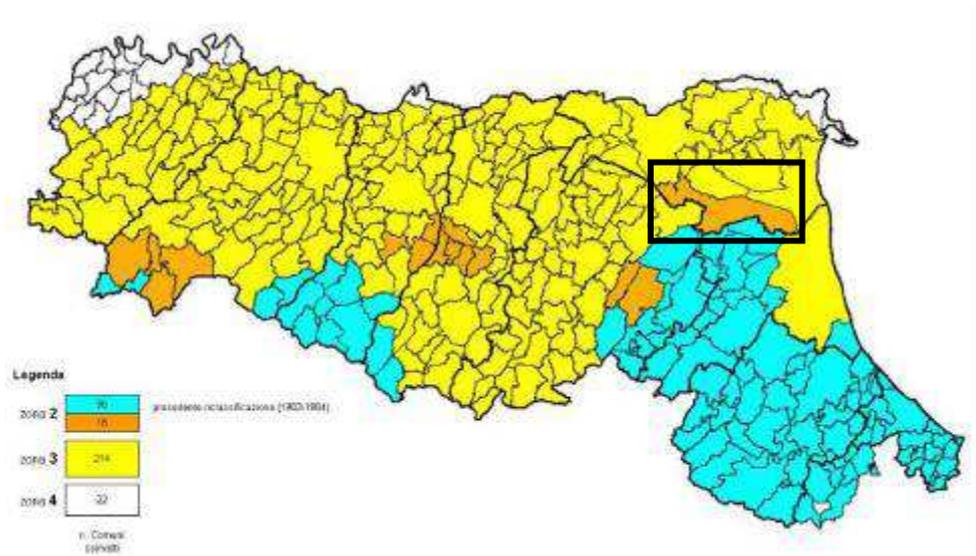


Fig. 13/1: Classificazione sismica del territorio regionale secondo l'OPCM 3274/2003. Il Comune di Argenta (colore azzurro, evidenziato dal riquadro nero) non era precedentemente (ed incredibilmente) classificato come sismico.

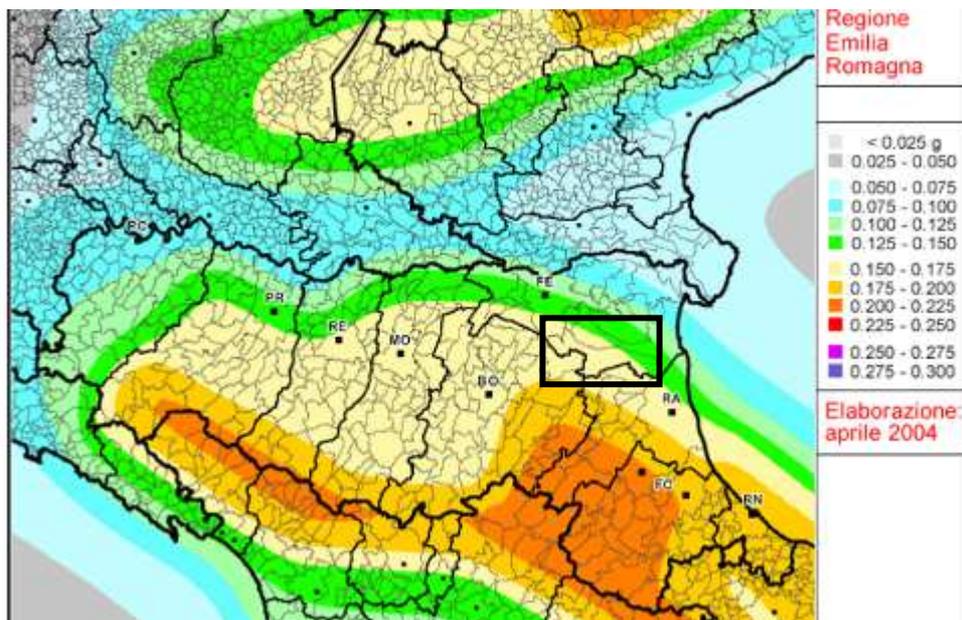
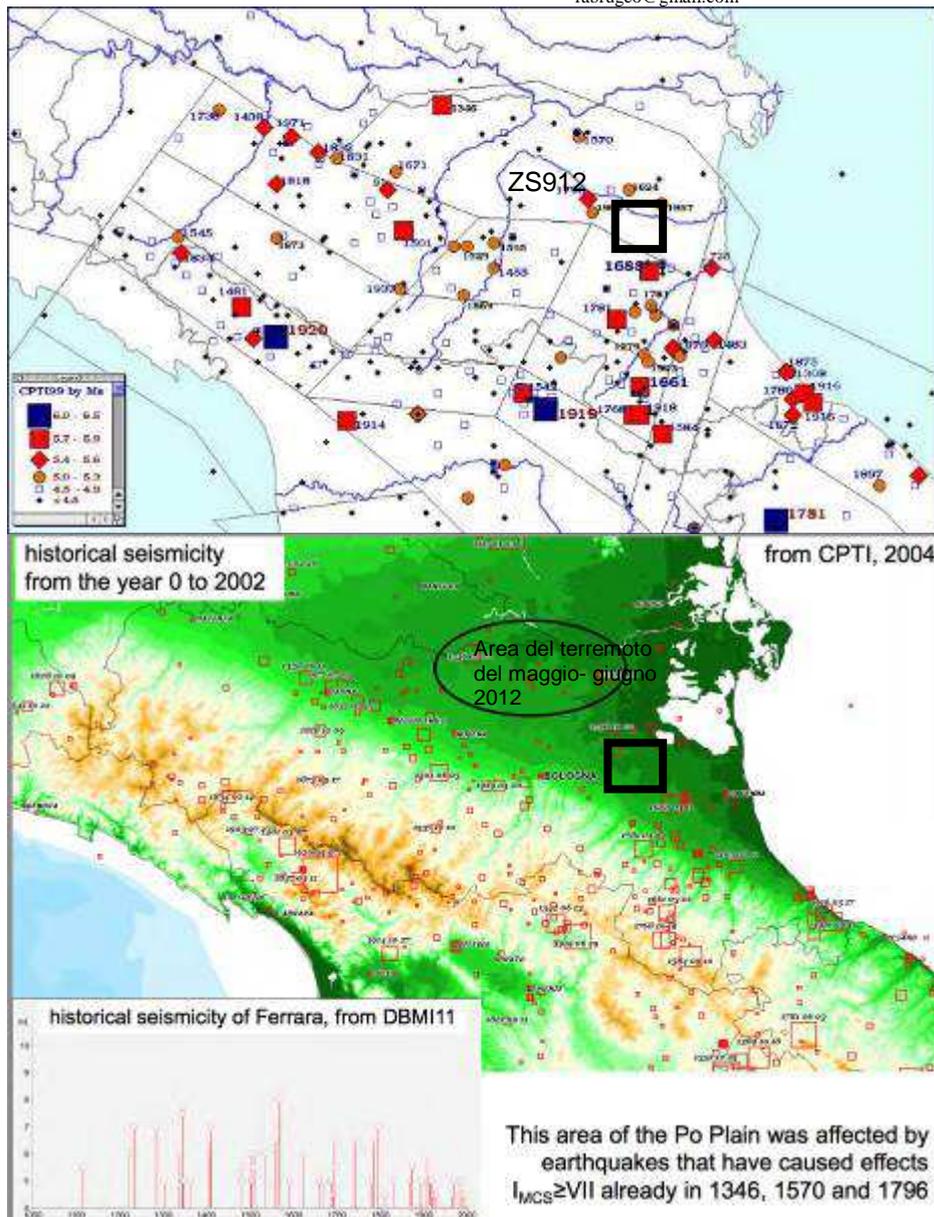


Fig. 13/2 Mappa di pericolosità sismica della Regione Emilia-Romagna espressa in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi (Cat. A). All'area del Comune di Argenta è associata un'accelerazione compresa tra 0,150 e 0,200 g. (Meletti & Montalbo, 2007).

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



Figg. 13/3 e 13/4: Mappe degli epicentri dei terremoti avvenuti in Emilia- Romagna dal XIII sec. ad oggi per classi di magnitudo (CPTI 99). Scale Libere e differenti. La seconda figura riporta l'area del "cratere sismico" (come volgarmente ed imprecisamente denominato) di maggio-giugno 2012.

La storia sismica di San Nicolò è ridotta al solo risentimento dell'evento sismico del 1570 (Ferrara) a cui in realtà occorre aggiungere i risentimenti dell'evento del 2012 (si sono registrati danni alla Chiesa Parrocchiale). Di seguito se ne riportano tabelle di restituzione (tratte da siti istituzionali quali quello dell'I.N.G.V.). Si deve però osservare che la storia sismica del Comune di Argenta è molto più complessa, sino ad arrivare agli eventi sismici del 2012 hanno originato risentimenti nel Comune di Argenta a carico dei grandi edifici quali le chiese.

San Nicolò



PlaceID IT_40334
Coordinate (lat, lon) 44.709, 11.708
Comune (ISTAT 2015) Argenta
Provincia Ferrara
Regione Emilia-Romagna
Numero di eventi riportati 3

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
7	📅	1570	11	17	19	10	Ferrarese	58	7-8	5.44
3	📅	1983	11	09	16	29	Parmense	850	6-7	5.04
3	📅	2005	07	15	15	17	Forlivese	173	4-5	4.29

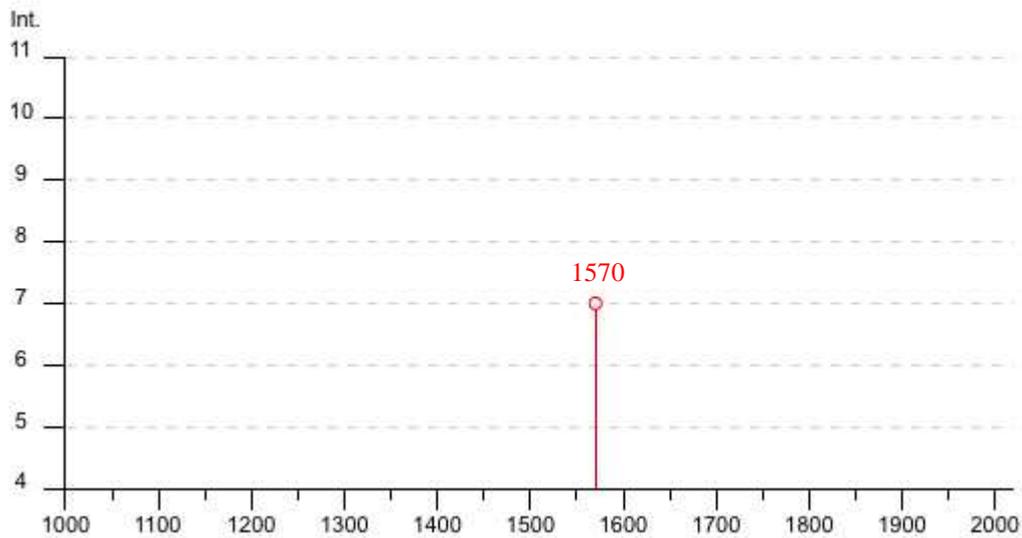
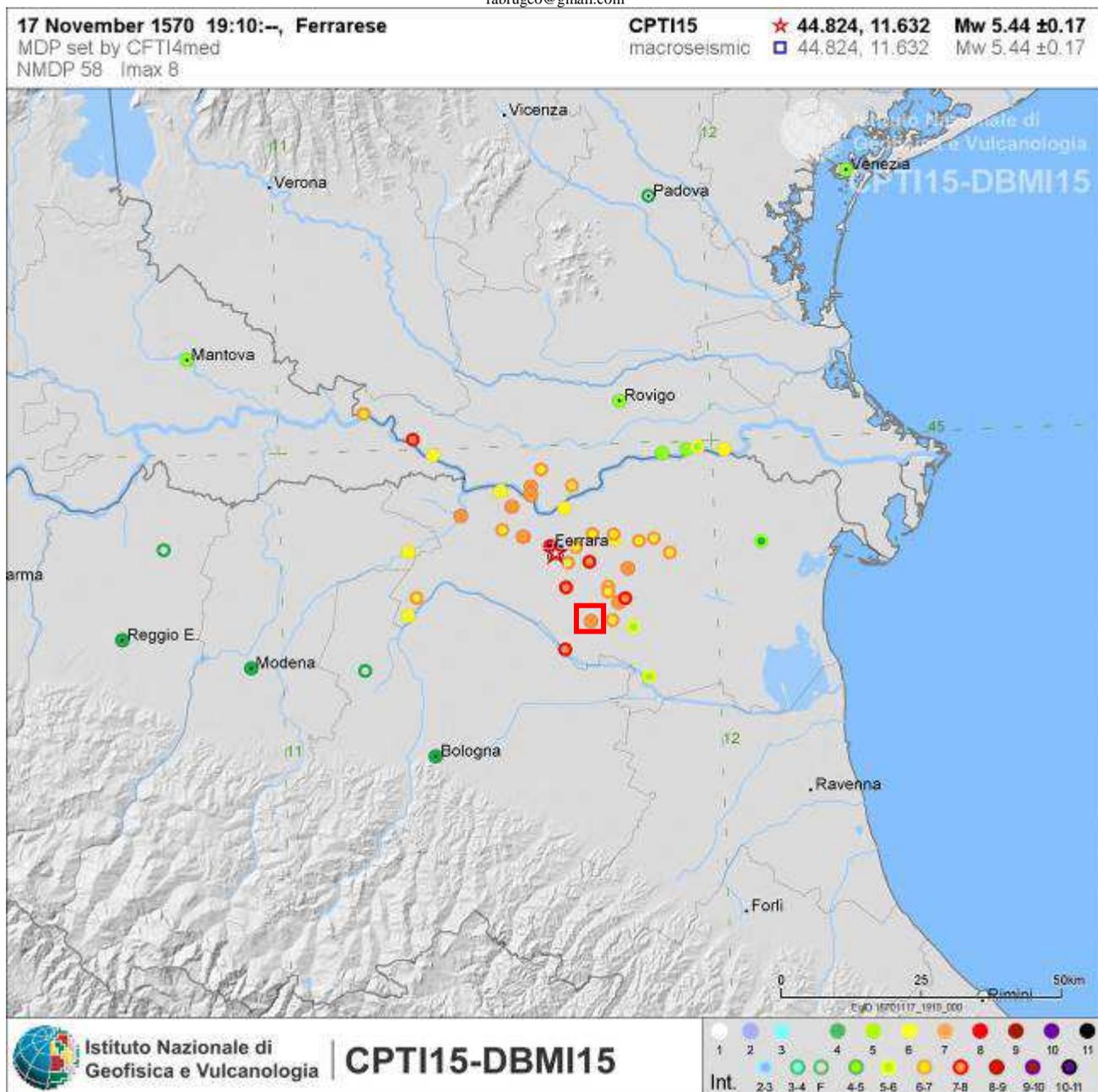


Fig. 13/5: Storia sismica di San Nicolò. L'Intensità Sismica (Is) massima registrata è pari a 7. Di seguito si riporterà l'evento evidenziato.



Figg. 13/6: ubicazione dei risentimenti dell'evento sismico del 1570. Il quadratino rosso indica l'area in esame, la stellina l'epicentro.

La magnitudo attesa per il territorio del Comune di Argenta, per la frazione di Longastrino (e di una ulteriore fascia molto estesa delle Province di Ravenna e Ferrara compresa nella ZS912) 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	MwMax1	Tassi AR	MwMax2	b	Tassi da CO-04.2	Tassi da GR	Azione	Tassi GR adottati
Savoia	901	5.91	0.21	6.14	-1.18	0.14	0.11	A	0.11
Vallese	902	6.14	0.14	6.14	-1.26	0.14	0.19	A	0.14
Grigioni-Valtellina	903	5.91	0.21	6.14	-1.26	0.14	0.23	A	0.14
Trieste -Monte Nevoso	904	5.68	0.42	6.14	-1.12	0.14	0.14	A	0.14
Friuli -Veneto Orientale	905	6.60	0.33	6.60	-1.05	0.11	0.37	B	0.37
Garda-Veronese	906	6.60	0.11	6.60	-1.14	0.11	0.11	A	0.11
Bergamasco	907	5.91	0.14	6.14	-1.71	0.14	0.03	C	0.04
Piemonte	908	5.68	0.21	6.14	-1.91	0.14	0.03	C	0.04
Alpi Occidentali	909	5.68	0.21	6.14	-1.27	0.14	0.10	A	0.10
Nizza-Sanremo	910	6.37	0.14	6.37	-1.12	0.14	0.14	A	0.14
Tortona-Bobbio	911	5.68	0.21	6.14	-1.47	0.14	0.05	A	0.05
Dorsale Ferrarese	912	6.14	0.12	6.14	-1.35	0.12	0.13	A	0.12
Appennino Emiliano-Romagn.	913	5.91	0.14	6.14	-1.80	0.14	0.07	A	0.07
Forlivese	914	5.91	0.57	6.14	-1.33	0.14	0.26	A	0.14
Garfagnana-Mugello	915	6.60	0.14	6.60	-1.34	0.14	0.11	A	0.11
Versilia-Chianti	916	5.68	0.21	6.14	-1.96	0.14	0.02	C	0.04
Rimini-Ancona	917	6.14	0.12	6.14	-1.04	0.12	0.43	A	0.12
Medio-Marchigiana/Abruzz.	918	6.37	0.14	6.37	-1.10	0.14	0.37	A	0.14
Appennino Umbro	919	6.37	0.25	6.37	-1.22	0.12	0.26	B	0.26
Val di Chiana-Ciociaria	920	5.68	0.28	6.14	-1.96	0.14	0.06	A	0.06
Etruria	921	5.91	0.14	6.14	-2.00	0.14	0.05	A	0.05
Colli Albani	922	5.45	0.42	5.45	-2.00	0.21	0.37	B	0.37
Appennino Abruzzese	923	7.06	0.14	7.06	-1.05	0.14	0.25	A	0.14
Molise-Gargano	924	6.83	0.17	6.83	-1.04	0.17	0.13	A	0.13
Ofanto	925	6.83	0.17	6.83	-0.67	0.17	0.28	A	0.17
Basento	926	5.91	0.21	6.14	-1.28	0.21	0.10	A	0.10
Sannio-Irpinia -Basilicata	927	7.06	0.33	7.06	-0.74	0.17	0.43	B	0.43
Ischia-Vesuvio	928	5.91	0.21	5.91	-1.04	0.21	0.35	A	0.21
Calabria Tirrenica	929	7.29	0.17	7.29	-0.82	0.17	0.33	A	0.17
Calabria Ionica	930	6.60	0.17	6.60	-0.98	0.17	0.23	A	0.17
Canale d'Otranto	931	6.83	0.21	6.83	-0.63	0.21	0.22	A	0.21
Eolie-Patti	932	6.14	0.21	6.14	-1.21	0.21	0.25	A	0.21
Sicilia settentrionale	933	6.14	0.21	6.14	-1.39	0.21	0.20	A	0.20
Belice	934	6.14	0.21	6.14	-0.96	0.21	0.20	A	0.20
Iblei	935	7.29	0.12	7.29	-0.72	0.12	0.13	A	0.12
Etna	936	5.45	0.33	5.45	-1.63	0.33	0.57	A	0.33

Tab. 19: Tabella dell'INGV dal Rapporto Conclusivo della Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica (Aprile 2004).

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 $M=5,44$ (dell'evento del 1967). 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/frazione di San Nicolò si potrà notare come il valore localmente atteso di M_w sia compreso fra 5,15 e 5,17.

Nel complesso (si vedano le seguenti figure, relative allo studio di disaggregazione) l'assetto previsto è il seguente:

- MI compreso fra 4,0 e 4,5 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 15 e 20%;
- MI compreso fra 4,5 e 5,0 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 20 e 25%;
- MI compreso fra 5,0 e 5,5 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 9 e 11%;
- 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 120 Km.

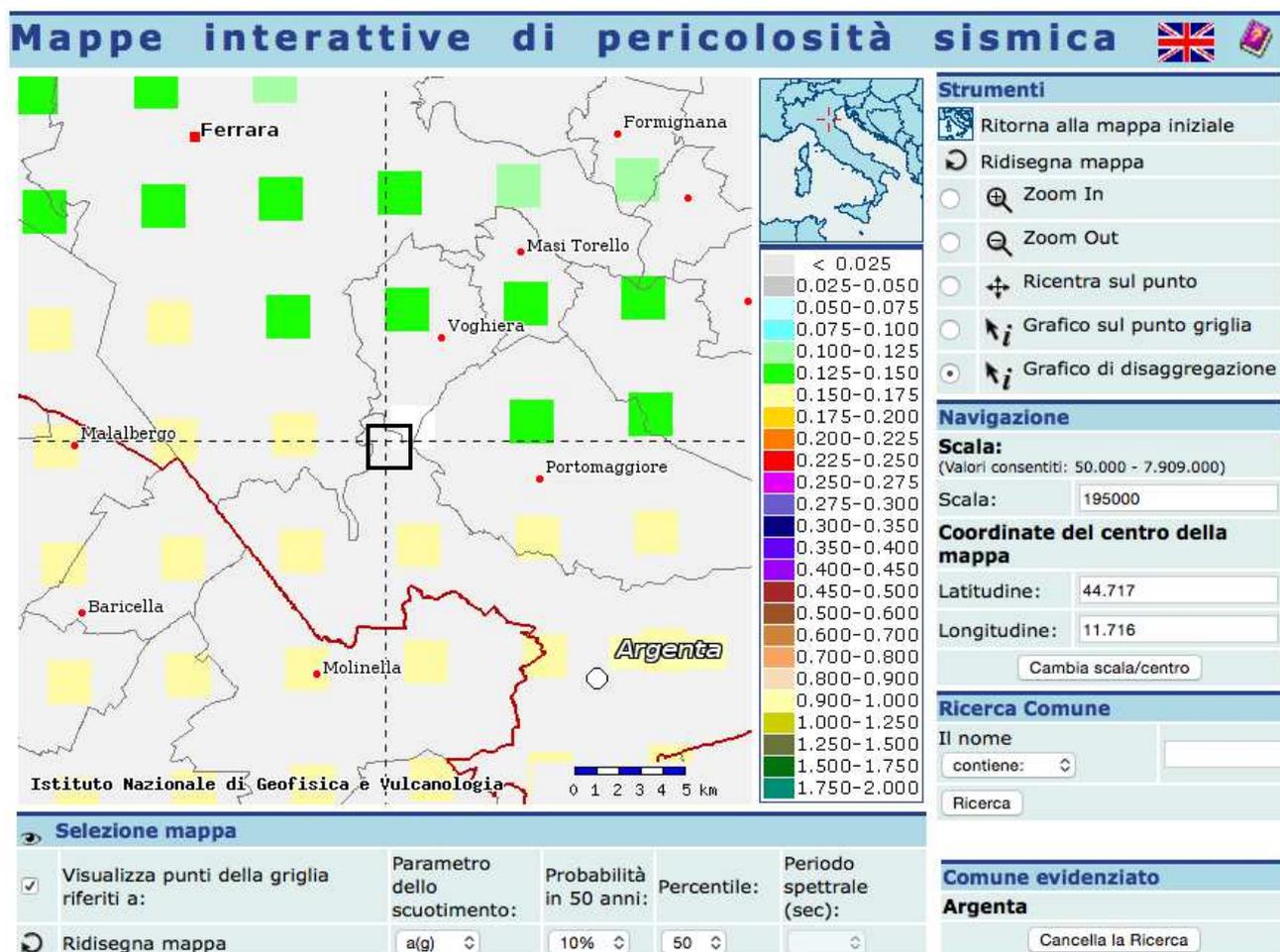
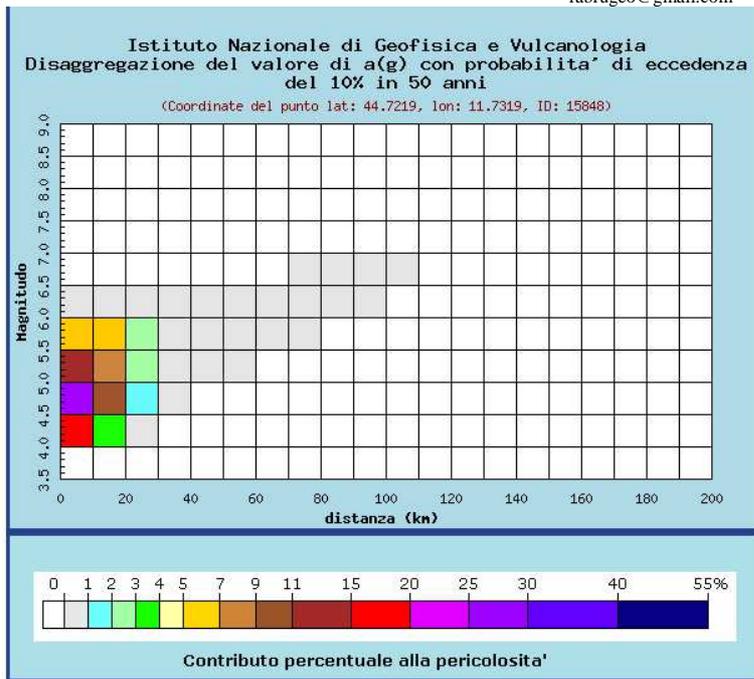


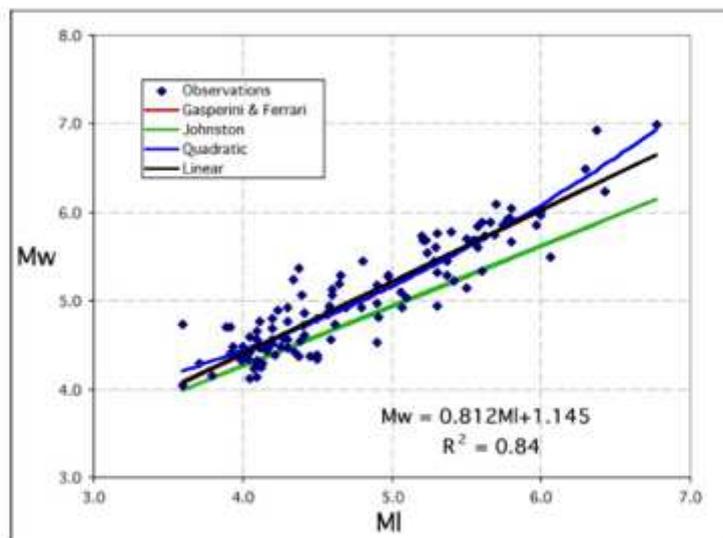
Fig. 13/7: Ubicazione dell'area in esame per lo studio di disaggregazione.



Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 44.7219, lon: 11.7319, ID: 15848)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	15.800	27.300	14.100	6.240	0.699	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	3.820	9.790	8.230	5.550	0.789	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.208	1.330	2.030	2.050	0.359	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.059	0.474	0.723	0.117	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.045	0.223	0.040	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.001	0.045	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	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	0.000
110-120	0.000	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	0.000
130-140	0.000	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	0.000
150-160	0.000	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	0.000
170-180	0.000	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	0.000
190-200	0.000	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
4.960	9.440	0.656

Fig. 13/8: 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 5,15: $M_w = 0,953M_L + 0,422$; $3,9 \leq M_L \leq 6,8$ (Yenier, Erdogan, Akkar- 2008), oppure pari a 5,17: $M_w = 0,812M_L + 1,145$; (INGV, 2004). Come riportato alla seguente figura.



Regressione tra M_w e M_I. 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. 13/9 grafico di regressione M_I- M_w 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 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. Quindi tale disaggregazione dovrà essere considerata come di pura segnalazione di quanto i metodi previsionali statistico probabilistici possano condurre a grossolane e pericolose sottostime (le percentuali di accadimento di cui sopra possono comunque ritenersi valide). Si consideri ad esempio che tali metodi partono fra l'altro dal presupposto che non possa avvenire evento maggiore di quanto già registrato, dove stia il fondamento scientifico di tale assunzione, resta un mistero che si camuffa come una semplificazione che parrebbe non sormontabile ma che di certo è pericolosamente fuorviante.

Ad ulteriore conferma dell'attitudine tellurica dell'area in esame, di seguito si riporta una ulteriore figura che illustra molto bene come l'area in esame "risieda" nelle prossimità della Sorgente Sismo- genetica ITIS 416 (Argenta).

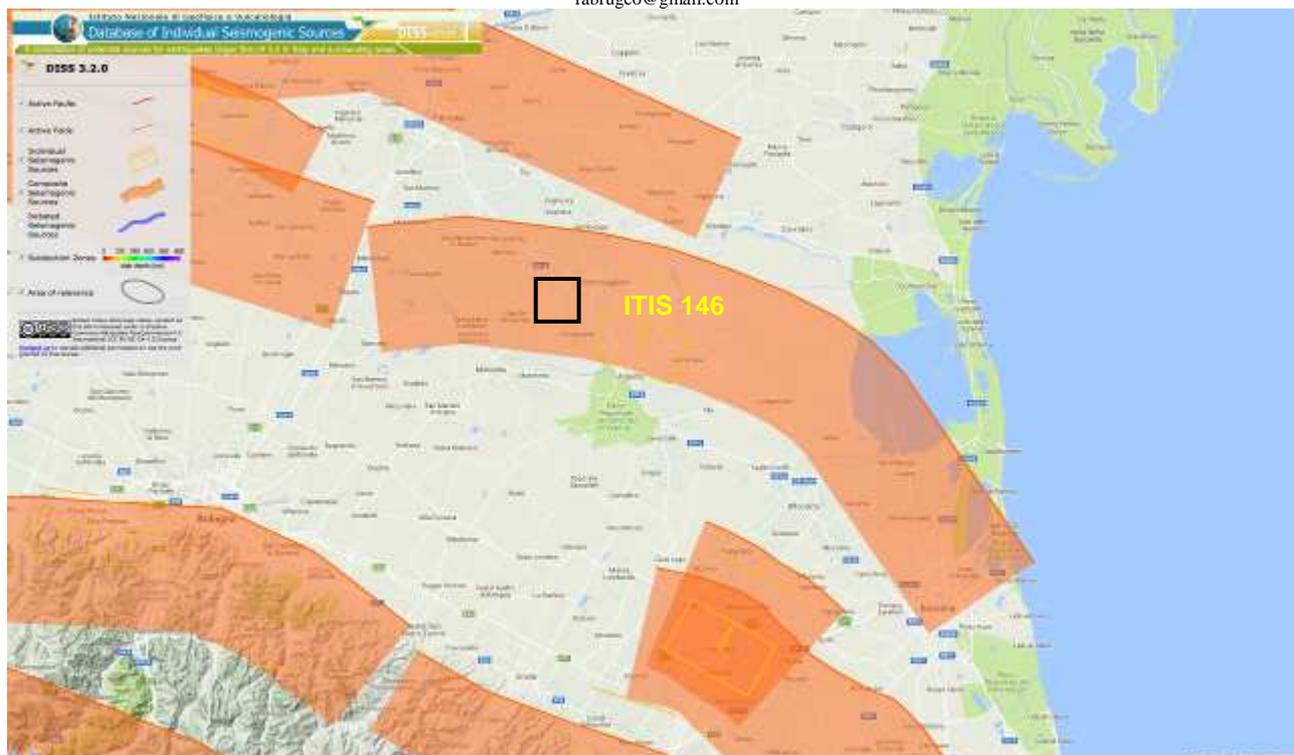


Fig. 13/12: Sorgente Sismo- Genetica ITIS 146 (Argenta), Scala Libera. Tratta dal sito dell'INGV.

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 annesse alla vigente Normativa Sismica (l'Ordinanza 3274, 3316 e ss., già più volte citate) impongono detta verifica quando “la falda freatica si trovi in prossimità della superficie (p.c.) ed il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo- argillosa”, “Nel caso di edifici con fondazioni superficiali tale verifica può essere omessa per litotipi suscettibili che si trovino a profondità maggiore di 15 m dal p.c.” “Tale verifica si può altresì omettere nel caso $Sa_g < 0,15 g$ e contemporaneamente il litotipo potenzialmente liquefacibili soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:” -contenuto d'argilla $> 20\%$ con IP (Indice Plastico) > 10 ; -contenuto di limo $> 35\%$ e $N_{spt} > 20$; -frazione fine trascurabile e $N_{spt} > 25$, (dove IP =Indice Plastico, N_{spt} =Resistenza Penetrometrica normalizzata alla prova N_{spt} in foro). La normativa impone che quando nessuna delle precedenti condizioni risulti soddisfatta si debba procedere alla verifica mediante i metodi generalmente accettati dalla Ingegneria Geotecnica. Nel caso in esame, riferendosi alla Sezione Locale di cui alla Fig. 5/5 ed alle risultanze della C.P.T. 1- 2009 e soprattutto della C.P.T.U. 2 2017,

si può rilevare la presenza di una lente genericamente definibile granulare, di natura Sabbioso-Limoso (come si dimostrerà più oltre), sospesa fra le profondità di 10,40 e 11,20 ed ancora 13,00 e 14,00 m in corrispondenza del punto di esecuzione della C.P.T. e fra 8,20 e 10,60 m in corrispondenza della C.P.T.U., tali lenti sono immerse in abbondante “matrice” argillosa e paiono non presentare evidenti soluzioni di continuità e quindi, la loro estensione è sostanzialmente ridotta. La C.P.T.U. 1 2015 non rileva invece orizzonti granulari e quindi non si eseguiranno verifiche su di essa.

Il fenomeno della possibilità di liquefazione degli orizzonti granulari saturi localmente rilevati sarà verificato numericamente riferendosi particolarmente alla C.P.T.U., è infatti ormai chiaro che le migliori risultanze di descrizione litologica in relazione alla definizione del fenomeno in questione siano da ascrivere alla tipologia C.P.T.U. piuttosto che alla tipologia C.P.T. (sulla C.P.T. si riporteranno considerazioni di tipo maggiormente “qualitativo”).

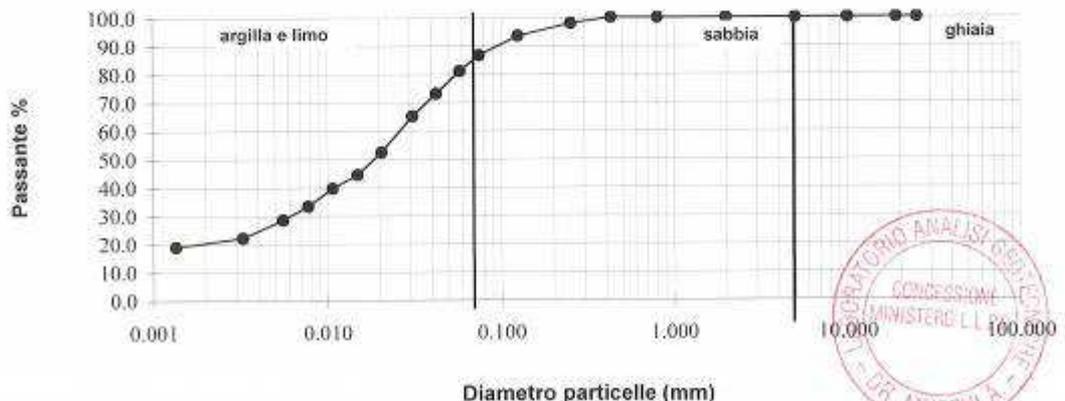
All’atto dell’esecuzione dell’indagine penetrometrica si è raccolto un campione di terreno, tramite l’esecuzione di sondaggio diretto (con campionatore montato sul penetrometro), alla profondità della lente granulare, su tale campione si sono eseguite apposite analisi di Laboratorio Geotecnico (presso la struttura di Ferrara del Dott. Mucchi, debitamente dotata di Certificazione Ministeriale per le analisi sulle Terre), di seguito si riportano i risultati di indagine.

LABORATORIO GEOTECNICO Dr.Geol.Antonio Mucchi Via Alberto Ascari, 8 - Gualdo di Voghiera (FE) - Tel 0532/815681 - www.mucchilab.it <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° 380/01</i>	Azienda con sistema di gestione per la qualità certificato da KIWA =UNI EN ISO 9001=
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------

ANALISI GRANULOMETRICA e AEROMETRIA
norma UNI EN 933/1 - AGI 1994

Committente :	DR. Geol. Raffaele Brunaldi	Sondaggio N°:	1
Cantiere :	San Nicolò	Campione:	1
		Prof. mt:	8,80- 9,20
Data inizio prova :	25/09/2017		

Diametro (mm)	Passante (%)
25	100.0
19	100.0
10	100.0
5	100.0
2	100.0
0.8	100.0
0.425	100.00
0.25	97.88
0.125	93.56
0.075	88.65
0.0580	81.12
0.0424	73.16
0.0310	65.19
0.0206	52.48
0.0150	44.51
0.0107	39.73
0.0078	33.37
0.0056	28.59
0.0033	22.23
0.0013	19.05



Sperimentatore	Il Direttore	Rapporto di prova
Dr. Malaguti D.	Dr. Geol. Antonio Mucchi	Data emissione :31/01/2017

LABORATORIO GEOTECNICO Dr.Geol.Antonio Mucchi Via Alberto Ascarei, 8 - Gualdo di Voghiera (FE) - Tel 0532/815681 - www.mucchilab.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° 380/01	Azienda con sistema di gestione per la qualità certificato da KIWA =UNI EN ISO 9001=
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------

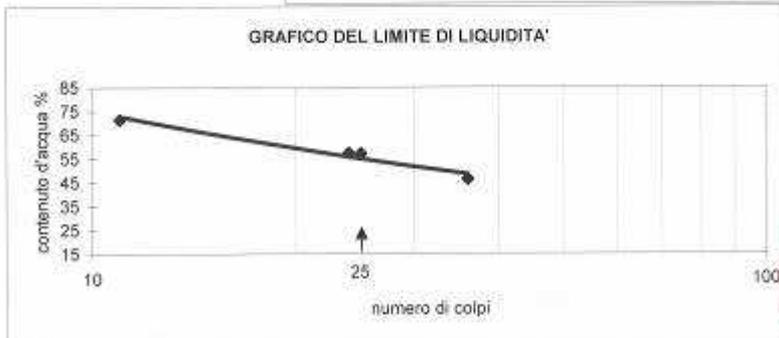
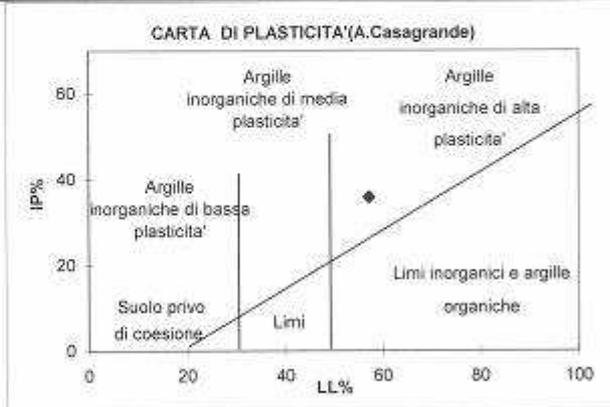
LIMITI DI ATTERBERG (Norma ASTM D4318)

Committente : DR. Geol. Raffaele Brunaldi
Cantiere : Loc. S.M. Codifiume (FE)

Sondaggio N°: 1
Campione: 8,80- 9,20
Prof. mt: 8,80- 9,20
Data inizio prova : 25/09/2017

N° CONTENITORE	Limite liquido			Lim. plastico media 2 det.	Umidita' Naturale
	1	2	3		4
N° COLPI	36	24	11		
Massa terreno umido + tara (g)	51.38	49.28	48.11	14.07	293.27
Massa terreno secco + tara (g)	39.15	35.67	33.01	13.27	223.73
Massa acqua contenuta (g)	12.23	13.61	15.10	0.80	69.54
Massa tara (g)	12.81	11.94	11.90	9.54	5.45
Massa terreno secco (g)	26.34	23.73	21.11	3.73	218.28
Contenuto d'acqua %	46.4	57.4	71.6	21.3	31.9

Limite liquido %	57
Limite Plastico %	21
Umidita' naturale %	31.9
Indice Plastico %	36
Indice di consistenza :	0.71



Pagina 1 di 1

Sperimentatore Dr. Malaguti D.	Il Direttore Dr. Geol. Mucchi/Antonio	Rapporto di prova Data emissione :31/01/2017
-----------------------------------	------------------------------------------	-------------------------------------------------

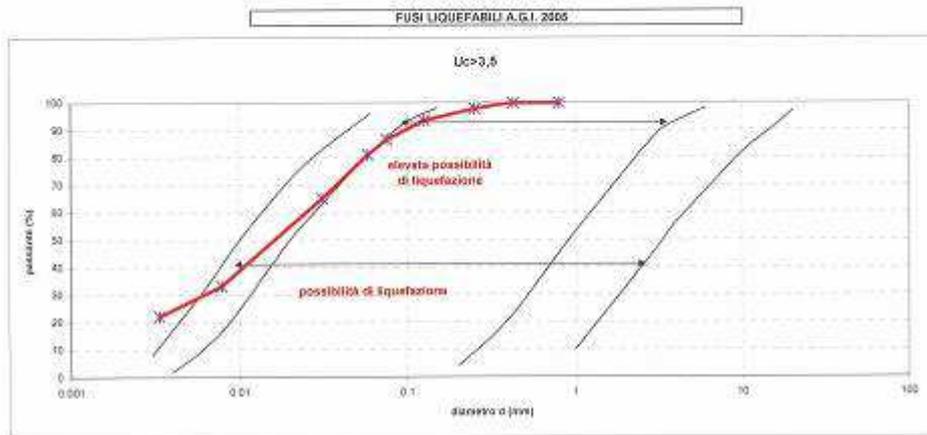
FUSI LIQUEFACIBILI
A.G.I. 2005

Campione n°	dimensioni granuli (mm)	0.075	0.075	0.15	0.25	0.425	0.75	1.5	3.0
	% passante	22.25	33.37	66.18	81.12	89.86	93.66	97.03	100

$U_c = \frac{D_{60}}{D_{30}}$

D60= 0.024 D10= 0.001 $U_c = 24$

Indice di plasticità eseguito su pass. 0.075 mm : plastico



Committente : Dr. Geol. Raffaele Brunaldi
 Campione : C3
 Località : Loc. S.M. Codifiume



LABORATORIO GEOTECNICO Dr. Geol. Antonio Mucchi
 Via Alberto Arzani, 8 - Guado di Voghera (FE) - Tel. 0532/819581 - www.mucchiab.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° 360/01

Azienda con sistema di gestione per la qualità certificato da KIVA
 =UNI EN ISO 9001=

Fig. 14/1: risultanze delle analisi di Laboratorio Geotecnico.

Le analisi dimostrano come in teoria i terreni campionati debbano più correttamente essere descritti come Limi (65%) Argillosi (20%) con Sabbia (15%), i quali sono plastici (e quindi potenzialmente non liquefacibili (IP= 36% e quindi ampiamente maggiore del valore indicato dal DM/NTC), i Fusi Liquefacibili (AGI 2005) riportano però i terreni in oggetti come compresi fra Alta Possibilità di Liquefazione e Possibilità di Liquefazione; per quest'ultimo motivo e comunque a favore di sicurezza si procederà ad eseguire le apposite verifiche numeriche.

Per l'area in esame, utilizzando la Categoria di Suolo Sismico D (di cui già discusso in precedenza), il valore di $S X a_g/g$ (PGA- Valore d'ancoraggio dello Spettro di Risposta Elastico) è pari a **0,29** (arrotondano per eccesso) che deriva da: $S X a_g/ = 1,800 X 0,154 = 0,277$ (0,28) g. (come illustrato alla Fig. 12/2, Tab. 15).

In merito alle verifiche, lo scrivente osserva quanto segue: l' "ambito liquefazione" è un tema complesso che non ha ancora trovato nella ricerca scientifica e nelle norme applicativa una univocità ed attendibilità sufficiente, anzi si è ancora lontanissima dalla necessaria attendibilità. D.M/N.T.C. e Normative Regionali (e/o Delibere e "raccomandazioni" in esse contenute) anzi contrastano notevolmente, la Regione ha affrontato il tema solamente a seguito degli eventi del sisma del 2012 che hanno vista una estesa (ed inattesa per la Regione) diffusione di questo fenomeno. La Regione nella fattispecie ha cercato di "legiferare", sovrastando (inopinatamente) il DM/NTC, portando ex-post a riferimento (regionale) analisi di back- up eseguite sui soli terreni ascrivibili al paleo Reno (e quindi di derivazione appenniniche) e che si pretende di trasferire tout- court anche a deposizioni di derivazione alpina del paleo Primario (che interessano il lotto oggetto della presente relazione) che però sono caratterizzate da petrografia (data dall'origine) diversa da quella del paleo Reno. In sostanza si pretende di dimenticare qualsiasi argomentazione geologica riguardante natura granulare e petrografica e storia depositiva dei depositi. In sostanza si sono lasciati i Professionisti da soli a districarsi fra procedure di calcolo la cui applicazione non è assolutamente mai stata testata su una larghissima serie di deposizioni, a districarsi fra risultanze completamente diverse, fra legende (scritte in un italiano zoppicante e fuorviante) di cartografie estemporanee e Norme di Legge contrastanti. Occorre infatti anche ricordare che i metodi di calcolo attualmente disponibili non sono stati creati per essere utilizzati su situazioni 3D come quelle che caratterizzano la Bassa Padana, ove cioè "tubi" di sabbie limose ed argillose" cambiano in continuazione 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 uno strato infinitamente esteso di sabbia è presente sotto uno strato infinitamente esteso di argille. Situazione

completamente difforme da quella in esame. Non ci si dovrà quindi stupire se risultanze di metodi di calcolo diversi potranno essere drammaticamente diverse. In tali condizioni, ai Professionisti non è concesso addivenire a conclusioni degne di tale nome, come si potrà ben vedere in relazione. La back- analysis condotta sul terremoto del 2012 deve poi anche “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 e si ritiene fuorviante o altamente fuorviante (nonchè errato) che debba essere utilizzata in maniera predittiva. Ma tant’è, al di là di tutto ciò ed avendo già esplicitamente posto che non condivide di essere obbligati ad utilizzare un metodo di verifica che non appare sufficientemente ne correttamente legittimato (per l’area in esame), pur si utilizzerà tale penalizzante metodo nel prosieguo della presente relazione.

Si è proceduto ad una prima serie di verifiche utilizzando il Metodo di Boulanger & Idriss 2014, da tali prime verifiche, eseguite utilizzando le risultanze (SXAg/g, ovvero Peak Ground Acceleration) derivanti dalla Categoria di Suolo D, risulta che i terreni di fondazione sono liquefacibili, presentando Indici di Liquefazione ILP compresi fra 3,00 per $M_w= 5,20$ e 4,16 per $M_w= 6,14$.

Per cui, secondo quanto previsto dal D.M./N.T.C. si dovrà passare a classificare i terreni in oggetto come di Categoria S2, per i quali non è ammessa la classificazione semplificata (Cat. D) della stessa Tab. 3.2.II. Occorrerebbe cioè eseguire apposito Studio di Risposta Sismica Locale (R.S.L.), studio che verrà di seguito illustrato.

7.1 Studio di Risposta Sismica Locale R.S.L.:

7.1.1. 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;

- 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:

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

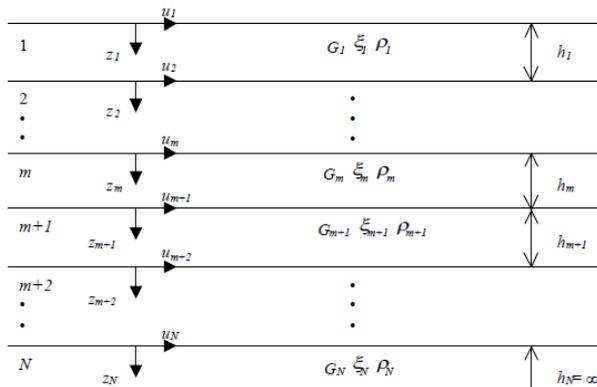


Fig. 15/1: Esempio di stratigrafia per riferimento.

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:

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

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

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:

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

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

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:

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

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 e 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,

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

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

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{\dot{u}_m}{\dot{u}_n} = \frac{\ddot{u}_m}{\ddot{u}_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (23)$$

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

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* (Ee^{ik^*z} - Fe^{-ik^*z}) e^{i\omega t} \quad (24)$$

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 di Figura 2 in cui è riportata la terminologia utilizzata per lo studio del moto sismico di un deposito che poggia su un basamento roccioso.

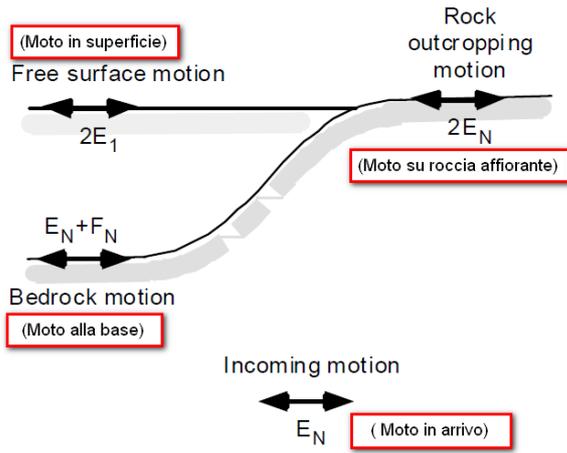


Fig. 15/2: Schema di riferimento e terminologia utilizzata.

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 al 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:

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

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

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

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

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.

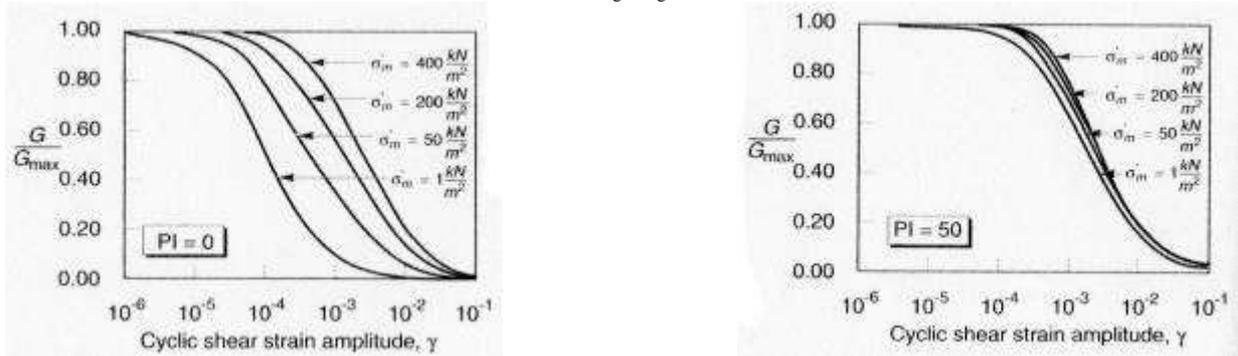


Fig. 15/3: Influenza della pressione di confinamento e della plasticità sul modulo di deformazione al taglio.

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.

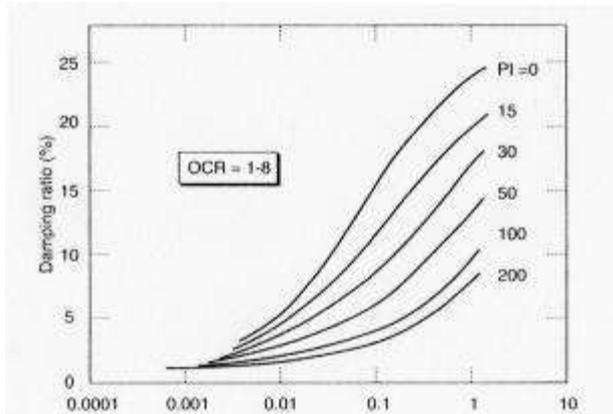


Fig. 15/4: Influenza della plasticità sul coefficiente di smorzamento viscoso.

7.1.2. Verifica; dati generali:

Descrizione	RSL per Verifica Liquefazione
Committente	Comune Argenta
Cantiere	San Nicolò Via Medelana
Operatore della prova	Raffaele Brunaldi
Responsabile della prova	Raffaele Brunaldi
Data della prova	d.C./05/2016
Via	Medelana
Latitudine	44.7166634[°]
Longitudine	11.7166977[°]

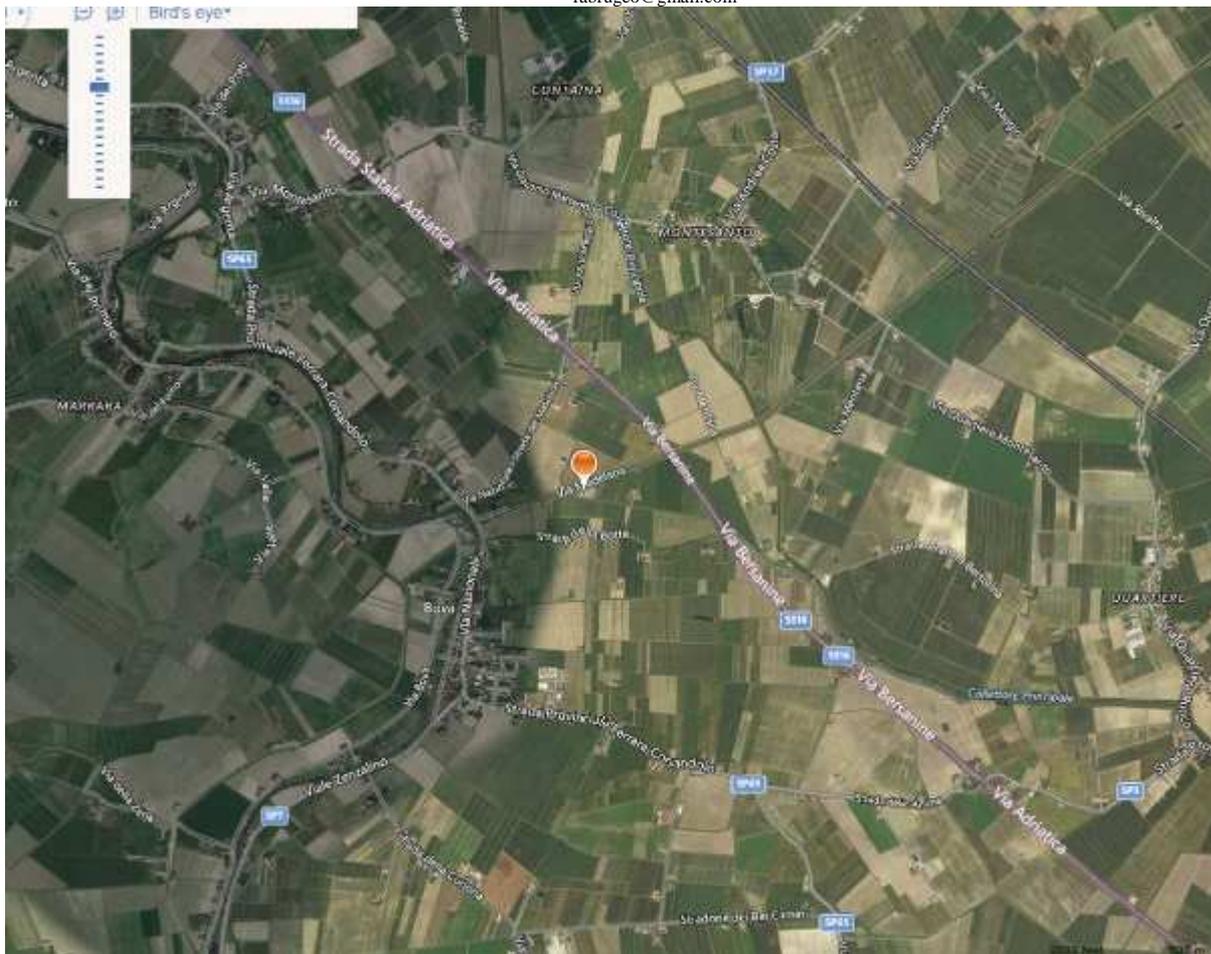


Fig. 16/1: Ubicazione punto di analisi. Scala Libera.

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Terreno	Gmax [MPa]	Peso unità vol. [kN/m ³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	20.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	48.28	18.5	160.0	185.0
2	20.0	10.0	EPRI Sand (1993) 6,4-15,24 metri	62.75	19.0	180.0	416.0
3	30.0	20.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	124.24	19.5	250.0	558.8
4	50.0	60.0	EPRI Sand (1993) 36,88-76,20 metri	326.20	20.0	400.0	961.4
5	110.0	80.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	647.55	21.0	550.0	1714.7
6	oo	--	EPRI Rock (1993) 152,70-304,80 metri	807.34	22.0	600.0	2162.3

Tab. 20.

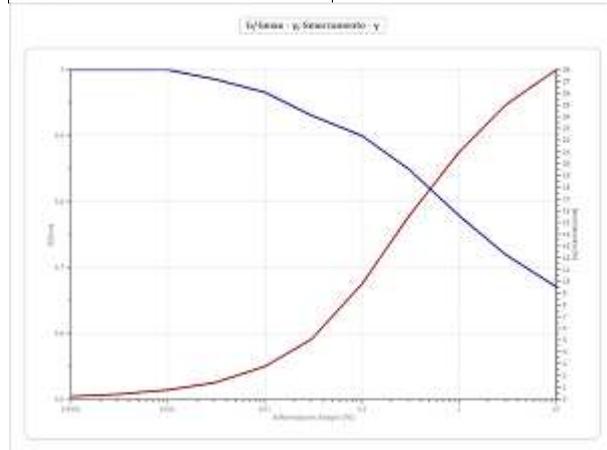
Strato con falda: 1
 Strato rilevamento accelerogramma: 6 Affiorante

La stratigrafia è congrua con le Sezioni e le caratterizzazioni riportate in relazione. Chiaramente potrebbe anche interpretata diversamente ed in ciò risiede l'opinabilità di qualsiasi studio di RSL.

Terreni:

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

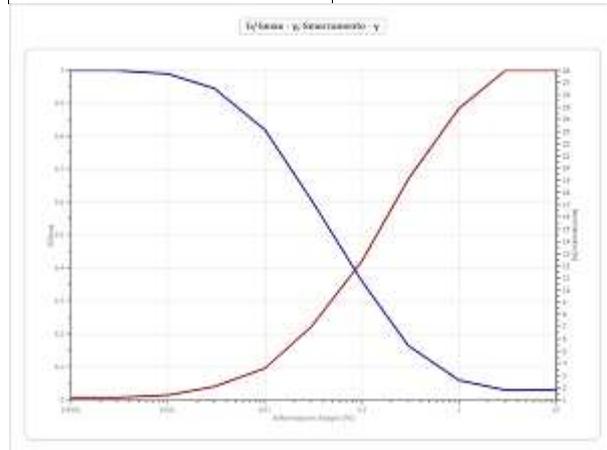
Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.240
0.0003	1.000	0.0003	0.420
0.001	1.000	0.001	0.800
0.003	0.986	0.003	1.400
0.010	0.966	0.010	2.800
0.030	0.931	0.030	5.100
0.100	0.900	0.100	9.800
0.300	0.850	0.300	15.500
1.000	0.779	1.000	21.000
3.000	0.720	3.000	25.000
10.000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



Tab. 21 e Fig. 16/2.

EPRI Sand (1993) 6,4-15,24 metri:

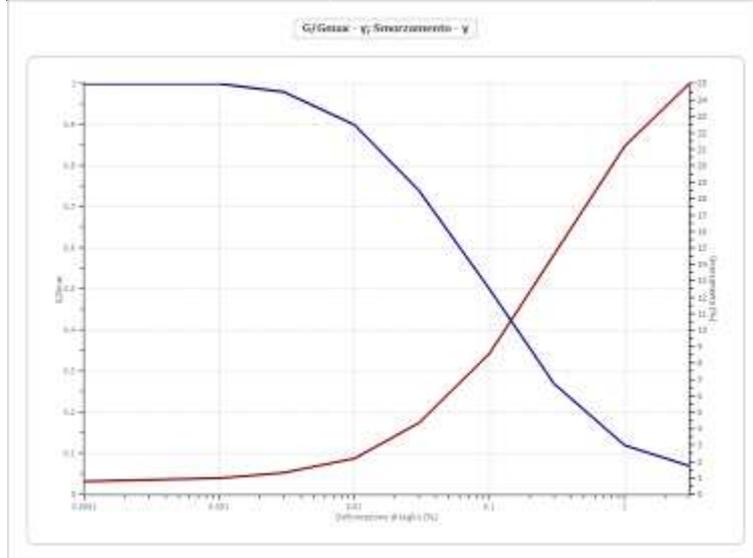
Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	1.200
0.0003	1.000	0.0003	1.200
0.001	0.990	0.001	1.400
0.003	0.946	0.003	2.100
0.010	0.820	0.010	3.600
0.030	0.608	0.030	7.000
0.100	0.360	0.100	12.400
0.300	0.165	0.300	19.100
1.000	0.060	1.000	24.900
3.000	0.030	3.000	28.000
10.000	0.030	10.000	28.000



Tab. 22 e Fig. 16/3.

EPRI Sand (1993) 36,88-76,20 metri:

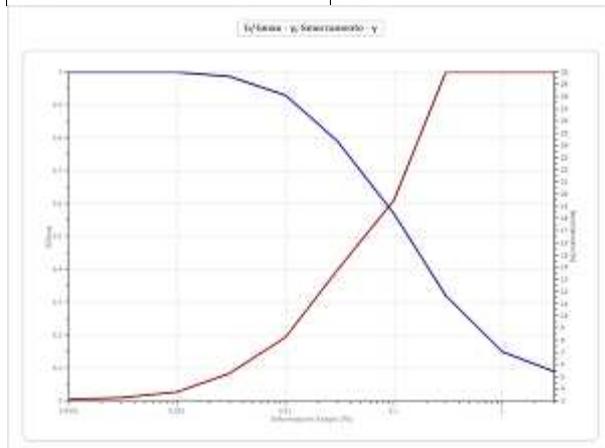
Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	0.800
0.0003	1.000	0.0003	0.900
0.001	1.000	0.001	1.000
0.003	0.980	0.003	1.330
0.010	0.900	0.010	2.200
0.030	0.740	0.030	4.360
0.100	0.500	0.100	8.600
0.300	0.270	0.300	14.610
1.000	0.120	1.000	21.200
3.000	0.070	3.000	25.000



Tab. 23 e Fig. 16/4.

EPRI Rock (1993) 152,70-304,80 metri:

Deformazione %	G/Gmax	Deformazione %	Smorzamento %
0.0001	1.000	0.0001	3.130
0.0003	1.000	0.0003	3.270
0.001	1.000	0.001	3.750
0.003	0.988	0.003	5.250
0.010	0.930	0.010	8.250
0.030	0.791	0.030	13.750
0.100	0.570	0.100	19.500
0.300	0.321	0.300	30.000
1.000	0.150	1.000	30.000
3.000	0.090	3.000	30.000



Tab. 24 e Fig. 16/5.

7.1.3. Elaborazione e Risultati:

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:

Tai 0.200 [s]
 Tvi 0.920 [s]
 Tao 0.260 [s]
 Tvo 1.600 [s]
 Sami 5.386 [m/s²]
 Svmi 0.283 [m/s]
 Samo 4.721 [m/s²]
 Svmo 0.543 [m/s]
Fa 0.877 [-]
Fv 1.920 [-]
 TB 0.241 [s]
 TC 0.723 [s]
 TD 2.216 [s]
 SA(0) 0.192 [g]
 SA(TB) 0.481 [g]

Fattori di amplificazione su intensità spettrale:

Periodo minino [s]	Periodo massimo [s]	Int. Housner input [m]	Int. Housner output [m]	Int. Housner input/output [m]	FA
0.100	0.500	0.079	0.074	0.200	0.934
0.500	1.000	0.137	0.178	0.500	1.302
0.100	1.500	0.351	0.512	0.067	1.457
0.100	2.500	0.610	0.999	0.040	1.638

Tab. 25.

Spettro medio di risposta elastico:

Periodo [s]	Accelerazione [g]								
0.00	0.2067	0.26	0.5597	0.52	0.3292	0.98	0.3100	2.25	0.0992
0.01	0.2067	0.27	0.5511	0.53	0.3230	1.00	0.3056	2.30	0.0954
0.02	0.2071	0.28	0.5362	0.54	0.3174	1.05	0.2987	2.35	0.0915
0.03	0.2083	0.29	0.5259	0.55	0.3145	1.10	0.2961	2.40	0.0872
0.04	0.2106	0.30	0.5241	0.56	0.3135	1.15	0.2850	2.50	0.0796
0.05	0.2138	0.31	0.5243	0.57	0.3132	1.20	0.2719	2.60	0.0721
0.06	0.2204	0.32	0.5246	0.58	0.3133	1.25	0.2658	2.70	0.0642
0.07	0.2281	0.33	0.5184	0.60	0.3151	1.30	0.2573	2.80	0.0571
0.08	0.2418	0.34	0.5106	0.62	0.3097	1.35	0.2503	2.90	0.0522
0.09	0.2557	0.35	0.4915	0.64	0.3037	1.40	0.2381	3.00	0.0490
0.10	0.2766	0.36	0.4769	0.66	0.2980	1.45	0.2273	3.10	0.0462
0.11	0.3061	0.37	0.4649	0.68	0.2960	1.50	0.2242	3.20	0.0429
0.12	0.3347	0.38	0.4487	0.70	0.3031	1.55	0.2183	3.30	0.0402
0.13	0.3503	0.39	0.4304	0.72	0.3107	1.60	0.2111	3.40	0.0373
0.14	0.3643	0.40	0.4158	0.74	0.3147	1.65	0.2030	3.50	0.0343
0.15	0.3790	0.41	0.3995	0.76	0.3169	1.70	0.1932	3.60	0.0317
0.16	0.3991	0.42	0.3871	0.78	0.3192	1.75	0.1811	3.70	0.0293
0.17	0.4151	0.43	0.3736	0.80	0.3194	1.80	0.1703	3.80	0.0269
0.18	0.4154	0.44	0.3658	0.82	0.3225	1.85	0.1614	3.90	0.0255
0.19	0.4427	0.45	0.3603	0.84	0.3248	1.90	0.1518	4.00	0.0239
0.20	0.4676	0.46	0.3567	0.86	0.3242	1.95	0.1422		
0.21	0.4854	0.47	0.3549	0.88	0.3212	2.00	0.1322		
0.22	0.5002	0.48	0.3512	0.90	0.3199	2.05	0.1228		
0.23	0.5160	0.49	0.3468	0.92	0.3183	2.10	0.1158		
0.24	0.5316	0.50	0.3432	0.94	0.3172	2.15	0.1093		
0.25	0.5497	0.51	0.3365	0.96	0.3148	2.20	0.1037		

Tab. 26.

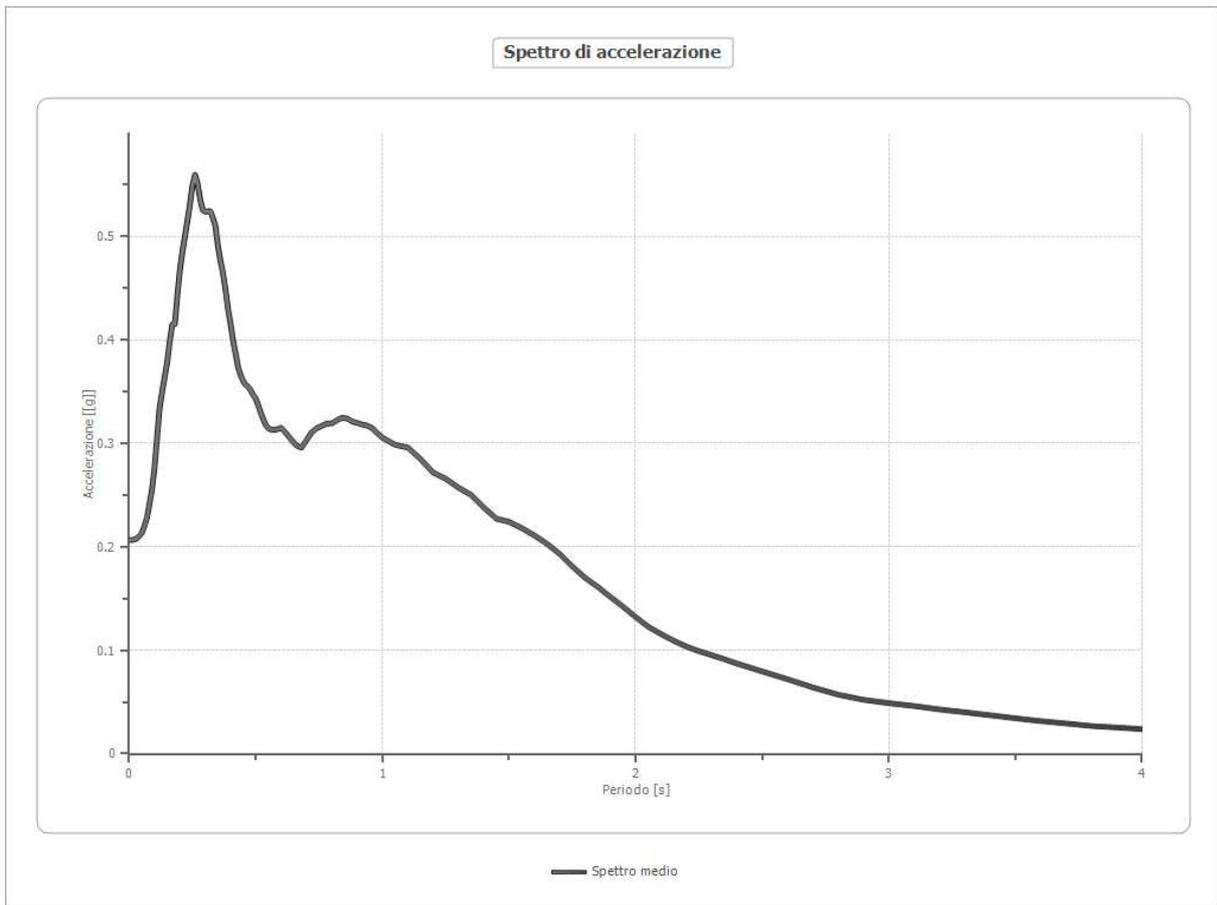


Fig. 16/6.

Spettro normalizzato di risposta elastico:

Periodo [s]	Accelerazione [g]								
0.00	0.1922	0.26	0.4813	0.52	0.4813	0.98	0.3550	2.25	0.1546
0.01	0.2042	0.27	0.4813	0.53	0.4813	1.00	0.3479	2.30	0.1513
0.02	0.2162	0.28	0.4813	0.54	0.4813	1.05	0.3313	2.35	0.1480
0.03	0.2282	0.29	0.4813	0.55	0.4813	1.10	0.3163	2.40	0.1450
0.04	0.2402	0.30	0.4813	0.56	0.4813	1.15	0.3025	2.50	0.1392
0.05	0.2522	0.31	0.4813	0.57	0.4813	1.20	0.2899	2.60	0.1338
0.06	0.2642	0.32	0.4813	0.58	0.4813	1.25	0.2783	2.70	0.1289
0.07	0.2762	0.33	0.4813	0.60	0.4813	1.30	0.2676	2.80	0.1242
0.08	0.2882	0.34	0.4813	0.62	0.4813	1.35	0.2577	2.90	0.1200
0.09	0.3002	0.35	0.4813	0.64	0.4813	1.40	0.2485	3.00	0.1160
0.10	0.3122	0.36	0.4813	0.66	0.4813	1.45	0.2399	3.10	0.1122
0.11	0.3242	0.37	0.4813	0.68	0.4813	1.50	0.2319	3.20	0.1087
0.12	0.3362	0.38	0.4813	0.70	0.4813	1.55	0.2244	3.30	0.1054
0.13	0.3482	0.39	0.4813	0.72	0.4813	1.60	0.2174	3.40	0.1023
0.14	0.3602	0.40	0.4813	0.74	0.4701	1.65	0.2108	3.50	0.0994
0.15	0.3722	0.41	0.4813	0.76	0.4578	1.70	0.2046	3.60	0.0966
0.16	0.3842	0.42	0.4813	0.78	0.4460	1.75	0.1988	3.70	0.0940
0.17	0.3962	0.43	0.4813	0.80	0.4349	1.80	0.1933	3.80	0.0916
0.18	0.4082	0.44	0.4813	0.82	0.4243	1.85	0.1881	3.90	0.0892
0.19	0.4202	0.45	0.4813	0.84	0.4142	1.90	0.1831	4.00	0.0870
0.20	0.4322	0.46	0.4813	0.86	0.4045	1.95	0.1784		
0.21	0.4442	0.47	0.4813	0.88	0.3953	2.00	0.1739		
0.22	0.4562	0.48	0.4813	0.90	0.3866	2.05	0.1697		
0.23	0.4682	0.49	0.4813	0.92	0.3781	2.10	0.1657		
0.24	0.4802	0.50	0.4813	0.94	0.3701	2.15	0.1618		
0.25	0.4813	0.51	0.4813	0.96	0.3624	2.20	0.1581		

Tab. 27.

Parametri spettro normalizzato:

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
0.192	2.504	--	0.241	0.723	2.216	0.192	0.481

Tab. 28.

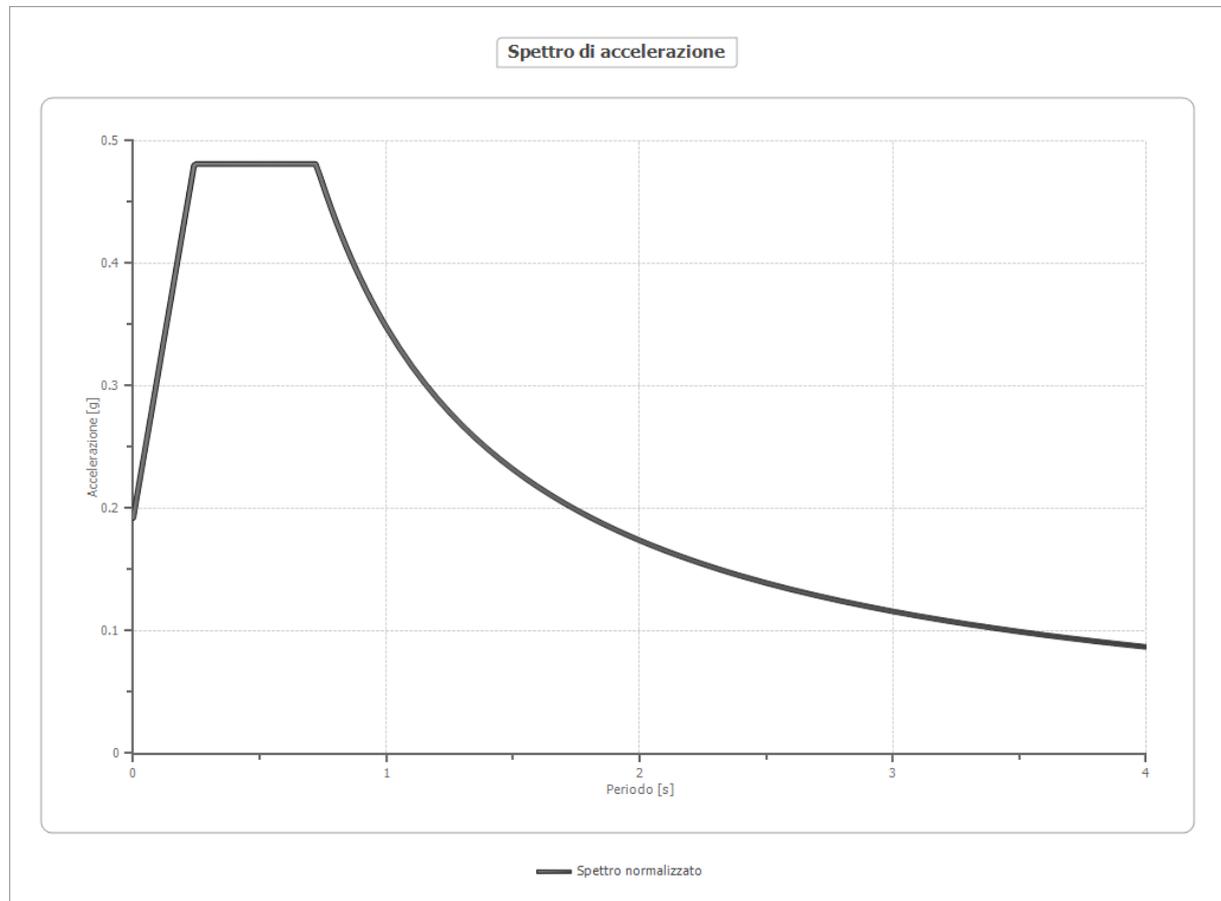


Fig. 16/7.

Confronto tra gli spettri:

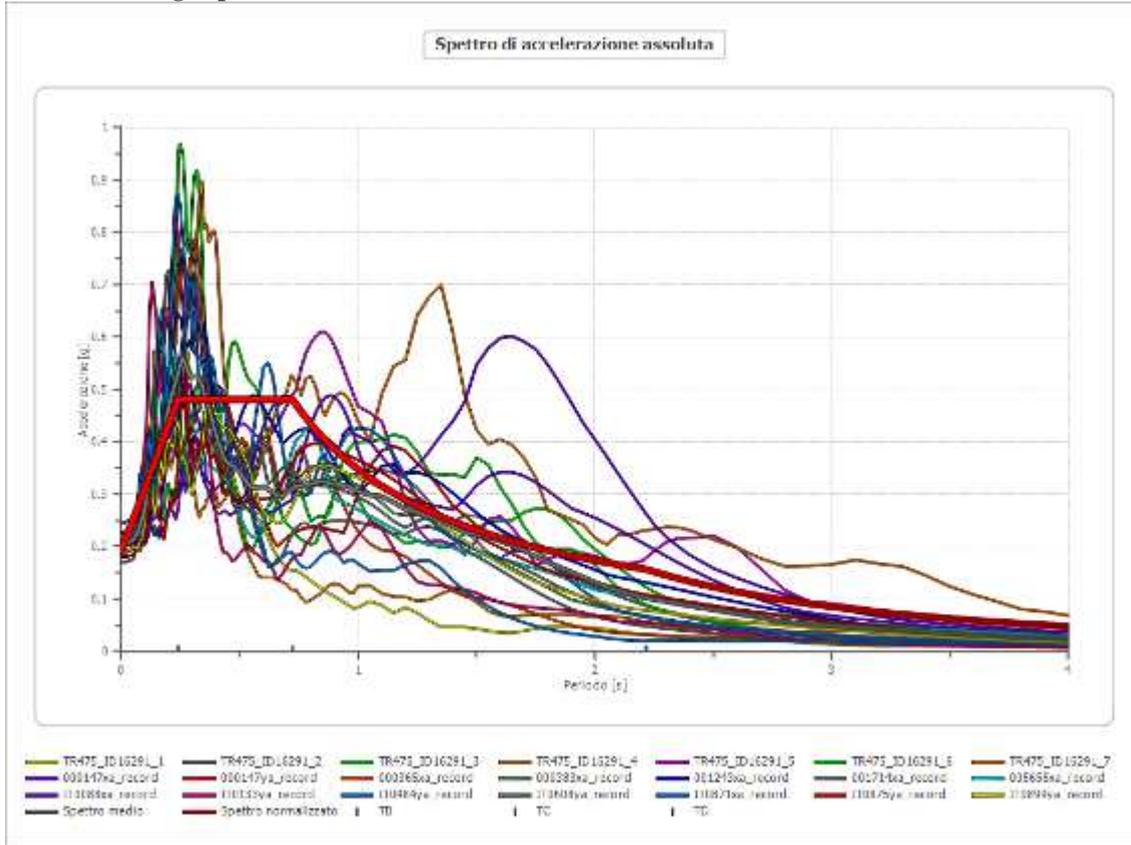


Fig. 16/8.

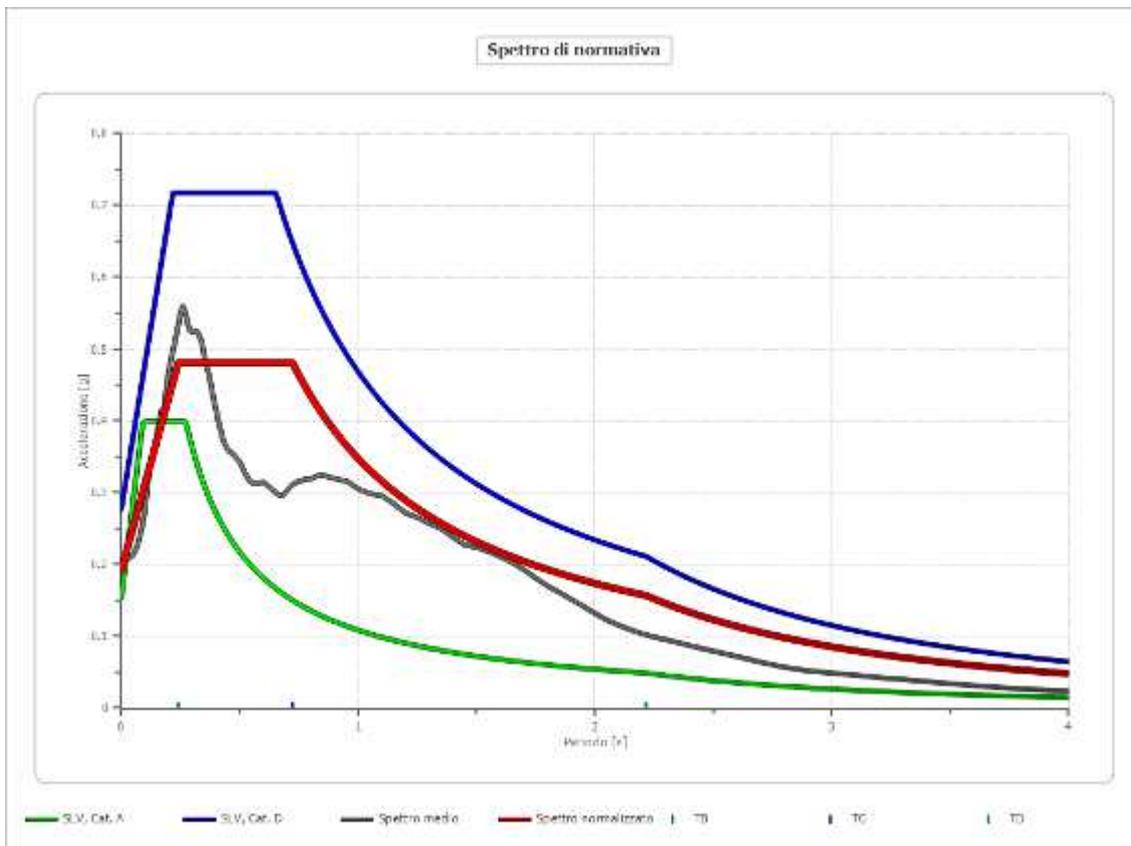


Fig. 16/9: in grigio lo Spettro Medio da RSL, in rosso lo Spettro Normalizzato da RSL, in blu lo spettro per la Categoria D (DM/NTC).

Si potrà constatare come lo spettro della Categoria D (da DM/NTC) sia molto penalizzante per l'area in esame (e probabilmente lo sarebbe anche quello della Cat. C), ciò riconduce al fatto che il valore di ancoraggio dello spettro di risposta in accelerazione scenda da 0,25 a 0,20 g (arrotondando per eccesso il valore dello Spettro Normalizzato si veda la Tab. 28). Per le finalità delle verifiche numeriche attenenti al fenomeno della liquefazione, di seguito si utilizzerà quindi il valore di 0,20 g. Si aggiungo che la curva di amplificazione in profondità, di seguito riportata (ad esempio per la profondità delle lenti sabbiose rilevate) ricondurrebbe a valori ancora inferiori ma che, a favore di sicurezza si è deciso di non utilizzare.

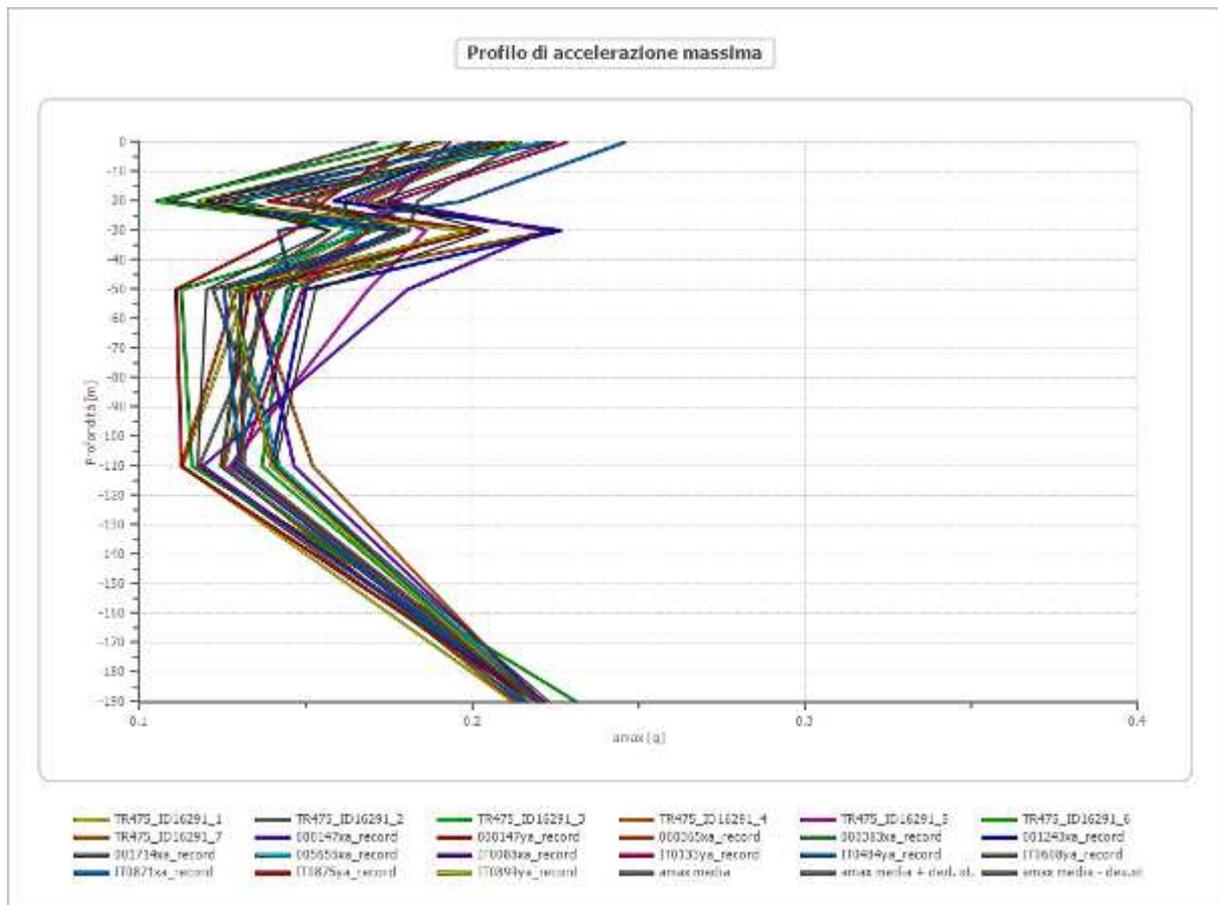


Fig. 16/10: profilo di amax in ragione della profondità.

	0.0 [m]	20.0 [m]	30.0 [m]	50.0 [m]	110.0 [m]	190.0 [m]
TR475_ID16291_1 [g]	0.223	0.130	0.166	0.132	0.113	0.212
TR475_ID16291_2 [g]	0.171	0.108	0.176	0.140	0.118	0.219
TR475_ID16291_3 [g]	0.213	0.146	0.198	0.144	0.137	0.220
TR475_ID16291_4 [g]	0.223	0.128	0.169	0.139	0.125	0.213
TR475_ID16291_5 [g]	0.206	0.165	0.186	0.169	0.127	0.222
TR475_ID16291_6 [g]	0.181	0.105	0.171	0.112	0.116	0.231
TR475_ID16291_7 [g]	0.209	0.168	0.224	0.134	0.152	0.220
000147xa_record [g]	0.224	0.124	0.179	0.135	0.146	0.221

000147ya_record [g]	0.210	0.139	0.202	0.133	0.124	0.220
000365xa_record [g]	0.190	0.151	0.179	0.129	0.112	0.219
000383xa_record [g]	0.207	0.162	0.161	0.131	0.125	0.219
001243xa_record [g]	0.202	0.158	0.227	0.150	0.140	0.221
001714xa_record [g]	0.214	0.184	0.181	0.122	0.141	0.220
005655xa_record [g]	0.221	0.129	0.166	0.127	0.142	0.220
IT0088xa_record [g]	0.193	0.175	0.222	0.181	0.119	0.220
IT0133ya_record [g]	0.228	0.176	0.168	0.149	0.130	0.221
IT0484ya_record [g]	0.246	0.197	0.142	0.146	0.128	0.216
IT0608ya_record [g]	0.200	0.126	0.157	0.130	0.131	0.220
IT0871xa_record [g]	0.206	0.118	0.181	0.125	0.130	0.214
IT0875ya_record [g]	0.181	0.155	0.146	0.111	0.113	0.219
IT0899ya_record [g]	0.191	0.118	0.199	0.127	0.140	0.219
media [g]	0.207	0.146	0.181	0.137	0.129	0.219
Dev. St. [g]	0.018	0.026	0.024	0.016	0.012	0.004

Tab. 29: corrispondente tabella del Profilo di Amax.

7.1 Risultanze delle verifiche alla liquefazione, ripetute a seguito del valore di ancoraggio dello spettro di risposta discendente dallo Studio di R.S.L.:

Si è quindi proceduto a ripetere le verifiche numeriche alla liquefazione, sempre utilizzando il metodo di Boulanger per valori di Ag/g (o PGA o AMax) pari a 0,20 g, le verifiche sono state eseguite per valori di Mw pari a:

- 6,14: il valore massimo indicato dall'INGV per la ZS912 (Tab. 18 alla quale si rimanda);
- 5,90: Mw del sisma dell'Emilia del 2012;
- 5,50: la Mw del terremoto del 1570 (si rimanda all'analisi della storia sismica locale riportata in relazione);
- 5,20: il valore con la massima probabilità locale di "accadimento", come riportato dallo studio di disaggregazione esposto precedentemente in relazione.

Si vuole qui brevemente (ed ulteriormente) ricordare che:

- MI compreso fra 4,0 e 4,5 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 15 e 20%;
- MI compreso fra 4,5 e 5,0 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 20 e 25%;
- MI compreso fra 5,0 e 5,5 riconduce a percentuali massime attese (di accadimento) comprese fra 9 e 11%;
- 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% (come già visto i valori di MI debbono essere lievemente incrementati per ricondursi a Mw, è quindi evidente che Mw è il valore massimo del range atteso con la massima probabilità di accadimento che è compresa fra 20 e 25%). Si osservi invece che il valore di 6,14 è riconducibile a percentuali dell'1%, in sostanza del tutto trascurabili. Ciò sta a significare che il valore con maggior probabilità di accadimento, se si vuole, il più pericoloso in percentuale è pari a 5,20 ma che 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).

Le risultanze delle verifiche discendenti dalle risultanze della prova C.P.T.U. 2- 2017 indicano quanto segue:

Mw	ILP	Cedimento, indicativo in cm
6.14	1.99	2.30
5.90	1.69	2.20
5.50	1.23	2.00
5.20	0.91	1.90

Tab. 30: risultanze delle verifiche eseguite.

L'apposita delibera regionale (già citata in relazione) 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

In base alle sopra riportate risultanze si deve quindi concludere che utilizzando il Metodo di Boulanger & Idriss il Potenziale di Liquefazione locale è Basso.

Si osservi che il potenziale di liquefazione è basso anche in relazione al fatto che il primo orizzonte liquefacibile è ubicato a profondità maggiori di 8 metri dal p.c., numerosi Autori infatti riportano come un orizzonte argilloso sovrastante la lente potenzialmente liquefacibile, se spesso più di cinque metri, svolge una efficace azione anti- trasmissiva degli effetti della eventuale liquefazione alla superficie. Per il caso in esame lo spessore è ampiamente superiore a quanto indicato. Di seguito si riporta la distribuzione dei terreni potenzialmente liquefacibili, come dal risultato delle verifiche numeriche.

Circa i cedimenti massimi attesi da liquefazione, come sopra riportati, questi sono stati calcolati inferiori a 2,50 cm entità che dovrà comunque essere tenuta in debita considerazione. Tali cedimenti potranno considerarsi accettabili dalle strutture, solamente se le strutture stesse saranno progettate e realizzate in modo tale da non danneggiarsi (anche in relazione a finiture e funzionalità, anche dei vari impianti tecnologici).

C.P.T.U. 2	Strati potenzialmente liquefacibili in m dal p.c., da a:
	Da 8.32 a 9.12 per un totale di 80 cm; da 9.18 a 9.78 per un totale di 60 cm; da 12.848 a 13.08 per un totale di 24 cm! per un complessivo di 164 cm.

Di seguito si riportano le restituzioni grafiche delle verifiche eseguite (per le sole verifiche eseguite a seguito dei risultati dello Studio di R.S.L.).

This software is licensed to: Studio Geologia

CPT name: CPTU 1

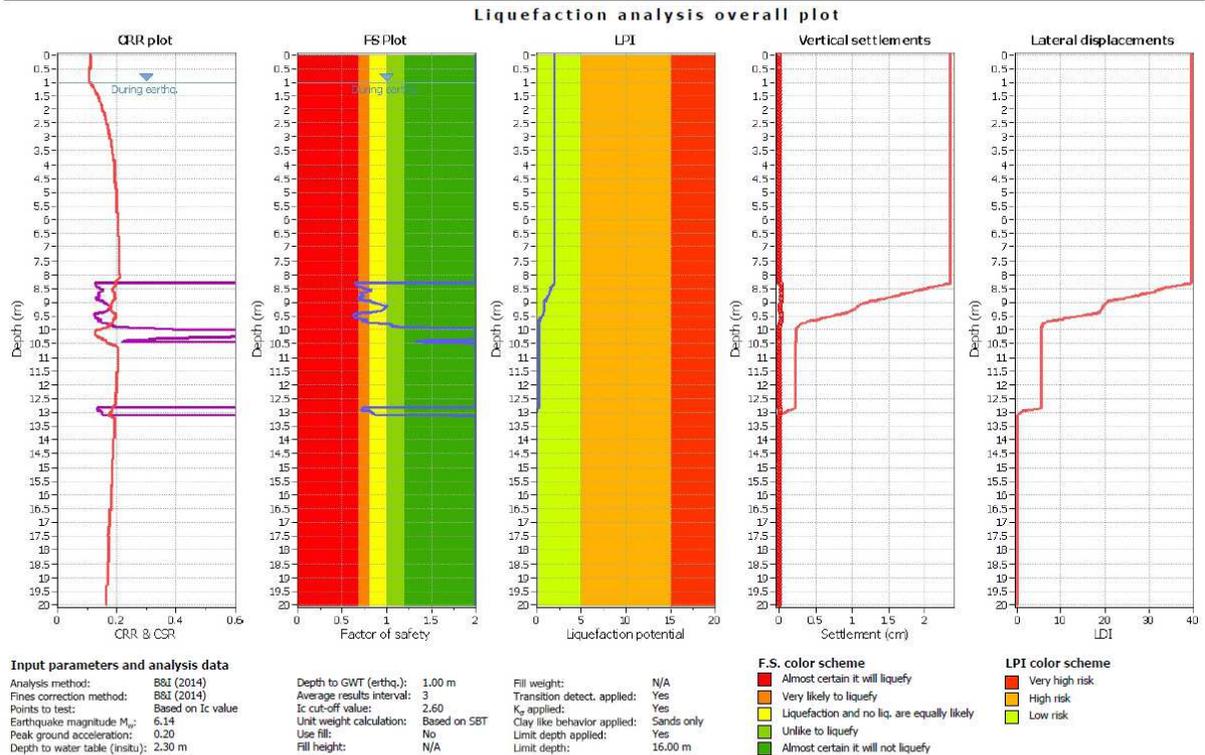
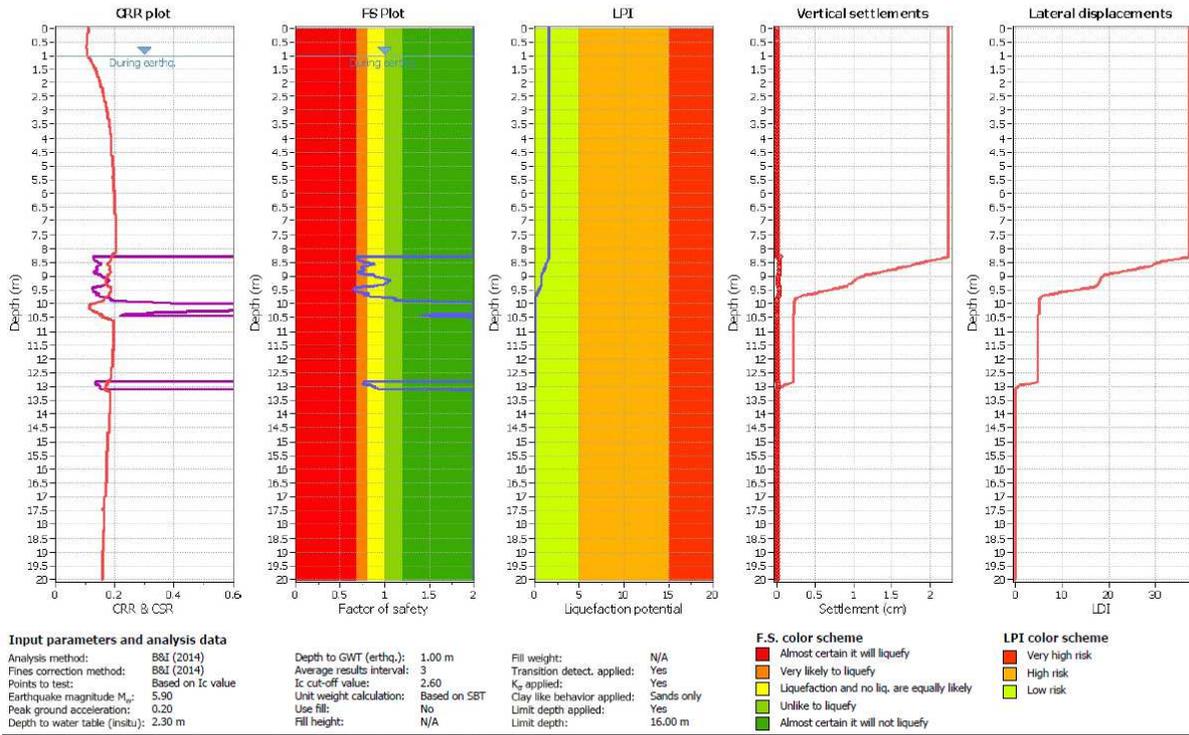


Fig. 17/1: Boulanger & Idriss, Mw= 6,14; S X ag/g= 0,20 g.

Liquefaction analysis overall plot

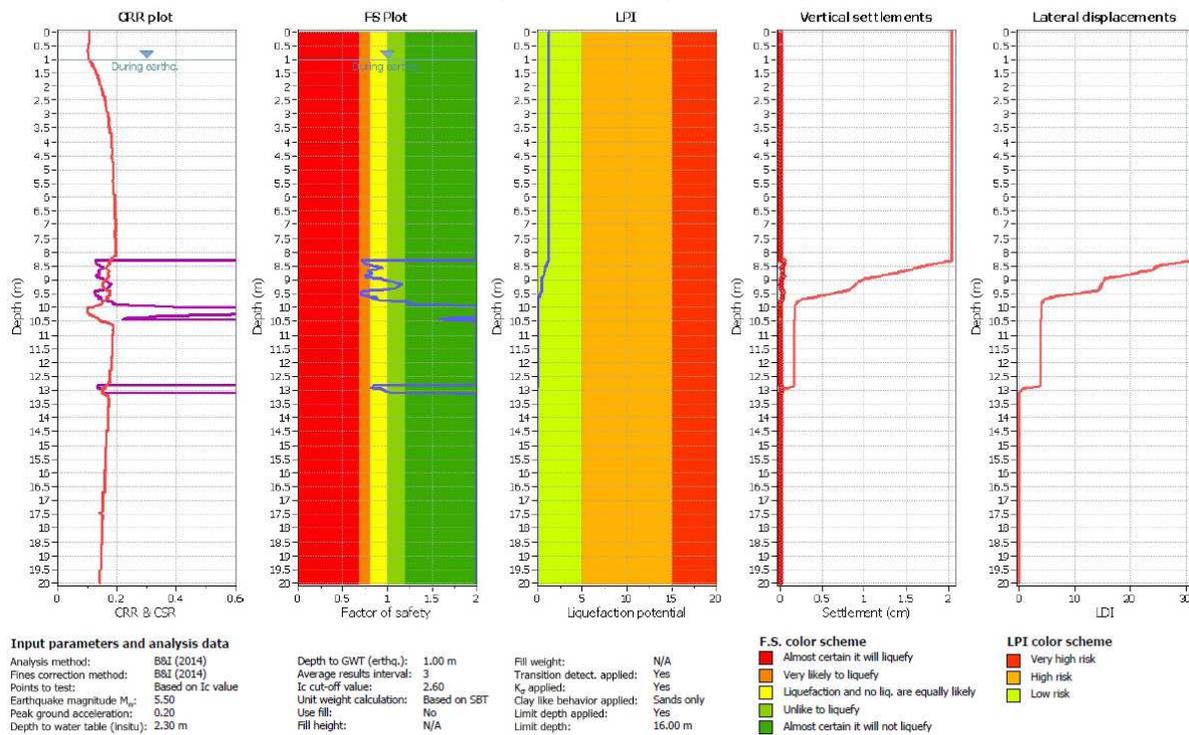


CLiQ v.2.1.6.11 - CPT Liquefaction Assessment Software - Report created on: 29/09/2017, 15:40:35
 Project file: C:\Users\BRUNALDI\Desktop\RAF\A-LAVORO\A-RAFFAELE RELAZIONI\2017\5.Nicolo-Mikulskia-TravasoniRossi\Liquef\dopo RSL B&I M614.clx

5

Fig. 17/2: Boulanger & Idriss, Mw= 5,90; S X ag/g= 0,20 g.

Liquefaction analysis overall plot

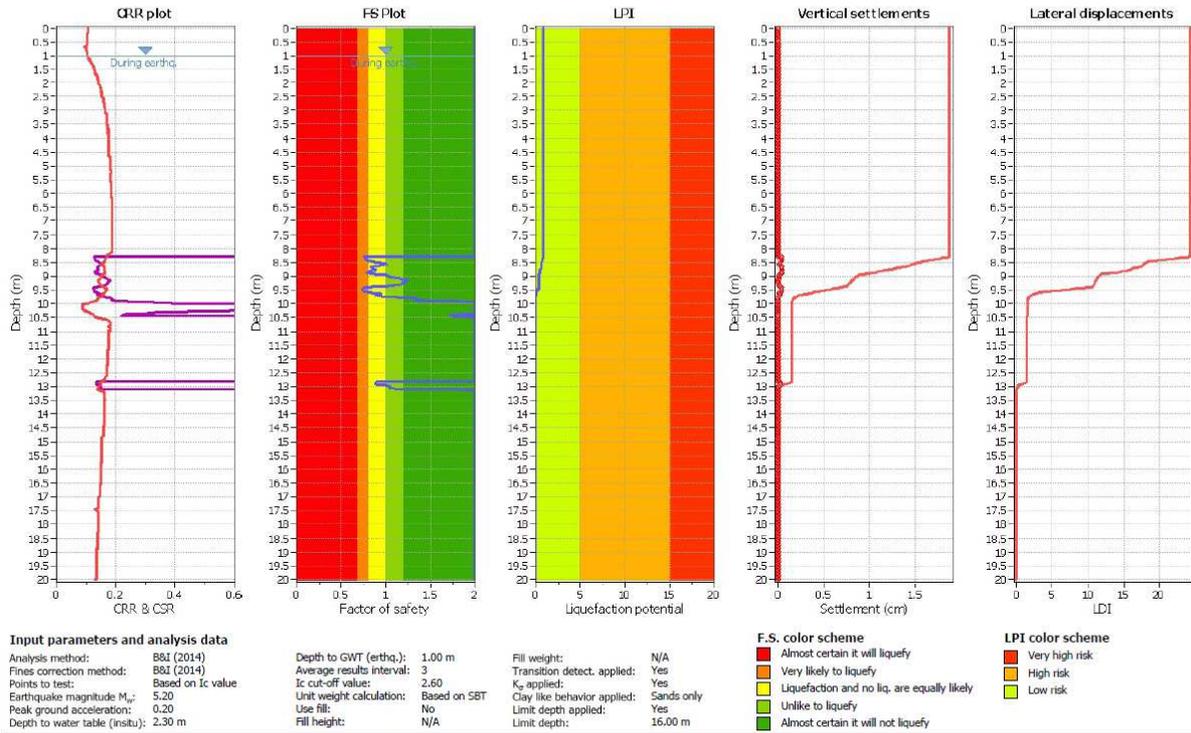


CLiQ v.2.1.6.11 - CPT Liquefaction Assessment Software - Report created on: 29/09/2017, 15:41:52
 Project file: C:\Users\BRUNALDI\Desktop\RAF\A-LAVORO\A-RAFFAELE RELAZIONI\2017\5.Nicolo-Mikulskia-TravasoniRossi\Liquef\dopo RSL B&I M614.clx

5

Fig. 17/3: Boulanger & Idriss, Mw= 5,50; S X ag/g= 0,20 g.

Liquefaction analysis overall plot



CLiq v.2.1.6.11 - CPT Liquefaction Assessment Software - Report created on: 29/09/2017, 15:42:56
 Project file: C:\Users\BRUNALDI\Desktop\RAFFAELA-LAVORO\A-RAFFAELE ReLAZIONI\2017\5.Nicola-Mikulskia-TravasoniRossi\Liquef\ dopo RSL B&I M614.dwg

Fig. 17/4: Boulanger & Idriss, Mw= 5,20; S X ag/g= 0,20 g.

Circa i metodi semplificati (come quelli utilizzati in relazione) occorre ricordare che, al contrario della maggior parte dei metodi empirici, richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie e della magnitudo di riferimento. Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilabile nello strato (R) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (T). Cioè in pratica si

avrà: $F_s = \frac{R}{T}$. Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza F_s sarà

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

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

- a_{max} = accelerazione sismica massima.
- G = accelerazione di gravità = 980,7 cm/s².
- σ_{v0} = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.
- σ'_{v0} = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.
- r_d = coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema:
 $r_d = 1 - 0,00765z$ per $z \leq 9,15$ m.
 $r_d = 1,174 - 0,0267z$ per $9,15 < z \leq 23$ m.
 $r_d = 0,774 - 0,008z$ per $23 < z \leq 30$ m.
 $r_d = 0,5$ per $z > 30$ m.

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma, ricavabile con la relazione:

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

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

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

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

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

dove:

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

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

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

L'esponente n viene valutato come segue: se $Ic > 2,6$ allora $n = 1$; se $Ic \leq 2,6$ si calcola un primo valore di q_{c1n} , utilizzando $n = 0,5$; quindi si ricalcola Ic con la relazione: $Ic = \sqrt{(\log_{10} F + 1.22)^2 + (\log_{10} q_{c1n} - 3.47)^2}$.

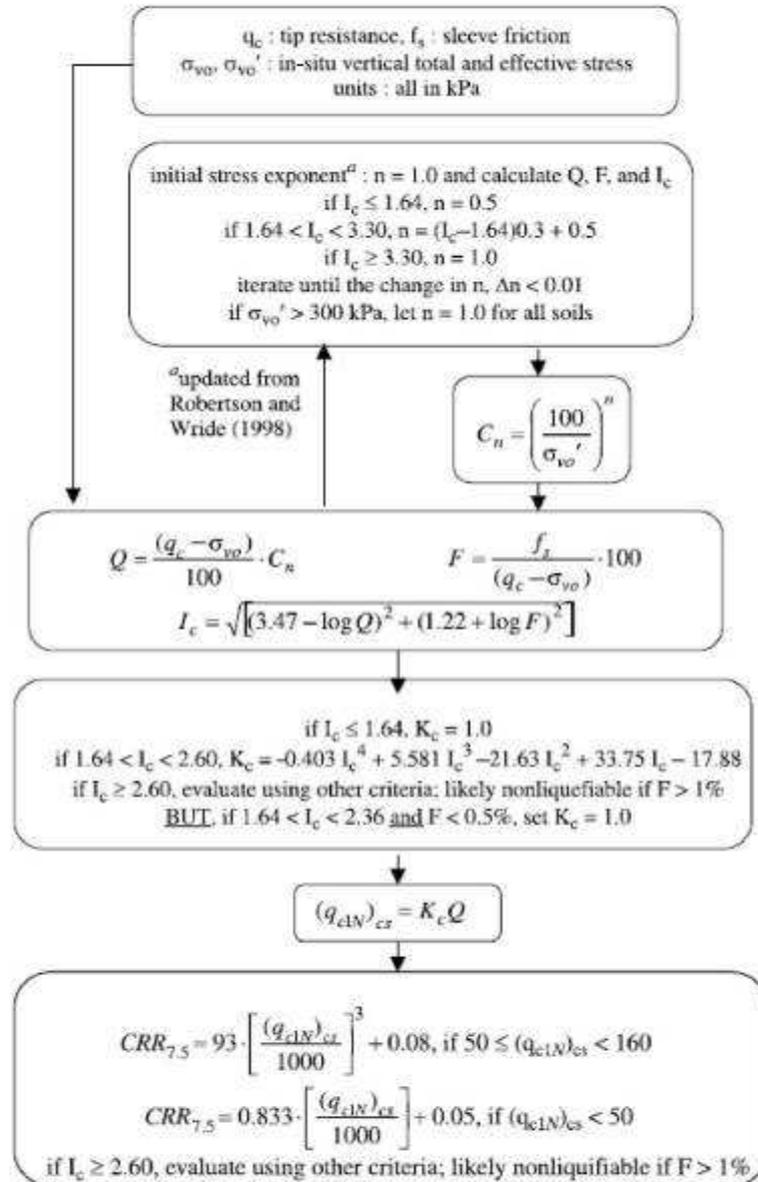
se il nuovo valore di Ic è ancora minore di 2,6 si conferma il valore $n = 0,5$, altrimenti si ricalcola q_{c1n} , utilizzando $n = 0,75$; se $q_{c1n} > 2q_c$ si pone $q_{c1n} = 2q_c$. Si introduce la correzione dovuta alla presenza di fine nel livello sabbioso:

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

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

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

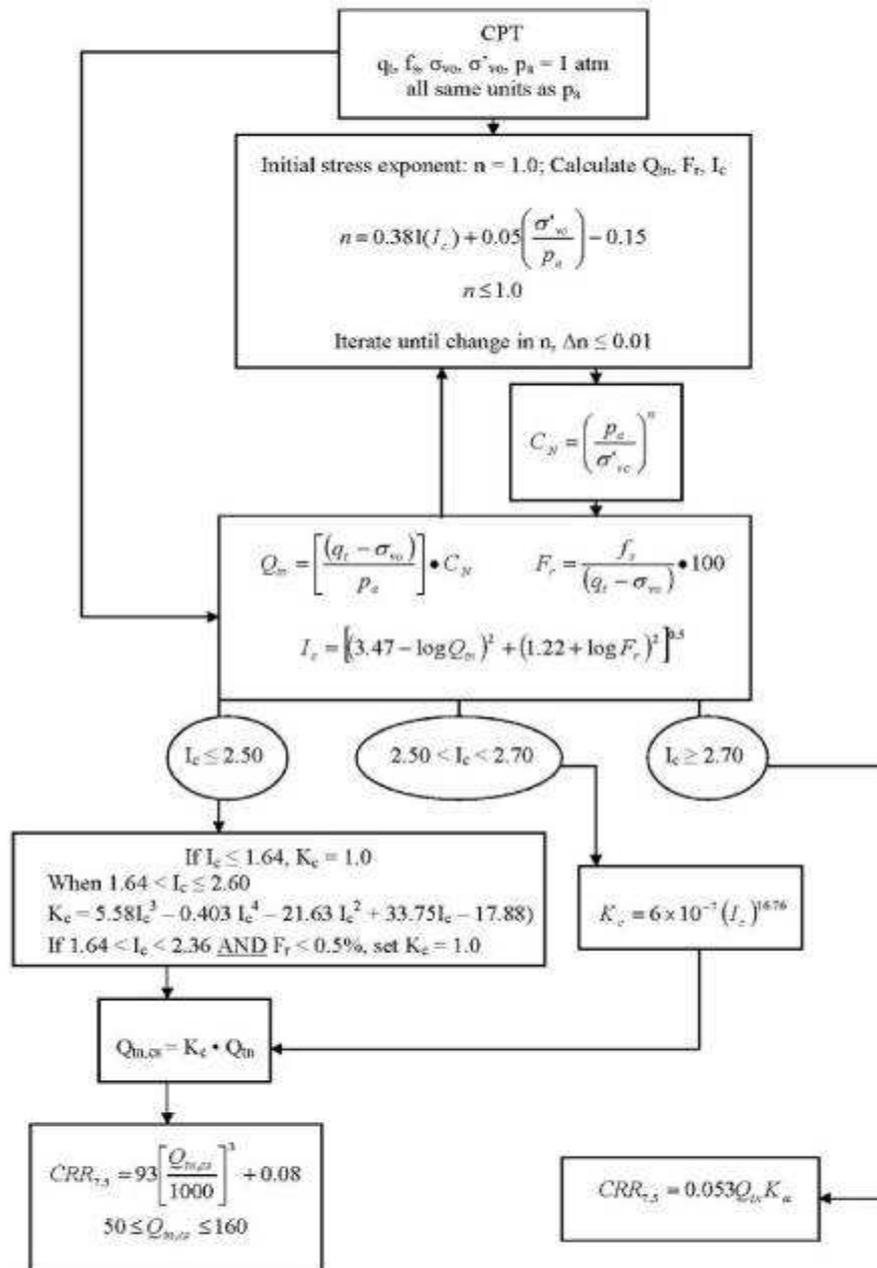
Calculation of soil resistance against liquefaction is performed according to the Robertson & Wride (1998) procedure. The procedure used in the software, slightly differs from the one originally published in NCEER-97-0022 (Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils). The revised procedure is presented below in the form of a flowchart²:



² "Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground", G. Zhang, P.K. Robertson, and R.W.I. Brachman

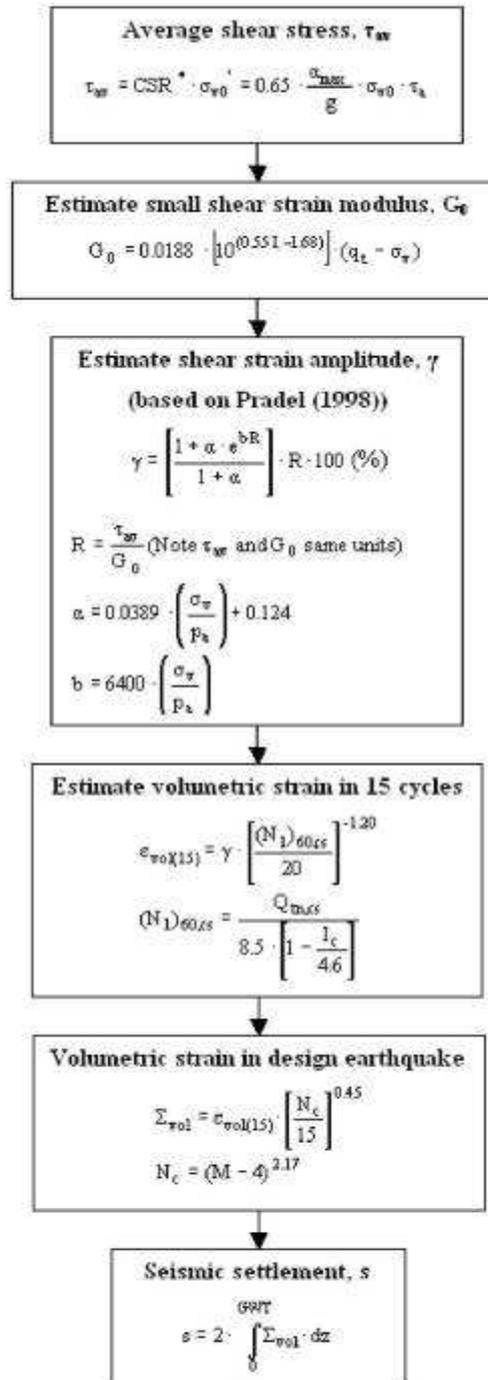
Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance (all soils) - Robertson (2010)

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



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

Procedure for the estimation of seismic induced settlements in dry sands



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

Liquefaction Potential Index (LPI) calculation procedure

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

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

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

where:

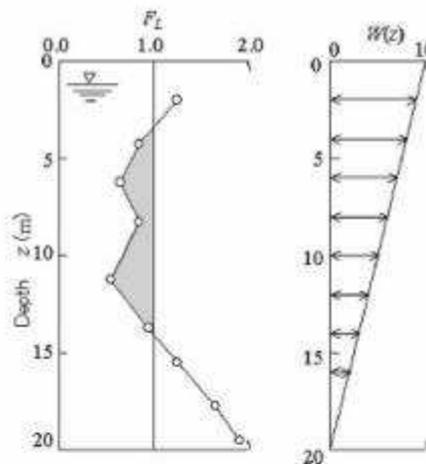
$F_L = 1 - F.S.$ when F.S. less than 1

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

z depth of measurement in meters

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

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



Graphical presentation of the LPI calculation procedure

References

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

Fig. 17/5: illustrazione dei metodi di calcolo utilizzati.

In merito alla C.P.T. 1 2009 (s'è già riportato come la C.P.T.U. 1 2015 non rilevi orizzonti granulari saturi), su di essa si sono eseguite verifiche numeriche col Metodo di Seed & Idriss (che sarà descritto più oltre). In sostanza si è provveduto a rapportate a Prove S.P.T. (“Standard”) le risultanze della C.P.T..

2.2 Metodi semplificati

2.2.1 Introduzione

Seed e Idriss (1971b) per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma propongono una semplice procedura basata sull'ipotesi di terreno omogeneo. Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza z (Fig. 1) si muove rigidamente in direzione orizzontale e pertanto lo sforzo di taglio massimo alla profondità z è dato da:

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

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

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

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

espressione valida per sismi di magnitudo 7.5. Per magnitudo diverse bisogna dividere per il fattore correttivo **MSF** (Magnitudo Scaling Factor):

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

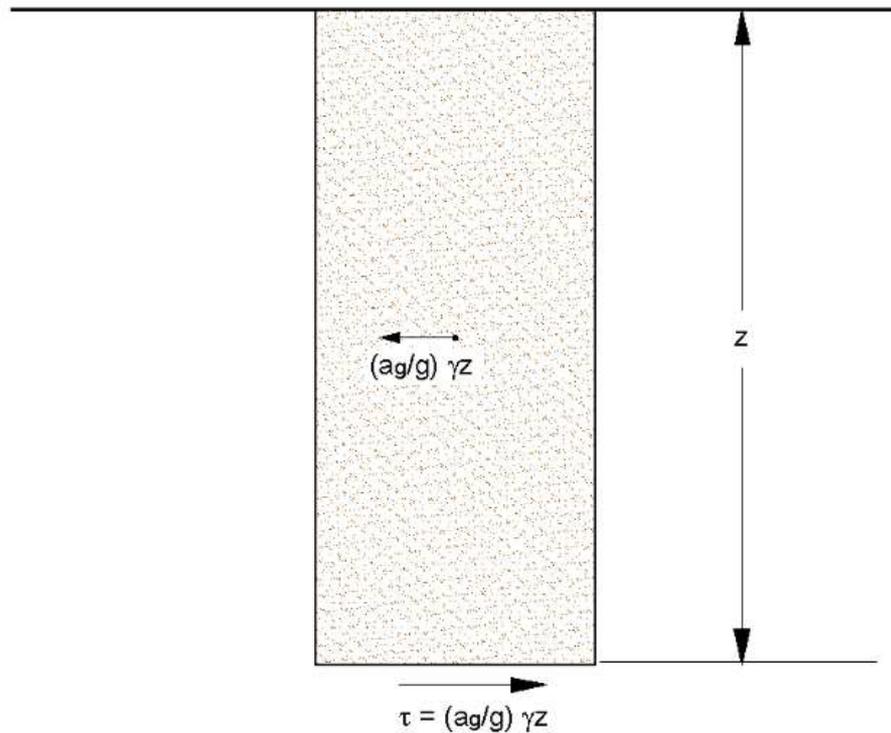


Figura 1 – Sforzo di taglio indotto dal terremoto ad una determinata quota

2.2.2 Seed e Idriss

Il **metodo di Seed e Idriss** (1982) è il più noto e utilizzato dei metodi semplificati e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: la granulometria, il numero dei colpi nella prova SPT, la densità relativa, il peso di volume. Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d viene utilizzata la formula empirica proposta da **Iwasaki** et al. (1978):

$$r_d = 1 - 0.015z$$

mentre per il fattore correttivo MSF si veda la Tabella 1 dove viene riportato il valore di questo fattore ottenuto da vari ricercatori, tra cui **Seed H. B. e Idriss I. M** (1982).

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19
7.0	1.08
7.5	1.00
8.0	0.94
8.5	0.89

La resistenza alla liquefazione **CRR**, viene calcolata in funzione della magnitudo, del numero di colpi, della pressione verticale effettiva, della densità relativa.

Si ottiene un grafico (Fig. 1) ottenuto selezionando i casi di terreni in cui si è avuta liquefazione e non liquefazione durante i terremoti.

Si calcola inizialmente il numero dei colpi corretto alla quota desiderata per tenere conto della pressione litostatica mediante la seguente espressione:

$$(N_{1.60}) = C_N \cdot N_m$$

dove:

N_m è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard SPT;

C_N è un coefficiente correttivo che si calcola mediante la seguente espressione:

$$C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

dove:

σ'vo è la pressione verticale effettiva;

Pa la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di **σ'vo**;

n un'esponente che dipende dalla densità relativa del terreno (Fig. 2).

Figura 2 – Coefficiente correttivo C_N

E' stato dimostrato che per un terremoto di magnitudo pari a 7,5 CRR è:

$$CRR \approx \frac{N_{1,60}}{90}$$

Si applica quindi la:

$$F_S = \frac{CRR}{CSR}$$

se $F_S > 1,3$ il deposito non è liquefacibile.

Gli Autori hanno precisato che questa procedura è valida per sabbie con $D_{50} > 0,25$ mm; per sabbie limose e limi suggeriscono di correggere ulteriormente il valore di $N_{1,60}$:

$$(N_{1,60})_{CS} = N_{1,60} + 7.5$$

Figg. 17/6: Illustrazione del Metodo di verifica.

Nelle verifiche si sono utilizzati valori di $M_{(w)}$ pari a 6.14, 6.00 e 5,20. Il significato di tali valori è già stato discusso in precedenza. Nelle verifiche la falda è stata posta alla profondità di 0,50 m dal punto di esecuzione delle due C.P.T. 1 e 2 (come in precedenza illustrato all'apposito capitolo al quale si rimanda).

Il valore di N utilizzato nelle verifiche discende dai valori di Q_c delle due lenti granulari rilevate in corrispondenza di C.P.T. 1 alle seguenti profondità (come già ampiamente riportato):

Lente 1: presente fra 10,40 e 11,20 m dal p.c. (per 80 cm, spessore del tutto trascurabile, secondo quanto riportato da molti Autori);

Lente 2: presente fra 12,80 e 14,00 m dal p.c. (per 120 cm).

Si osservi che come per la C.P.T.U. 2- 2017, le lenti granulari si presentano a profondità rilevante, di tutta sicurezza, per quanto già in precedenza riportato.

Circa le modalità di trasformazione del valore di Q_c in N_{spt} , Numerosi Autori riportano come un fattore di conversione pari a 4 sia o corretto o addirittura penalizzante per i terreni in questione, ne deriva che:

- per la Lente 1, essendo il valore medio di Q_c pari a 34 Kg/cm² (arrotondato per difetto), il valore di N è pari a 8,5; il valore di $Dr\%$ è stato posto pari a 40, detto valore è penalizzante (si vedano le risultanze della C.P.T. 1); la pressione litostatica a metà strato è pari a 1,06 Kg/cm² (si vedano le risultanze della C.P.T. 1).

- per la Lente 2, essendo il valore medio di Q_c pari a 33 Kg/cm², il valore di N è pari a 8 (per difetto); il valore di $Dr\%$ è stato posto pari a 40, detto valore è penalizzante (si vedano le risultanze

della C.P.T. 1); la pressione litostatica a metà strato è pari a 1,31 Kg/cm² (si vedano le risultanze della C.P.T. 1).

Si osservi che non si è eseguita la correzione per Sabbie per le quali D₅₀ (si veda di seguito) è <0,25 mm e ciò ad ulteriore penalizzazione. Il valore di D₅₀ è stato supposto pari a 0,020 mm, per il quale valore ci si è riferiti alla curva granulometrica di cui alla Fig. 14/1 relativa al campione di terreno raccolto all'atto del sondaggio eseguito sull'area in esame. La falda è stata posta a 1,00 m di profondità, come per la C.P.T.U. 2- 2017 e si sono utilizzati valori di Mw pari a 6,14; 5,50 e 5,20.

Le risultanze delle verifiche discendenti dalle risultanze delle prove C.P.T. 1 e 2 indicano quanto segue:

Lente	Mw	Fs
1	6.14	1.2
1	5.50	1.3
1	5.20	1.4
2	6.14	1.2
2	5.50	1.3
2	5.20	1.4

Tab. 31

Tutte le verifiche condotte riportano un Fattore di Sicurezza sempre maggiore di 1,00; il fattore di sicurezza deve essere >1,30; si può confermare quanto riportato dalle verifiche condotte sulla C.P.T.U. 2- 2017, ovvero che il rischio derivante da liquefazione è basso (e lo è solo per il valore di Mw più elevato).

7.3. Considerazione finali in merito al fenomeno co- sismico locale della liquefazione:

Per concludere, dalle risultanze delle verifiche numeriche eseguite sui dati delle C.P.T.U. 2- 2017 e della C.P.T. 1- 2008, si può convenire che il Potenziale (Rischio) di Liquefazione degli orizzonti saturi granulari localmente rilevato è BASSO.

Considerando le profondità dalle lenti potenzialmente liquefacibili dal p.c. (come già riportato in precedenza) e soprattutto mettendo in campo opportuni presidi (rigidezza, accortezze varie sulle strutture, impianti e finiture), il rischio potrà essere trascurato, per non rimanendo nullo.

Si vuole poi attentamente considerare che il Rischio complessivo deriva (secondo quanto universalmente accettato, per esempio nelle nozioni di Protezione Civile) dalla seguente equazione:

R= P X V X E, dove:

R= Rischio;

P= Pericolo o Pericolosità;

V= Vulnerabilità;

E= Esposizione.

La **Pericolosità** ovvero il **Pericolo** è legato al fenomeno, nel caso in questione al fenomeno co-sismico derivante dalla liquefazione degli orizzonti saturi granulari localmente rilevati, e per il caso in esame, come visto è Basso.

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 (Vite umane, Cose) contenute dagli edifici e/o dal loro valore.

Evidentemente qualsiasi termine dell'equazione può modificare enormemente il risultato complessivo avvicinando o meno questo risultato a termini che possano essere ritenuti (o meno) accettabili. Ciò però non è nelle possibilità (oneri) dello scrivente. Starà alla Committenza e/o ai Progettisti valutare il Rischio complessivo. Si osservi che anche la Pericolosità locale (connessa al fenomeno) può essere, anche ulteriormente ridotta (se i Progettisti/la Committenza lo dovessero ritenere necessario). Si può ad esempio operare sui terreni granulari di fondazione potenzialmente liquefacibili. La già citata Delibera Regionale e le pratiche discendenti dalle esperienze di ricostruzione del post sisma dell'Emilia del 2012 presentano metodi di intervento che consentono di operare in tal senso con risultati che possono essere considerati apprezzabili. Ad esempio si possono realizzare compattazioni dei terreni, si possono realizzare fondazioni profonde (pali), si possono eseguire/realizzare apposite iniezioni e/o drenaggi. Ogni eventuale intervento dovrà essere attentamente ed appositamente pensato, progettato, realizzato ed anche, molto importante, testato. Si consideri infatti che esperienze ve ne sono ma la casistica ancora non consente una progettazione scevra dal testare le performances degli interventi realizzati.

Resta poi, soprattutto da capire cosa si intenda, in Pianura Padana per "rischio" (in senso lato e diverso da quello sopra riportato- Rischio- e per riferirsi a ciò, più correttamente da sostituire col termine Pericolo/Pericolosità) da liquefazione, occorre tornare alle basi delle premesse di applicabilità dei metodi di indagine, questi traggono origine da situazioni 2D dove sostanzialmente un letto sabbioso molto esteso è confinato verso l'alto da depositi argillosi o comunque non liquefacibili. In tali situazioni il "rischio"/Pericolo è insito in cedimenti che possono essere molto rilevanti, in relazione alle spessore dei depositi ed ai meccanismi di veicolazione laterale nelle

sabbie e non confinati da “accidenti” stratigrafici quali brusche terminazioni frangiate verso le argille; la bibliografia tecnica di riferimento riporta episodi drammatici di perdite di piano o di tilting (rigido, in dipendenza delle caratteristiche degli edifici) di interi edifici. Durante l’evento sismico dell’Emilia del 2012 non si è registrato niente di tutto ciò, si è invece assistito a fuoriuscite di liquidi costituiti da sabbie ed acqua, da pozzi o da fratture nel terreno che hanno intasato vani più o meno interrati e/o riempito superfici varie, anche con fenomeni di risalita fluida particolarmente difficili da spiegare. Relativamente ai cedimenti, anche nei luoghi di maggior evidenza del fenomeno (San Carlo, Sant’Agostino ecc.) non si è assistito a cedimenti particolari, se non in casi particolari. In sostanza cedimenti centimetrici e/o cedimenti differenziali particolari hanno interessato solamente pochi edifici. Se il “rischio”/Pericolo dovesse ricondursi solamente alla messa in posto di qualche metro cubo di sabbia e/o altri fluidi occorrerà considerare una adeguata protezione anche nei confronti degli impianti tecnologici che saranno ospitati nei vari edifici da realizzarsi e/o di quant’altro contenuto e passibile di danneggiamento.

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

Argenta, lì 29/09/2017

Geologo Raffaele Brunaldi