

UNIONE DELLA BASSA ROMAGNA

# COMUNE DI ALFONSINE

Provincia di Ravenna



TAVOLA N.	TITOLO ELABORATO	
PA 10	RELAZIONE GEOLOGICA-TECNICA	
SCALA	DATA EMISSIONE	NOME FILE
	Febbraio 2021	E012 pua 190121.pln
IDENTIFICAZIONE CATASTALE	Foglio n. 91 - Particella n. 568	
DESTINAZIONE URBANISTICA	P.R.G. - Zone E4 agricole speciali - art. 51BIS delle N.T.A.	

	COMMITTENTE
	<b>Consorzio Agrario di Ravenna Soc. Coop. a r.l.</b> Via Madonna di Genova, 39 - 48033 - Cotignola(RA) - Tel. 0545/906211 - Fax. 0545/906210 info@consorzioagrario.it - www.consorzioagrarioravenna.it CF. e R.I. 00167.370.394 - P.I. 00072430390 - Iscritto Albo Coop. N. A104586

PROGETTISTI e DL ARCHITETTONICI	ALTRI TECNICI :	
<b>Arch. ENNIO NONNI</b> Via Togliatti, 132 48014 - Castel Bolognese (RA) Tel. 0546/655352 - Cell. 329/2107556 nonni@enniononni.it - www.enniononni.it CF. NNNNE54P28D458L - P.I. 02658120395 Ordine degli Architetti di Ravenna n. 80	VALUTAZIONE AMBIENTALE STRATEGICA <b>Soc. Coop. SERVIZI ECOLOGICI</b> Via Firenze, 3 - 48018 - Faenza (RA) Tel. 0546665410 - Fax. 0546665371 info@serecol.it - www.serecol.it Albo soc. coop. ve n. A100247	RELAZIONE GEOLOGICA <b>Geologo Oberdan Drapelli</b> Via Cerchio, 57 - 48100 - Ravenna (RA) Tel./Fax. 0544202700 - Cell. 338/8439633 oberdandrapelli@gmail.com Ordine Geologi Regione ER n. 938
	PREVISIONE IMPATTO ACUSTICO <b>SONUS di Fabio Bezzi</b> Via Nino Bixio, 68 - 48100 - Ravenna (RA) Tel. 0544215169 - Cell. 348/8273850 fabio.bezzi@gmail.com Elenco Nazionale Tecnici Acustici n. 6357	PROGETTISTA STRUTTURALE <b>Ing. Gabriele Casadio</b> Via Don G. Pollini, 2 - 47122 - Forlì (FC) Cell. 349/7411525 ing.casadiogabriele@libero.it Ordine Ingegneri di Forlì-Cesena n. 1788/A
<b>Arch. ANNA CLAUDIA CICOGNANI</b> Via Massimo D'Azeglio, 17 48121 - Ravenna (RA) Cell. 348/7018575 ac.cicognani@gmail.com CF. CCGNCL88B52A944S Ordine degli Architetti di Ravenna n. 913	ANTICENDIO <b>Mazzoni Sas - Ing. Michelangelo Costa</b> Via Ragone, 60 - 48125 - Ravenna (RA) Cell. 340/8645934 info@stecad.it Ordine Ingegneri di Rimini n. 406/A	PROGETTISTA TERMOTECNICO <b>Ing. Ignazio Montalto</b> Circ. San Gaetanino, 201 - 48100 - Ravenna (RA) Tel. 0544454080 - Fax. 0544600656 - Cell. 337/606102 info@studiomontalto.it Ordine Ingegneri di Ravenna n. 263
	IMPIANTI ELETTRICI <b>FPF Impianti Panzavolta Srl</b> Via F. Santi, 6 - 48123 - Ravenna (RA) Tel. 0544451333 - Fax. 0544451752 - Cell. 335/5744198 roberto.panzavolta@fpf.it Ordine Periti Industriali di Ravenna n. 104	COLLABORATORI <b>Arch. MARCO MONTI</b> <b>Ing. PIETRO RENZI</b> <b>Geom. MARTINA DALMONTE</b>

## PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

CON VALORE DI PERMESSO DI COSTRUIRE

ZONE AGRICOLE SPECIALI DESTINATE ALLA DELOCALIZZAZIONE DELLE STRUTTURE DEL CONSORZIO AGRARIO PROVINCIALE

## PROVINCIA DI RAVENNA

### COMUNE DI ALFONSINE

*"INDAGINE GEOLOGICA A CORREDO DEL PROGETTO DI  
REALIZZAZIONE DI PIANO URBANISTICO ATTUATIVO DA  
REALIZZARSI IN ALFONSINE VIA RASPONA"*

### RELAZIONE GEOLOGICA-TECNICA

AGGIORNAMENTO AL DECRETO DELLA GIUNTA DELLA REGIONE EMILIA  
ROMAGNA N. 630/19 E AL D.M. 17.01.2018 (AGGIORNAMENTO DELLE  
«NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI»))

COMMITTENTE:

CONSORZIO AGRARIO DI RAVENNA SOC COOP A R.L

VIA MADONNA DI GENOVA 39

COTIGNOLA



REDATTO:

DRAPELLI DR. OBERDAN – GEOLOGO –  
N°938 ORDINE REGIONALE DELL'EMILIA ROMAGNA



REV.	0	EMISSIONE DICEMBRE 2020		
	1			

DRAPELLI DR. OBERDAN –GEOLOGO–  
STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE  
RAVENNA, VIA CERCHIO, 57  
email oberdandrapelli@gmail.com  
TEL E FAX 0544 202700 CELL. 338 8439633  
C.F. DRP BDN 68T22 H199Z P.IVA 01442260392

## INDICE

1: GENERALITA' .....	3
1.1 RIFERIMENTI LEGISLATIVI E NORMATIVI.....	3
2: MODELLO GEOLOGICO.....	7
3: INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO.....	12
4: STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO.....	15
6: CENNI SULLA SISMICITA' DELL'AREA.....	15
6.1 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE.....	16
7. PERICOLO DI LIQUEFAZIONE .....	22
8: CEDIMENTI POST SISMICI.....	24
8.1 CEDIMENTI POST SISMICI NEI terreni granulari.....	25
8.2 CEDIMENTI POST SISMICI IN terreni COESIVI .....	26
8.3 CEDIMENTI POST SISMICI TOTALI.....	28
9: MODELLO GEOTECNICO.....	28
9.1: CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO.....	28
4.2: VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI .....	29
9.2: SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO.....	30
9.3: DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI "ED" .....	31
9.4. STATO LIMITE ULTIMO-STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE).....	32
10: PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI .....	35
11: CONCLUSIONI .....	35

## 1: GENERALITA'

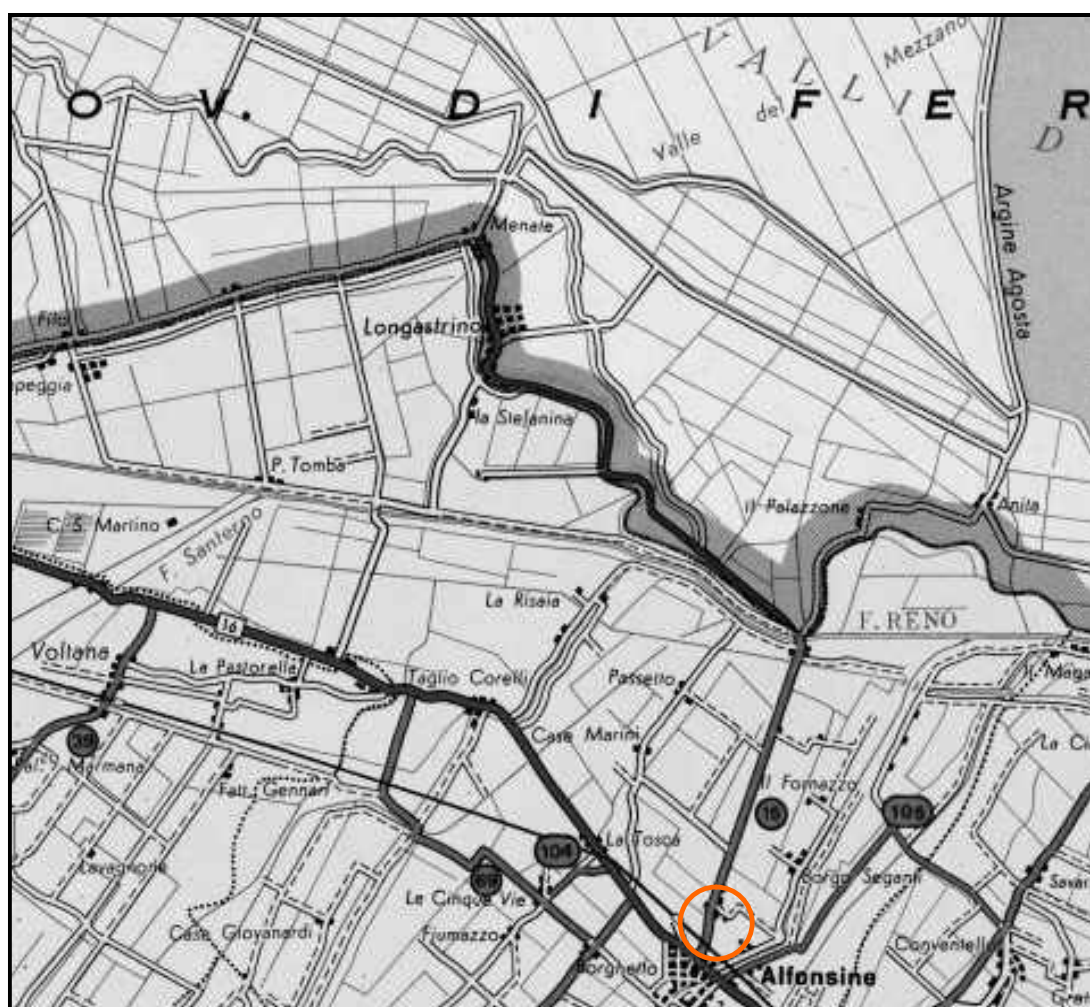
Su incarico della committenza, si è eseguita un'indagine geognostica sul terreno di fondazione del progetto di realizzazione un nuovo Piano Urbanistico Attuativo da realizzarsi in Alfonsine via Raspona. Il presente studio inteso a verificare l'idoneità dell'area da un punto di vista geologico e geotecnico agli usi proposti, e' basato sull'analisi estesa ad un adeguato intorno degli aspetti geomorfologici, litologici, e idrologici in modo da caratterizzare l'area nel suo insieme in quanto rivestono particolare importanza ai fini della futura edificazione. Una volta definiti gli obbiettivi dell'indagine, si e' proceduto alla raccolta dei dati esistenti in bibliografia ed ai sopralluoghi di campagna. Per meglio caratterizzare la natura dei terreni si è realizzata una prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono (CPTU) spinta fino alla profondità di 30 metri e si è consultata una cpt spinta a 15 m realizzata nel novembre del 2018 per un parere preventivo di fattibilità. Per determinare la categoria del suolo dal punto di vista sismico si è realizzato una indagine geofisica mediante tromino digitale, indagine realizzata dal dott geol Gardegni Bruno.

### 1.1 RIFERIMENTI LEGISLATIVI E NORMATIVI

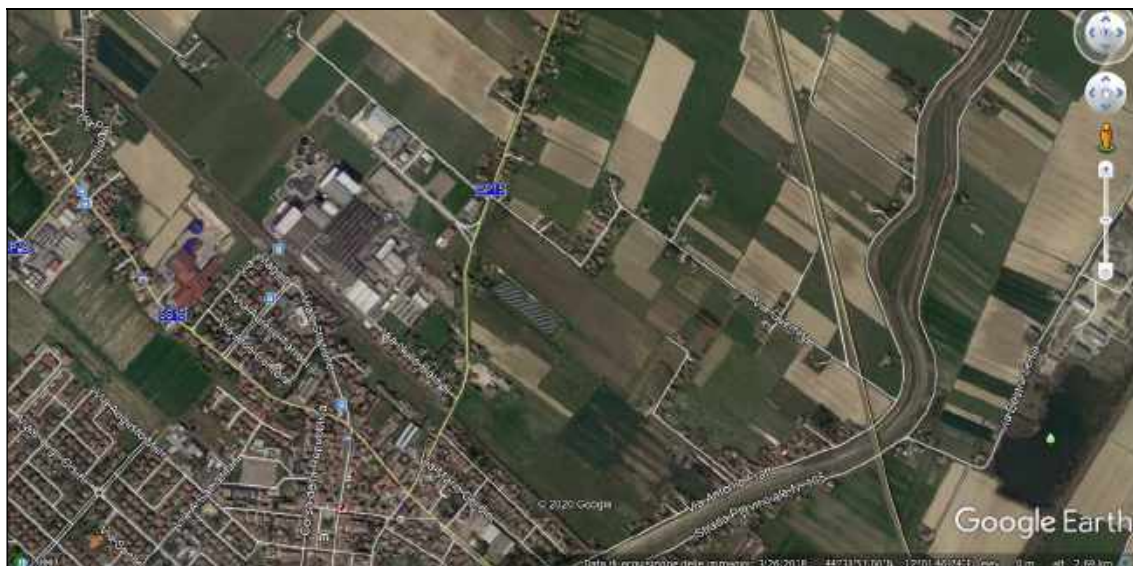
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", pubblicato sulla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, suppl. ord. n. 30, che entrano in vigore il 6 marzo 2008.
- •Circolare Applicativa n° 617 del 02/02/2009 alle NTC/2008. •Delibera Assemblea Legislativa n°112/2007 della Regione Emilia Romagna "Atto di Indirizzo e coordinamento tecnico" per gli studi di microzonizzazione sismica.
- •Decreto della Giunta della Regione Emilia Romagna n. 2193/2015 "Approvazione aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", di cui alla deliberazione dell'assemblea legislativa 2 Maggio 2007, N. 112.
- •A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana) "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (giugno 1977). •A.G.I.

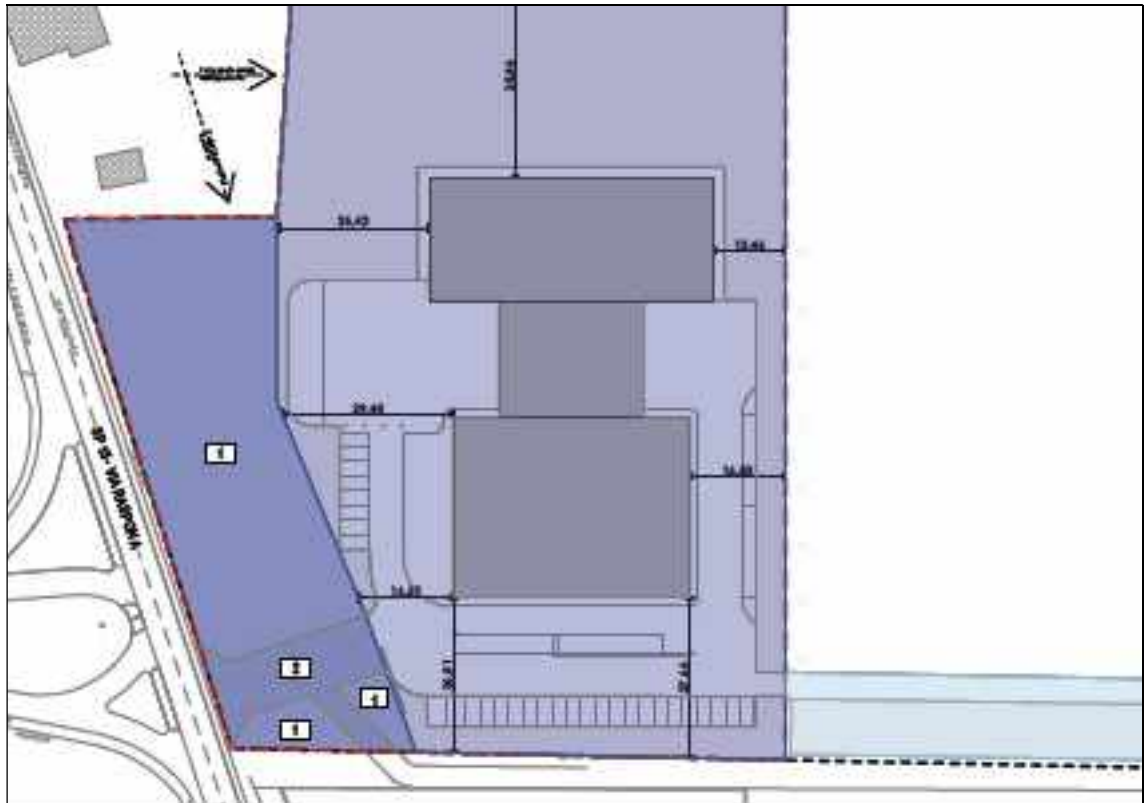
(Associazione Geotecnica Italiana)“Raccomandazioni sui pali di fondazione (dicembre 1984)”. •A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana)“Aspetti geotecnici nella progettazione in zona sismica (Edizione Provvisoria, marzo 2005)”.

- •C.N.R. UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione.
- •Eurocode EC7: Geotechnics, design – dicembre 1987.
- •Eurocode EC8: Design provisions for earthquake resistance of structures – ottobre 1994.
- Norme tecniche per le costruzioni 2018 (NTC 2018)
- Decreto della Giunta della Regione Emilia Romagna n. 630/2019.







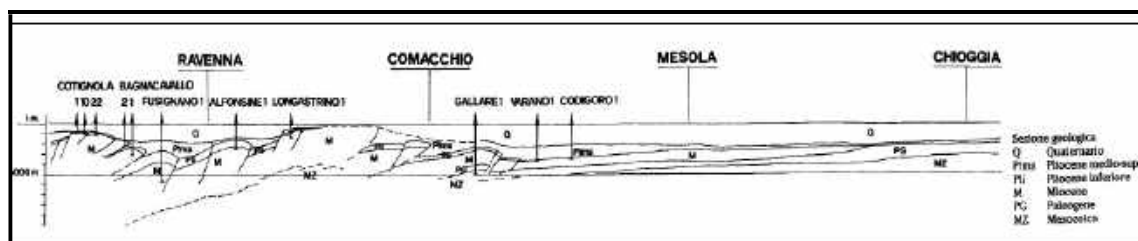


## 2: MODELLO GEOLOGICO

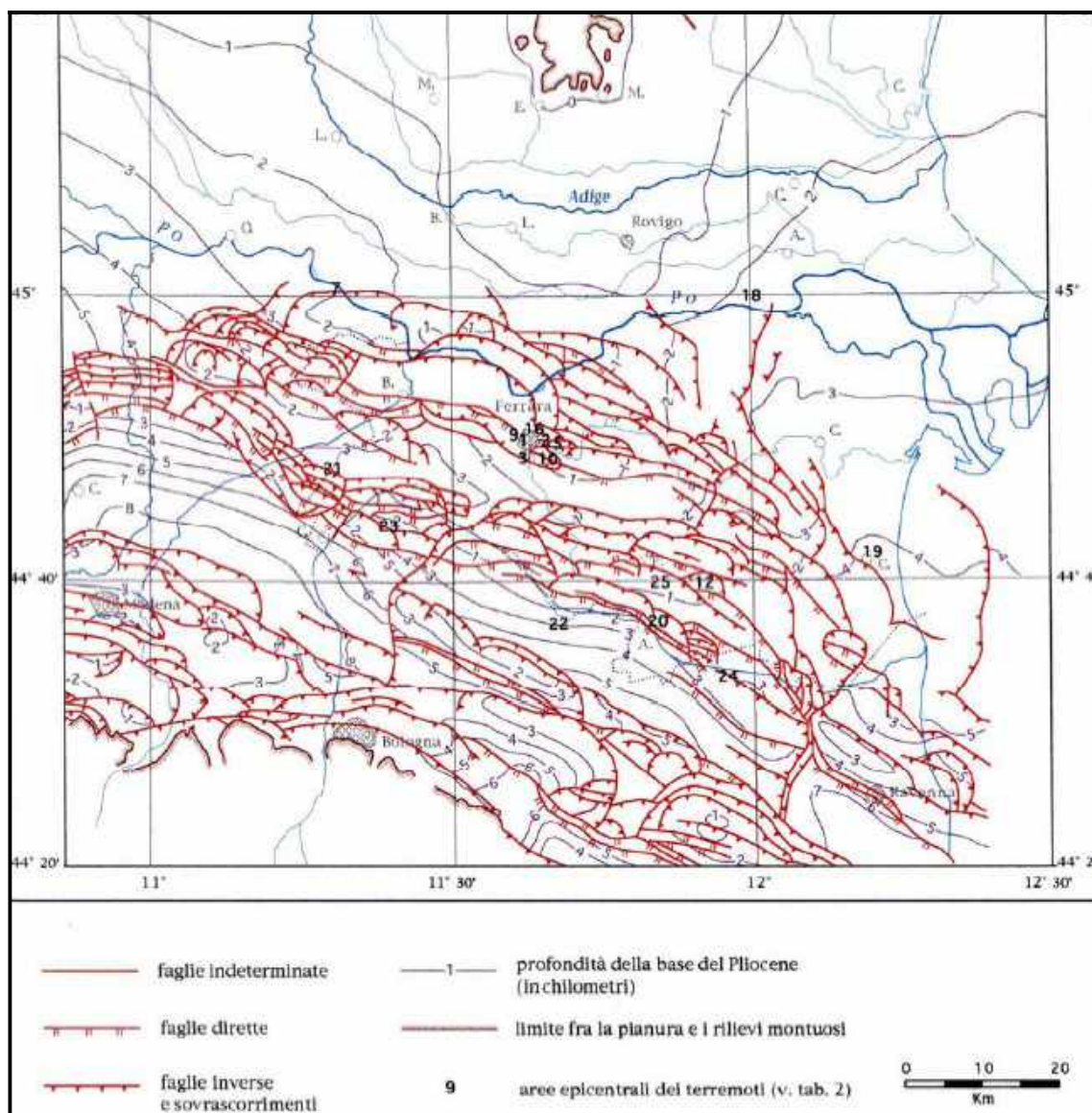
Questo territorio della pianura, dista circa 20-25 chilometri dal margine collinare, dove affiorano le successioni sedimentarie marine che nella zona di Alfonsine si trovano a grandissima profondità (circa un migliaio di metri) sotto la superficie topografica. Dalla parte opposta troviamo il mare ad una distanza di circa 15-20 chilometri, dall'attuale linea di costa. Nel sottosuolo i sedimenti Pliocenici e Quaternari ricoprono un substrato di età Miocenica, il quale risulta essere fortemente ripiegato e tettonizzato con strutture e successioni stratigrafiche molto simili a quelle rinvenibili nell'Appennino; il territorio comunale a tal proposito è situato sul fianco SO della "sinclinale romagnola", la quale è delimitata a SO dalla sinclinale di Cotignola e a NE dalla sinclinale di Alfonsine-Ravenna. Il substrato Miocenico è caratterizzato da una successione di pieghe anticlinali e sinclinali con vergenza NE ed andamento appenninico; è situato a profondità crescenti da un minimo di 1500 m ad un massimo di 4000 m. Al substrato miocenico si sovrappongono in giacitura trasgressiva e discordante le argille del Pliocene inferiore con intercalati frequenti livelli di sabbia. Questi terreni hanno spessore molto variabile essendo ridotti od addirittura mancanti al culmine delle anticlinali, mentre sono di spessore notevole nelle sinclinali. Ciò è conseguenza sia di emersione ed erosione nelle zone di anticlinale alla fine del Miocene e nel Pliocene inferiore, sia della subsidenza differenziata fra zone di anticlinali e di sinclinali. Gli strati del Pliocene inferiore sono ed interessati da fenomeni disgiuntivi simili a quelli che interessano il substrato miocenico, ma di minore intensità. Le formazioni più recenti, a partire dal Pliocene medio superiore, sono caratterizzate da deformazioni meno intense. I sedimenti del Pliocene medio superiore (argille marnose con intercalazioni di sabbie) sono trasgressivi sul Pliocene inferiore; lo spessore di questi sedimenti è condizionato dalla tettonica con uno spessore modesto (circa 100 m) sulle anticlinali ed uno spessore più rilevante nelle sinclinali (anche e oltre 1000 m).. L'influenza della tettonica si riduce e si attenua nel Quaternario; ai sedimenti del Pliocene superiore seguono con una certa continuità di sedimentazione le argille e argille limoso sabbiose tipiche del Calabriano, a sua volta seguite da sedimenti di ambiente marino litorale e salmastro consistenti in intercalazione di sabbie e di argille con banchi ricchi di macrofossili attribuibili al periodo post Calabriano (Emiliano, Siciliano e Milazziano). Seguono terreni prevalentemente di ambiente continentale (alluvioni argilloso limose con lenti sabbioso limose) a cui si



intercalano livelli marini con depositi di ambiente litorale (sabbie di spiaggia e duna) legate alle fasi interglaciali pleistoceniche, terminate le quali ha inizio il depositarsi di sedimenti continentali depositate durante la glaciazione Wurmiana. Il territorio del Comune, è stato raggiunto dal mare durante la trasgressione dell'Olocene; la linea di massima avanzata del mare, databile a circa 5000 anni fa, coincide circa con la S.S16 Adriatica che collega Ravenna a Ferrara. I sedimenti Olocenici nel territorio, sono rappresentati superficialmente da alluvioni argilloso limose con lenti sabbioso limose a cui si intercalano episodi lagunari argilloso limosi molli (circa normalconsolidati), a cui seguono strati sabbiosi, che rappresentano depositi di spiaggia o duna, alternati a livelli argilloso limosi molli fino a oltre i 20 metri di profondità. L'area in oggetto di studio si trova nella parte settentrionale della provincia di Ravenna a ridosso del confine con quella di Ferrara identificato dalla via Bassa; il progetto in esame si trova nei pressi della scuola del paese dove le quote topografiche risultano essere di circa qualche metro sopra il livello medio mare (dati desunti dalla c.t.r.). I sedimenti recenti in questo tratto di pianura, sono influenzati dalle divagazioni del Fiume Reno (Po di Primaro) che in questo tratto risulta essere arginato in argini artificiali e sono rappresentati in superficie da alluvioni argilloso limose con lenti sabbioso limose a cui si intercalano episodi lagunari caratterizzati dalla presenza di conchiglie di ambiente salmastro. In questa zona di "alto" topografico, le sabbie iniziano superficialmente alla profondità di circa 1.50 metri da piano campagna che rappresenta l'avanzata della linea di costa in epoca Olocenica. L'area in esame corrisponde alla zona di sedimentazione olocenica dove i terreni soprastanti la trasgressione olocenica sono in questa zona prevalentemente limoso argillosi. Durante le ultime fasi dell'Olocene, a causa dell'equilibrio verificatosi tra variazioni del livello marino e subsidenza e dalla persistenza quindi di un ambiente di spiaggia, si è sviluppato in tutta questa zona un corpo sabbioso. Questo complesso diminuisce gradatamente di spessore da Nord verso Sud a causa del variare in tal senso della subsidenza. Nella zona sono frequenti direttrici di paleoalveo visibili dalle cartografie. Nella FIGURA si riporta la sezione geologica passante per Cotignola, Bagnacavallo, Ravenna, Comacchio, Codigoro, Mesola, Chioggia in cui si possono apprezzare gli spessori dei sedimenti del Quaternario sopra i pliocenici, che coincide con il passaggio dai sedimenti sciolti a quelli litificati o pseudolitificati.



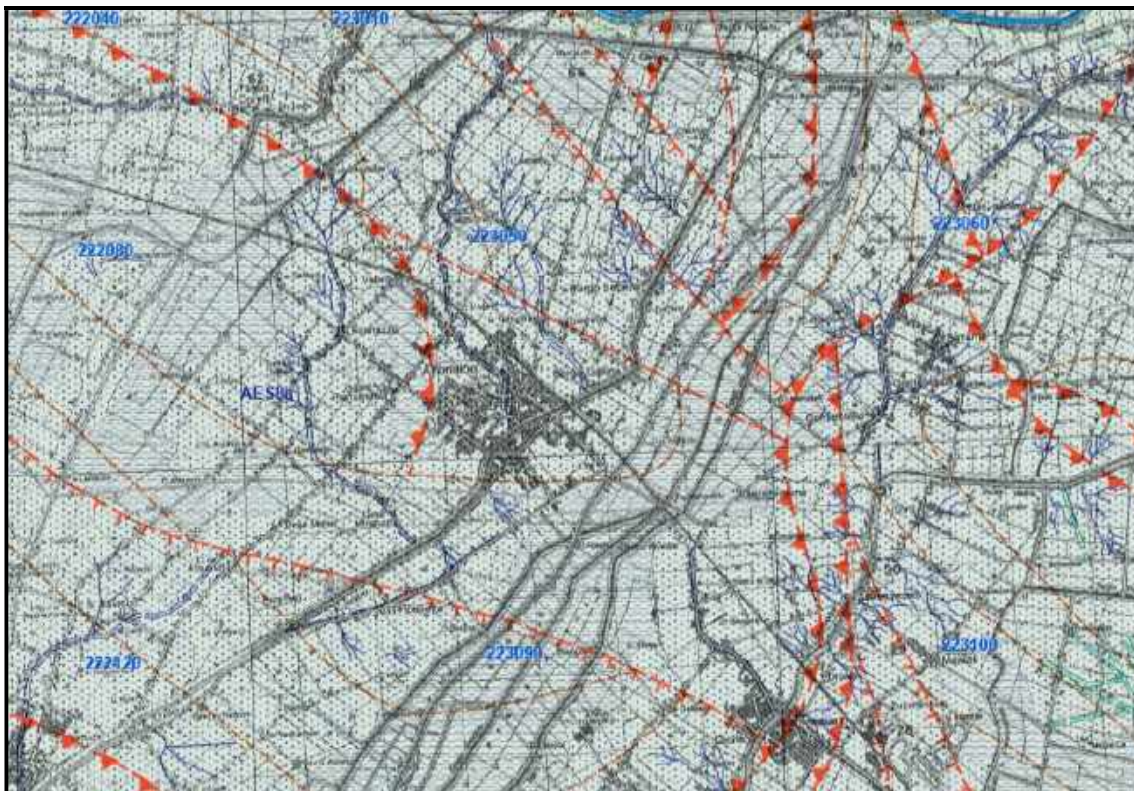
Nella FIGURA si riporta uno stralcio della Carta Strutturale della Pianura Padana, con le Pieghe Ferraresi dell'Appennino sepolto (Pieri & Groppi, 1981, CNR, 1992) con visibili le varie strutture sepolte e le faglie e sistemi trascorrenti attivi e non attivi, che sono all'origine della nuova attribuzione alla Zona sismica 2, in cui Alfonsine è stato inserito nella OPCM 3274/2003.



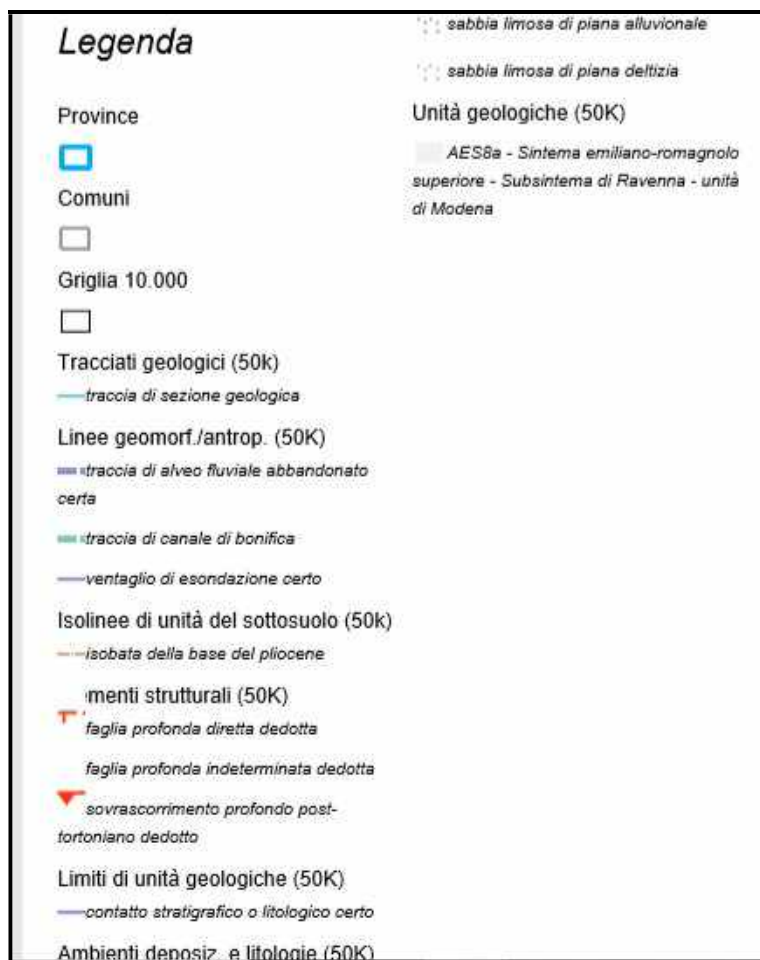
Carta strutturale della Pianura Padana (Pieri e Groppi, 1992)

La zona oggetto del presente studio rientra nel settore orientale della Pianura Padana, in prossimità della zona palustre contraddistinta dalle valli di Comacchio. La Pianura Padana si è formata a seguito dell'abbandono dei sedimenti da parte del fiume Po e dei suoi affluenti. La pianura emiliano romagnola è caratterizzata dalla presenza di sedimenti fini, quelli sabbiosi identificati prevalentemente nei canali e nelle dune costiere, mentre limi ed argille sono caratterizzanti le aree interfluviali, in ragione della bassa energia idrodinamica. L'attuale assetto del territorio è il risultato delle vicissitudini climatiche e geologiche degli ultimi due milioni di anni: le glaciazioni del Quaternario hanno influito sia sulla localizzazione dei detriti trasportati dai fiumi sia sulle fluttuazioni eustatiche, generando importanti regressioni e trasgressioni marine, registrate nei sedimenti quaternari del sottosuolo padano costiero. Il bacino padano è costituito superficialmente da sedimenti Olocenici di piana alluvionale, a cui segue, in profondità, una coltre di sedimenti incoerenti di età Pliocenica e Quaternaria con depositi di vari ambienti deposizionali. L'area, formata da fenomeni di deposizione sedimentaria legati a morfodinamiche di tipo fluviale/deltizio e costiero ha avuto un'evoluzione geologica molto recente. Fino al III secolo dopo Cristo, l'area era sommersa ad eccezione della porzione meridionale costituito dall'apparato deltizio Padò-Eridano; a partire dall'Alto medio Evo, si assiste alla progradazione dell'apparato deltizio del Volano con la bocca principale che genera l'emersione della zona a formare l'ala meridionale del nuovo apparato costituitosi. Numerosi sono i bacini lagunari e le aree paludose che hanno occupato la zona sin dall'Età del Bronzo, età a cui sono riferibili i primi cordoni litoranei ancora oggi in parte visibili. L'assetto attuale del territorio è comunque dovuto anche all'azione antropica, mediante il convogliamento di svariati alvei fluviali in altri, la costruzione di argini circondariali per difendere i territori dall'ingressione delle acque rimontanti del mare, e le opere di bonifica. Nel valutare le litologie presenti, occorre evidenziare il fatto che in tutta la zona, si è verificata una successione temporale alterna di ambienti deposizionali diversi, determinati dalla fluttuazione della linea di costa e dal suo successivo arretramento verso est; la deposizione che ne consegue è quindi caratterizzata da una generale lenticolarità degli strati che possono variare anche in spazi brevi. Date queste caratteristiche di disomogeneità sia verticale che orizzontale, solo un'analisi puntuale del sito, assicura una dettagliata caratterizzazione geotecnica dei terreni attraversati. La litologia prevalente dell'area è comunque caratterizzata dalla

presenza di sabbia fine, a tratti limosa, mediamente addensata tipica dei cordoni di dune parzialmente sepolte come risulta evidente nella carta geomorfologia. Altimetricamente la zona è compresa tra +3 +4 metri sul livello medio del mare.







### 3: INDAGINI ESEGUITE SUL TERRENO

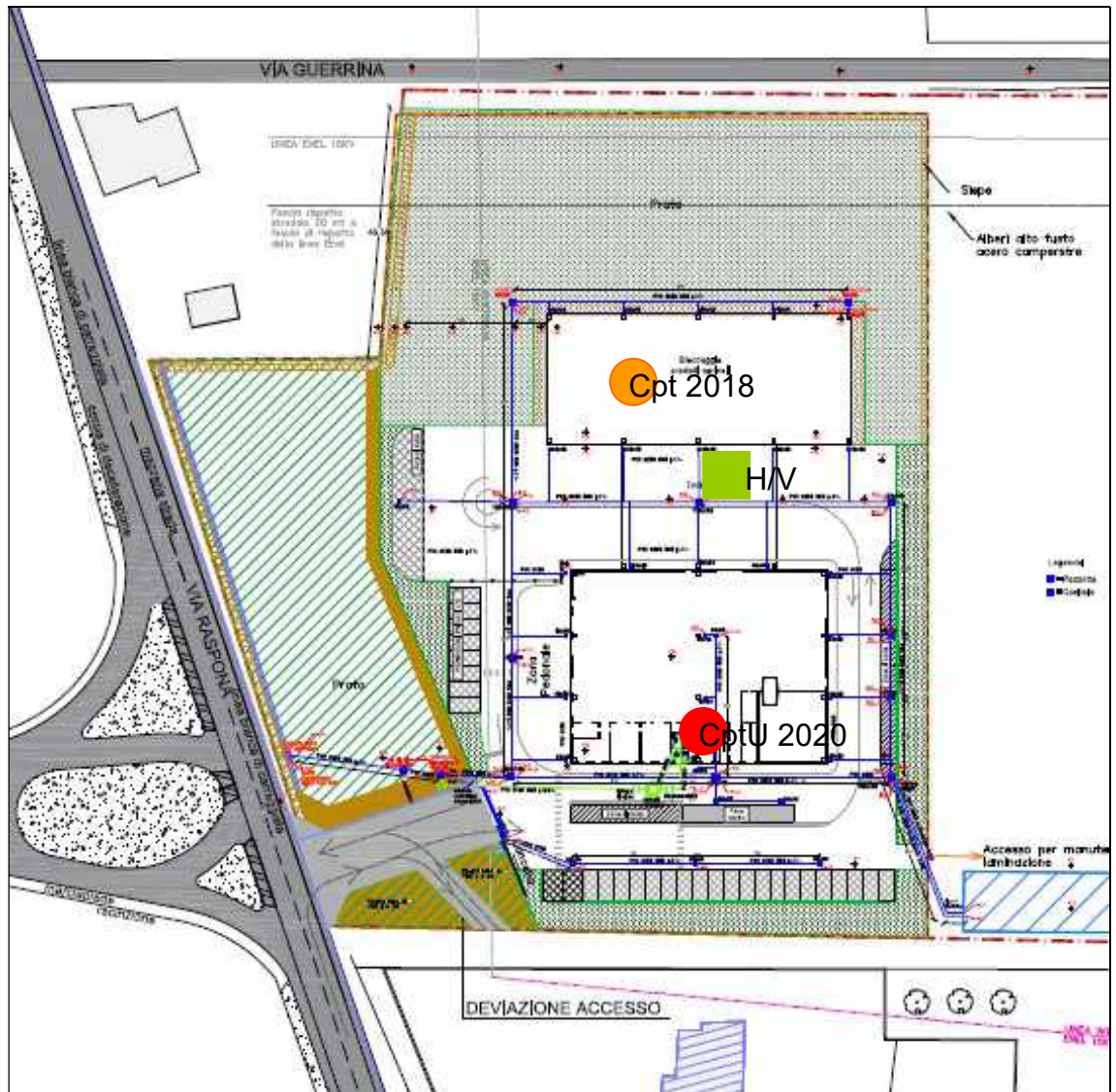
Per meglio caratterizzare la natura dei terreni si sono realizzate n° 1 prova penetrometrica statica eseguita con punta elettrica e piezocono (CPTU) spinte fino alla profondità di 30 metri ciascuna, ed inoltre si sono consultate una prova penetrometrica statica per il parere preventivo e il tromino effettuato nell'area di sedime. Si sono inoltre realizzati 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti a 70 e 40 metri ciascuno, attrezzati con DH il primo e piezometro il secondo. Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati e prove spt in foro. Le prove penetrometriche statiche con piezocono e cono sismico consistono nell'infiggere nel terreno una punta conica a velocità di avanzamento costante misurando, ogni cm o ogni 2 cm a seconda della strumentazione, lo sforzo necessario per la penetrazione della punta *qc* e l'attrito che sviluppa il manicotto/sensore posto al di sopra della punta *fs*; n e misura anche la pressione dei pori *u*. La prova penetrometrica statica CPTU consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta elettrica dotata di

trasduttore di pressione di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ( $v = 2 \text{ cm / sec} \pm 0,5 \text{ cm / sec}$ ). La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.

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

- diametro di base del cono ..... $\varnothing$  = 35,7 mm
- area di punta conica ..... $A_p$  = 10 cm<sup>2</sup>
- angolo di apertura del cono ..... $\alpha$  = 60 °
- superficie laterale del manicotto ..... $A_m$  = 150 cm<sup>2</sup>

I diagrammi originali sono stati elaborati mediante il software CPTU-AQU e vengono in calce allegati.



#### 4: STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

Le prove penetrometriche eseguite nell'area in esame, sono risultate sostanzialmente omogenee e la stratigrafia ad esse correlata, viene di seguito riportata.

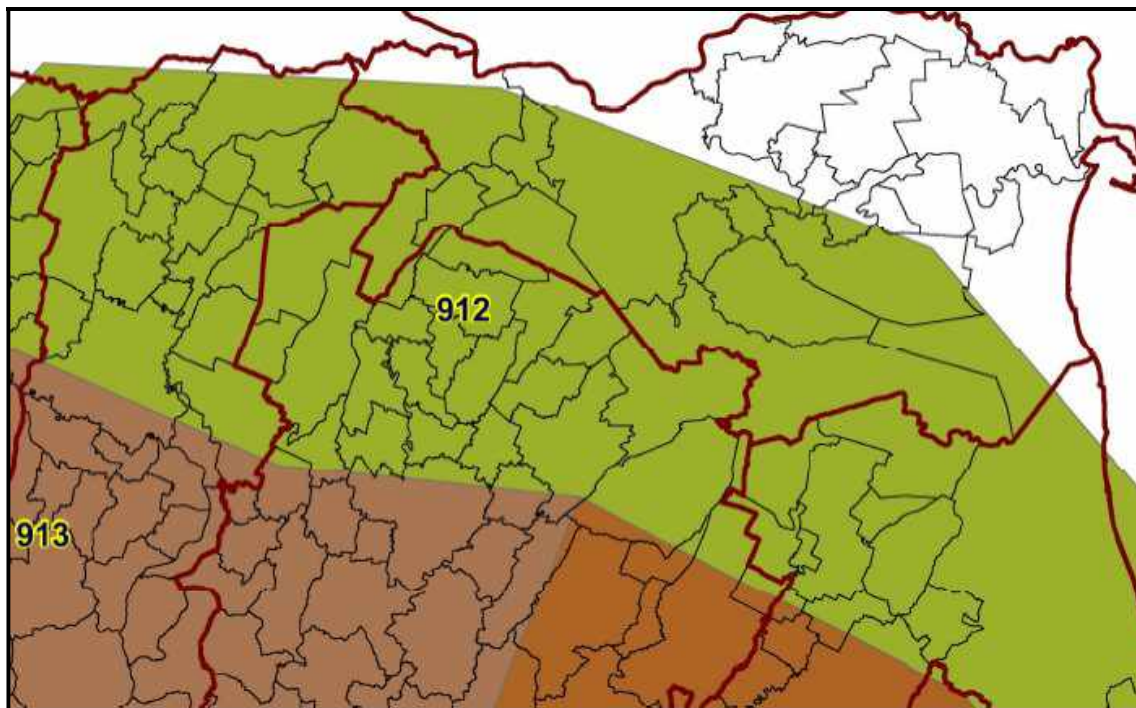
- Da piano campagna fino alla profondità di circa 0.60/1.00 metri: terreno di riporto
- Da circa 0.60/1.00 a circa 3.00 metri : sabbia debolmente limosa.
- Da circa 3.00 metri fino a 6.00 metri: limo argilloso e argilla limosa con possibili livelli organici.
- Da circa 6.00 metri fino a 7.00 metri: sabbia limosa.
- Da circa 7.00 metri fino a 13.00 metri: argilla limosa e limo argilloso con passaggi di livelli organici.
- Da circa 13.00 metri fino a 20.00 metri: sabbia limosa.
- Da circa 20.00 metri fino a 22.00 metri: limo argilloso sabbioso.
- Da circa 22.00 metri fino a 30.00 metri: argilla limosa alternata a limo argilloso.

#### 6: CENNI SULLA SISMICITA' DELL'AREA

La sismicità dell'area di costruzione viene regolata dal Decreto ministeriale 14 settembre 2005, recante "Norme tecniche per le costruzioni" – di seguito denominato "Decreto ministeriale" – entra in vigore il 23 ottobre 2005, trenta giorni dopo la sua pubblicazione nella Gazzetta Ufficiale, avvenuta il giorno 23 settembre 2005.<sup>2</sup> Il Decreto ministeriale detta la normativa tecnica nazionale per le costruzioni, di cui all'art. 54 del D.Lgs. n. 112/1998 e alle altre leggi citate nell'art. 1 dello stesso Decreto ministeriale. Questa prima classificazione costituiva il riferimento necessario per l'applicazione della normativa tecnica prevista dalla medesima Ordinanza. Quindi anche il comune di Alfonsine è entrato a far parte delle aree definite a "rischio sismico" e inserita in zona 2. La Regione Emilia Romagna ha emanato "L'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L. R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica". In queste linee di indirizzo si danno i valori di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per  $T = 0$ , espressa in frazione dell'accelerazione di gravità  $g$  ( $a_{refg}$ ), per ogni comune della regione. Si fa inoltre presente che tutto il



territorio comunale ricade all'interno della zona sismogenetica 912 MACROAREA 012 MALALBERGO RAVENNA.

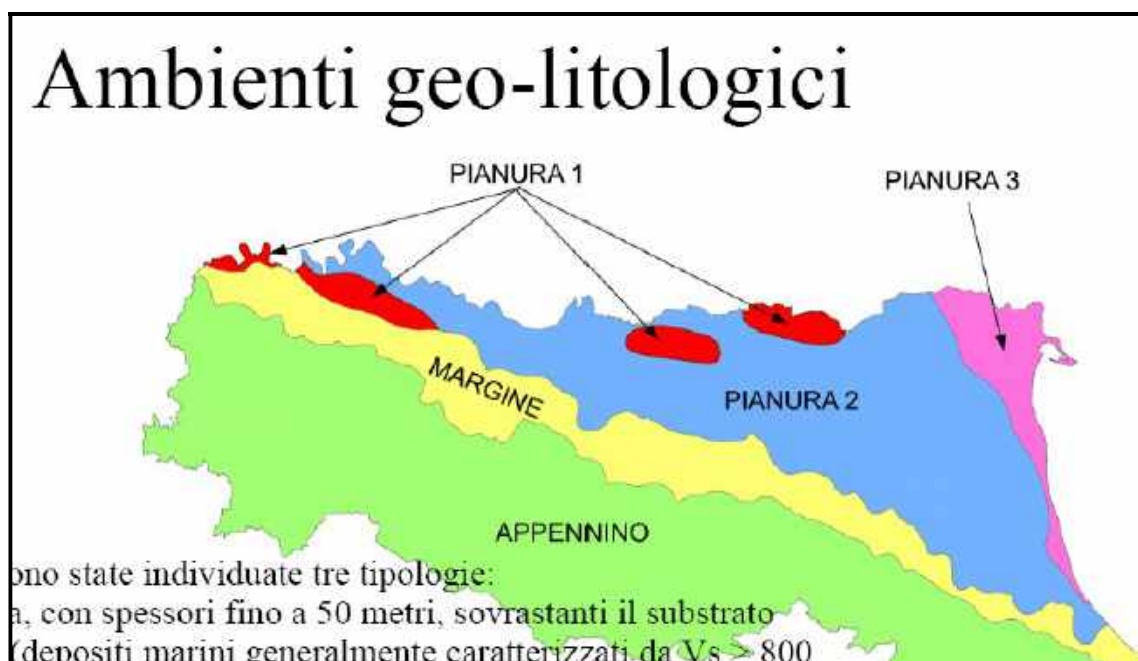


La Regione Emilia Romagna non è esente da attività sismotettonica. La sua sismicità può però essere definita media relativamente alla sismicità nazionale, poiché i terremoti storici hanno avuto magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6 della scala Richter e intensità del IXX grado della scala MCS. I maggiori terremoti (Magnitudo > 5,5) si sono verificati nel settore sudorientale, in particolare nell'Appennino Romagnolo e lungo la costa riminese. Altri settori interessati da sismicità frequente ma generalmente di minore energia (Magnitudo < 5,5) sono il margine appenninico padano tra la Val d'Arda e Bologna, l'arco della dorsale ferrarese e il crinale appenninico" (Note illustrative, Carta Sismotettonica della Regione Emilia Romagna, 2004). **LA MASSIMA MAGNITUDO ATTESA IN QUESTO SITO RISULTA ESSERE 6.14.**

### 6.1 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE

Per calcolare i Fattori di Amplificazione (F.A.) richiesti nell'analisi semplificata devono essere realizzate indagini geotecniche che permettano la definizione dello spessore del deposito di copertura e della profondità del *bedrock* (H) e della velocità equivalente delle onde di taglio per lo spessore considerato ( $V_sH$  e  $V_{s30}$ ) del deposito di copertura. Per il calcolo del fattore di amplificazione, secondo Delibera della Giunta della Regione

Emilia Romagna n. 2193/2015. Decreto della Giunta della Regione Emilia Romagna n. 2193/2015 La Giunta Regionale ha approvato l'aggiornamento degli indirizzi regionali per studi di microzonazione sismica (MS) per la pianificazione urbanistica, atto d'indirizzo ai sensi dell'art. 16 della LR 20/2000 (deliberazione dell'Assemblea Legislativa n. 112 del 2 maggio 2007). In FIGURA viene mostrata la suddivisione delle zone sismogenetiche, i colori indicano i settori in cui è stato suddiviso il territorio.



PIANURA 2: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;

Considerando una  $V_s$  30 di inferiore 200 m/sec (come indicato dalla relazione geofisica allegata) si sono ottenuti i seguenti Fattori di Amplificazione:

V <sub>s30</sub> (m/s) →	150	200	250	300	350	400
PGA	1,7	1,7	1,7	1,6	1,5	1,5

Fattore di Amplificazione **PGA**

V <sub>s30</sub> (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SA1	1,8	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5
SA2	2,7	2,7	2,4	2,1	1,9	1,8
SA3	3,3	3,2	2,8	2,5	2,3	2,1
SA4	3,3	3,1	2,7	2,4	2,1	1,9

Fattori di Amplificazione **SA1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SA2** ( $0,4s \leq T \leq 0,8s$ ), **SA3** ( $0,7s \leq T \leq 1,1s$ ), **SA4** ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ )

V <sub>s30</sub> (m/s) →	150	200	250	300	350	400
SI1	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6
SI2	3,1	3,0	2,7	2,4	2,1	2,0
SI3	3,6	3,3	2,9	2,5	2,2	2,0

Fattori di Amplificazione **SI1** ( $0,1s \leq T \leq 0,5s$ ), **SI2** ( $0,5s \leq T \leq 1,0s$ ), **SI3** ( $0,5s \leq T \leq 1,5s$ )

F.A. P.G.A.= 1.7

F.A. INTENSITA' SPETTRALE  $0.1s < T_0 < 0.5s = 2.0$

F.A. INTENSITA' SPETTRALE  $0.5s < T_0 < 1.0s = 3.1$

F.A. INTENSITA' SPETTRALE  $0.5s < T_0 < 1.5s = 3.6$

La classificazione sismica introdotta dall'OPCM 3519/2006, recepita dal D.M. 14/01/2008, prevede per il comune di Alfonsine una accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per  $T=0$  e su suolo rigido ( $V_{s30} > 800 \text{ m/sec}$ ), appartenente all'intervallo  $0,175g - 0,200g$ , con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni. Secondo il vigente D.M., gli spettri di risposta rappresentano delle componenti (orizzontale e verticale) delle azioni sismiche di progetto di un generico sito del territorio nazionale.

*Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione, secondo la nuova normativa di legge, il terreno ricade nella classe C - Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di VS30 compresi tra 180 e 360 m/s ( $15 < NSPT < 50$ ,  $70 < cu < 250 \text{ kPa}$ ). Questo valore viene estrapolato da indagine geofisica in calce allegata che ha dato un valore di Vs 30 pari a 184 m/sec masw e 195 m/sec.*

## PARAMETRI SISMICI

Sito in esame.

latitudine: 44,512856

longitudine: 12,048192

Classe: 2

Vita nominale: 50

## Siti di riferimento

Sito 1 ID: 16740 Lat: 44,5258 Lon: 12,0180 Distanza: 2788,795

Sito 2 ID: 16741 Lat: 44,5266 Lon: 12,0881 Distanza: 3515,207

Sito 3 ID: 16963 Lat: 44,4766 Lon: 12,0893 Distanza: 5186,487

Sito 4 ID: 16962 Lat: 44,4758 Lon: 12,0193 Distanza: 4719,106

## Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,047 g

Fo: 2,455

Tc\*: 0,260 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 50 [anni]



ag: 0,059 g

Fo: 2,492

Tc\*: 0,276 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 475 [anni]

**ag: 0,160 g**

Fo: 2,565

Tc\*: 0,278 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 975 [anni]

ag: 0,212 g

Fo: 2,511

Tc\*: 0,285 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss: 1,500

Cc: 1,640

St: 1,000

Kh: 0,014

Kv: 0,007

Amax: 0,695

Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500

Cc: 1,610

St: 1,000

Kh: 0,018

Kv: 0,009

Amax: 0,861

Beta: 0,200

SLV:

**Ss: 1,450**

Cc: 1,600

St: 1,000

Kh: 0,056

Kv: 0,028

Amax: 2,282

Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,380

Cc: 1,590

St: 1,000

Kh: 0,082

Kv: 0,041

Amax: 2,873

Beta: 0,280

$$a_{max}=ag*ss=0.16*1.45=0.23$$

## 7. PERICOLO DI LIQUEFAZIONE

Essendo gli strati sabbiosi saturi presenti nei primi 20 metri di profondità quelli potenzialmente liquefacibili, occorre valutare tale potenzialità di liquefazione per gli eventuali strati granulari di potenza superiore al metro, riscontrati nel corso della prova CPTU e SCPTU.

Per liquefazione di un terreno si intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. Il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua. Durante un terremoto il terreno può essere visto come sottoposto da una serie di cicli di carico variabili in intensità e numero in funzione della magnitudo del sisma stesso. In terremoti di elevata magnitudo è sufficiente un numero ridotto di cicli di carico per produrre la liquefazione del deposito, poiché ad ogni ciclo è associata una sollecitazione dinamica di maggiore intensità. In terremoti di minore magnitudo lo stesso effetto lo si ottiene con un numero superiore di cicli di carico. In definitiva, un'elevata magnitudo del sisma e una lunga durata dello stesso rendono più probabile l'iniziarsi della liquefazione in un deposito a prevalenza sabbiosa. Dall'analisi dei fattori che predispongono un terreno alla liquefazione, tra i quali la granulometria, la profondità del livello potenzialmente liquefacibile, il grado di addensamento dei depositi, in linea generale si possono ritenere potenzialmente liquefacibili quei depositi sciolti costituiti da sabbie da fini a medie con contenuto in fine variabile dallo 0 al 25%, si trovano sotto falda, sono da poco a mediamente addensati e si trovano a profondità relativamente basse (di solito inferiori a 15 metri). Per la presenza di depositi granulari/incoerenti con spessori > 1,00 m e saturi d'acqua, si ritiene necessario eseguire la verifica a liquefazione. Come indicato nella DAL n. 112/2007, tra i metodi semplificati sono raccomandati quelli basati su prove CPT e tra questi in particolare il metodo di Idriss & Boulanger, 2004-2008. Per il presente studio sono state quindi realizzate le verifiche della propensione alla liquefazione e dei cedimenti potenziali indotti da sisma sulle verticali delle prove penetrometriche statiche eseguite. Per i calcoli è stato utilizzato il programma "Cliq 2.2" della Geologismiki Geotechnical Software, sviluppato in collaborazione con il Prof. Peter Robertson. L'algoritmo di calcolo utilizzato si basa sul metodo di Idriss & Boulanger, 2004-2008. Le

analisi eseguite seguono le procedure di riferimento dettate dall'NCEER. Lo stesso software esegue il calcolo dei cedimenti attesi secondo il metodo proposto da Zhang ed al. (2002), calcolando per tutti i livelli che hanno un fattore di sicurezza inferiore a 1. Il potenziale di liquefazione si ottiene eseguendo il calcolo del fattore di sicurezza FSL, definito dal rapporto CRR su CSR. La metodologia utilizzata permette di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso il confronto tra le caratteristiche granulometriche e di addensamento del deposito, espresse dai valori della resistenza penetrometrica  $q_c$  normalizzati con lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR e CSR). Il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL è definito dal rapporto:  $FSL = CRR \cdot MSF/CSR$  (dove MSF è il coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma).

-  $FS_L > 1$                       **liquefazione assente**

E' necessario considerare che, secondo alcuni autori (Sherif-Ishibashi, 1978), occorre che i depositi siano costituiti da sabbie o sabbie limose con frazione fine inferiore al 25% che si trovino sotto il livello statico di falda e che siano sovrastati da livelli non liquefacibili con spessore inferiore a 3 metri. I valori dei fattori di sicurezza ottenuti dalle verifiche, comunque superiori all'unità, uniti alla presenza di depositi coesivi dello spessore di almeno 10 metri al di sopra degli strati sabbiosi potenzialmente liquefacibili portano a concludere che i rischi in tal senso nell'area interessata dall'intervento edilizio si possono considerare di una certa rilevanza. Si segnala che, nel caso specifico, alcuni sottili livelli centimetrici e decimetrici degli strati considerati presentano fattori di sicurezza inferiore a 1; pertanto, per maggiore dettaglio, si è proceduto alla Valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$  secondo quanto riportato nell'Allegato A3 della Delibera dell'Assemblea legislativa n. 112 – Oggetto n. 2131 del 2 Maggio 2007, modificato dalla DGR 2193-2015 allegato A3, il rischio di liquefazione in base ai valori di tale indice risulta essere:

$I_L =$	→	NON LIQUEFACIBILE ( $FI > 1$ )
$0 < I_L \leq 2$	→	RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "BASSO"
$2 < I_L \leq 5$	→	RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "MODERATO"
$5 < I_L \leq 15$	→	RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "ALTO"
$I_L > 15$	→	RISCHIO DI LIQUEFAZIONE "MOLTO ALTO"

L'indice del potenziale di liquefazione,  $I_L$  è definito dalla seguente relazione:



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

in cui  $z$  è la profondità dal piano campagna in metri e  $w(z) = 10 - 0.5z$ ; ad una data quota  $z$  il fattore  $F(z) = F$  vale:

$F = 1 - FL$  se  $FL \leq 1.0$

$F = 0$  se  $FL > 1.0$

dove  $FL$  è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

**EDIFICIO CLASSE D'USO II AUTORE IDRIS & BOULANGER 2014**

**$A_{max} = 0.23$**

**$M = 6.14$**

**$CPTU \ 1 \ I_L = 2.54$**

Lo sviluppo dei calcoli attraverso il software CLIQ, consente, nel caso specifico, di attribuire al sito in questione un **rischio di liquefazione MODERATO/BASSO**.

## 8: CEDIMENTI POST SISMICI

La stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica è affetta da notevoli incertezze. I valori che si ottengono applicando le procedure nel seguito descritte devono intendersi solo orientativi. Per cedimento si intende l'abbassamento del piano campagna, ovvero l'integrale della deformazione del terreno in direzione verticale, o anche la sommatoria dei prodotti della deformazione verticale media per lo spessore di ciascuno degli strati deformati. In condizioni edometriche, ovvero in presenza di strati di terreno orizzontali ed omogenei, e con tensione costante in direzione orizzontale, le deformazioni laterali sono nulle e pertanto la deformazione verticale coincide con la deformazione volumetrica. Per semplicità e con approssimazione accettabile, salvo casi di morfologia con forti pendenze e stratigrafie molto variabili in direzione orizzontale, per la stima dei cedimenti indotti dall'azione sismica si può fare riferimento alle condizioni edometriche. Il cedimento permanente indotto dall'azione sismica in corrispondenza di una verticale di esplorazione si ottiene dalla somma dei contributi al cedimento stimati per i diversi strati del sottosuolo, fino alla profondità alla quale tali contributi non sono più significativi. Il cedimento permanente post-sismico può dunque essere stimato con l'equazione:

$$s = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} \cdot \Delta z_i$$

..

in cui  $\varepsilon_{vi}$  è la deformazione volumetrica (e verticale) dello strato i-esimo e  $\Delta z_i$  il suo spessore. I cedimenti permanenti indotti dall'azione sismica possono essere dovuti alle deformazioni volumetriche (e quindi verticali) di:

- B1. terreni granulari saturi,
- B2. terreni granulari insaturi,
- B3. terreni coesivi soffici.

I cedimenti conseguenti a liquefazione di terreni granulari saturi hanno luogo immediatamente dopo il terremoto o comunque in un tempo non superiore a un giorno, i cedimenti per densificazione di terreni granulari insaturi avvengono durante lo scuotimento sismico, mentre i cedimenti per consolidazione di terreni coesivi molli possono richiedere tempi anche molto lunghi in funzione delle condizioni stratigrafiche e geotecniche. I risultati devono essere riportati in una carta di microzonazione dei cedimenti indotti dall'azione sismica ove, oltre alla perimetrazione delle zone dell'area in studio, devono essere localizzate le verticali esplorate ed a ciascuna di esse deve essere associato il valore del cedimento totale stimato. Qualora il cedimento totale sia dovuto a più di uno dei meccanismi in precedenza elencati, dovrà essere specificato il valore di ciascuno dei tre contributi.

## 8.1 CEDIMENTI POST SISMICI NEI terreni granulari

Lo stesso software esegue il calcolo dei cedimenti post sismici attesi secondo il metodo proposto da Zhang ed al. (2002), calcolando per tutti i livelli che hanno un fattore di sicurezza inferiore a 2. In condizioni di sisma vi possono essere effetti di "riordino" dei sedimenti, con possibilità di cedimenti significativi e che possono coinvolgere sia i depositi granulari poco addensati e recenti (olocenici), sia i sedimenti fini poco coesivi. Nell'ultimo decennio sono state elaborate procedure di stima delle potenziali deformazioni post-sisma anche nei sedimenti fini (limi e argille a comportamento "non drenato"), provocate da perdite di resistenza. Quest'ultimo fenomeno è noto con il termine "cyclic softening" (Idriss & Boulanger, 2014). Per la stima dei cedimenti post sisma, si è proceduto alla verifica basata sulla classificazione di comportamento di tutti i

terreni proposta da Robertson (1990; 2009). La figura in allegato propone il diagramma (Q<sub>tn</sub>-F) di classificazione nel quale si distinguono le zone di potenziale liquefazione e/o di “cyclic softening”. Le zone A1 e A2 corrispondono ai sedimenti di bassa coesione attribuibili a comportamento granulare e suscettibili di liquefazione ciclica, in particolare i sedimenti che ricadono nella zona A2 risultano più suscettibili a perdite anche significative di resistenza in caso di sisma; le Zone B e C (*I<sub>c</sub>* > 2,6) corrispondono invece ai terreni coesivi a comportamento argilloso ed entrambi sensibili a “cyclic softening”, in particolare i sedimenti che ricadono nella zona C risultano più suscettibili a perdite di resistenza post-sisma. Limi non plastici saturi spesso cadono nella zona C, tuttavia, il loro CRR è fortemente controllato dalla coesione non drenata *c<sub>u</sub>*.

I risultati cumulativi dei cedimenti indotti da sisma sono anch'essi stati calcolati attraverso il software Cliq v. della Geologismiki Geotechnical Software e riportati graficamente in allegato.

## 8.2 CEDIMENTI POST SISMICI IN terreni COESIVI

Come indicato nel DGR 2193/2015 la verifica ed il calcolo del cedimento post sismico, viene effettuato nei depositi coesivi soffici con una coesione non drenata ***c<sub>u</sub>* < 70 kPa**, caratterizzati inoltre da una *V<sub>s</sub>* < 180 m/s e risulta significativo qualora il rapporto tra l'incremento delle pressioni interstiziali e della tensione efficace sia maggiore uguale a 3 (***Δu/σ'<sub>0</sub>* > 3**), con un indice di plasticità ed un incremento delle pressioni interstiziali del 30 %. Durante l'azione sismica di riferimento, la deformazione volumetrica (e verticale) e quindi l'entità del cedimento di riconsolidazione conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante il terremoto può essere stimata con l'equazione (Yasuhara e Andersen, 1991).

$$e_v = \frac{\alpha \cdot C_r}{1 + e_0} \cdot \log \left( \frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{p_0}} \right)$$

Dove

***C<sub>r</sub>*** = indice di ricomprensione che si assume pari all'indice di rigonfiamento in presenza di prove edometriche oppure calcolato in maniera empirica nel seguente modo:

*C<sub>c</sub>* = 0.0348 + 0.0162 *I<sub>p</sub>* (0.30) ne consegue ***C<sub>r</sub>* = 0.225 *C<sub>c</sub>* = 0.008923**

***α*** = 1.50 coefficiente empirico che tiene conto della storia del carico ciclico

$e_0$  = indice dei vuoti naturali dell'argilla

$\Delta u/\sigma'_0 = r_u$  = rapporto tra l'incremento delle pressioni interstiziali e della tensione efficace e risulta essere (Matsui et al., 1980):

$$r_u = \frac{\Delta u}{p_0} = \beta \cdot \left[ \log \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_v} \right]$$

Dove:

$\beta \cong 0.45$  è un coefficiente sperimentale,

$\gamma_{\max}$  è la deformazione di taglio massima in semplice ampiezza indotta dal terremoto, determinabile, in prima approssimazione, con la relazione empirica:

$$\gamma_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

$G$  è il modulo di taglio corrispondente al livello deformativo  $\gamma_{\max}$ , che può essere determinato per via iterativa, noto il valore della rigidità iniziale  $G_0 (= \rho \cdot V_{S2})$ , utilizzando la legge di variazione  $G(\gamma)/G_0$  ottenuta con prove dinamiche di laboratorio o, in modo approssimato, desunta da curve di letteratura per terreni con proprietà simili.

$\gamma_v$  è la deformazione di soglia volumetrica, determinabile con prove dinamiche di laboratorio, o in prima approssimazione con la relazione empirica (Matsui et al. 1980):

$\gamma_v = A (OCR-1) + B$  in cui OCR è il rapporto di sovraconsolidazione e A e B sono coefficienti sperimentali che, in assenza di determinazione diretta, possono essere stimati in funzione dell'indice di plasticità, IP.

Tabella 1 - Valori suggeriti per i coefficienti A e B

$I_p$ (%)	A	B
20	$0.4 \cdot 10^{-3}$	$0.6 \cdot 10^{-3}$
40	$1.2 \cdot 10^{-3}$	$1.1 \cdot 10^{-3}$
55	$2.5 \cdot 10^{-3}$	$1.2 \cdot 10^{-3}$

I risultati cumulativi dei cedimenti indotti da sisma sono anch'essi stati calcolati attraverso il software Cliq v. della Geologismiki Geotechnical Software e riportati graficamente in allegato.

### 8.3 CEDIMENTI POST SISMICI TOTALI

Il calcolo dei cedimenti post sismici come indicato nella D.G.R. 2193/2015, DGR 630/19 è stato effettuato calcolando i cedimenti sia dei livelli potenzialmente liquefacibili in caso di sisma in terreni granulari, sia per i terreni coesivi (per i terreni con le caratteristiche indicate nella delibera).

Il cedimento totale viene quindi ad essere la somma dei due cedimenti e risulta essere:

$$\Delta H_{\text{tot}} = 2.35 \text{ cm}$$

## 9: MODELLO GEOTECNICO

### 9.1: CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Sono stati calcolati i valori caratteristici  $X_k$  dei parametri del terreno, acquisiti attraverso le indagini geognostiche e alle conoscenze dell'area in esame. I valori caratteristici  $X_k$  si definiscono calcolando il 5° percentile della distribuzione media della serie di dati ottenuti dalle prove CPT. Tale stima cautelativa indica un valore al di sotto del quale ci si può attendere che si collochi non più del 5% dei risultati ottenibili da una serie illimitata di prove, ossia al di sopra del quale troviamo il 95% dei valori della distribuzione media della serie di dati (coesione non drenata  $C_u$  e angolo d'attrito  $\phi$ ). Successivamente applicando il fattore riduttivo  $\gamma_M$ , sono stati calcolati i valori di progetto della resistenza del terreno  $X_d$ . I valori caratteristici sono:

- la coesione non drenata  $C_{uk}$  (per i terreni di natura coesiva)
- l'angolo di attrito interno efficace (per i terreni di natura granulare)  $\phi_k$

mentre i corrispondenti valori di progetto sono:

- la coesione non drenata  $C_{ud}$  (per i terreni di natura coesiva)
- l'angolo di attrito interno efficace (per i terreni di natura granulare)  $\phi_d$

### MODELLO GEOTECNICO E VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito è riportato il modello stratigrafico ed i valori caratteristici dei litotecnici individuati.

Prof.da m a m.	qc	qc/fs	$\gamma(t/mc)$	$\gamma$ (t/mc)	$\phi_m$	$\phi_k$	Cum (kpa)	Cuk (kpa)	Ed Kg/cmq	Ey Kg/cmq	Ni
0.00-3.00	15.05	26.32	1.91	1.96	24	22	78	75	89	45	0.40
3.00-3.60	33.65	78.21	1.95	1.99	32	29	--	--	95	98	0.30
3.60-11.20	10	21.26	1.91	1.96	21	19	55	50	62	45	0.40
11.20-13.00	12.09	22.1	1.92	1.96	22	20	60	57	70	45	0.35
13.00-20.00	88.20	78.21	1.99	2.05	33	31	--	--	120	96	0.30
20.00-22.00	11.02	20.00	1.92	1.97	22	20	59	55	72	45	0.35
22.00-30.00	18.21	19.65	1.95	2.00	29	26	95	91	95	45	0.30

Dove:

qc	=	Resistenza alla punta misurata con il penetrometro (kg/cmq)
qc/fs	=	Rapporto resistenza alla punta e resistenza all'attrito laterale locale
$\gamma$ o $\gamma'$	=	Peso specifico secco e saturo (t/mc)
cum	=	coesione non drenata media
$\phi_m$	=	Angolo di attrito interno (°) medio
Ed	=	Modulo edometrico (caratteristico)
cuk	=	coesione non drenata caratteristica
$\phi_k$	=	Angolo di attrito interno (°) caratteristico
Ni	=	Coeff di Poisson

In questa fase si danno indicazioni in riferimento a quanto descritto nel D.M. del 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e successive modifiche in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»)

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_m$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

limite di esercizio (SLE), devono essere effettuate secondo le procedure illustrate nel D.M. del 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e successive modifiche in particolare il D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»). Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, mentre  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del terreno o del sistema geotecnico.



Il valore  $E_d$  si ricava dalla funzione

$$E_d = E \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{ovvero} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

dove:

$E_k$  = valore caratteristico dell'azione

$F_k$  = azione caratteristica di progetto

$X_k$  = parametro geotecnico caratteristico di progetto

$a_d$  = geometria di progetto

$\gamma_F$  = coefficiente parziale per le azioni

$\gamma_E$  = coefficiente parziale per l'effetto delle azioni

$\gamma_M$  = coefficiente parziale per il parametro geotecnico (coeff. di sicurezza)

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ .

Il valore  $E_d$  si ricava dalla funzione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

## 9.2: SCELTA DELL'APPROCCIO DI PROGETTO

La verifica della suddetta condizione  $E_d \leq R_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nella scelta dell'approccio di progetto bisogna tener conto che le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite (SLU di tipo geotecnico):

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

**Tabella 6.4.I** (dell' NTC 2008-2018) - *Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

### 9.3: DETERMINAZIONE DEL VALORE DI PROGETTO DELLE AZIONI "ED"

Il comune di ALFONSINE ricade in Zona 2, ai sensi del OPCM 3274 del 20 marzo 2003 e successive variazioni, quindi la combinazione delle azioni da impiegare per la verifica agli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E è la seguente (v. § 2.5.3 dell' NTC 2018):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \text{ (v. § 2.5.5 dell' NTC 2008-2018)}$$

Dove:

- E sono le azioni derivanti da terremoti;
- G sono le azioni permanenti quali il peso proprio degli elementi strutturali e non, eventuali forze indotte dal terreno e forze risultanti dalla pressione dell'acqua;
- P è la pretensione o precompressione (se permanenti)
- Q azioni variabili nel tempo
- $\psi$  rappresenta la durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile (quasi permanente, frequente, raro).

Quanto detto fin ora dovrà essere usato per il calcolo e la verifica dello stato limite ultimo ed applicato ai valori di  $E_d$  fornito dal progettista assieme agli altri fattori riferiti alla struttura vera e propria (carichi tipo di fondazione ecc.) e decidendo quale tipo di approccio si intende intraprendere.

#### 9.4. STATO LIMITE ULTIMO-STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLU-SLE)

A titolo di primo orientamento si danno indicazioni sulla verifica allo stato limite ultimo in modo da avere orientamenti pratici utili per la progettazione. Per la determinazione della  $R_d$  si utilizza la formula di Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8). Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:  $E_d \leq R_d$

Dove  $E_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

#### IL CARICO LIMITE IN CONDIZIONI NON DRENATE E' CALCOLATO COME SEGUE:

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$  per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$  Per fondazioni quadrate o circolari.

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico  $H$ .

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

#### Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi'$  per forma rettangolare

$s_q = 1 + \sin \phi'$  per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$  per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$  per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$  per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Il calcolo dello stato limite ultimo viene effettuato sia in condizioni statiche (senza sisma) sia in condizioni dinamiche (con sisma)

Per modificare quanto sopra descritto con i parametri sismici, occorre inserire nella forma precedente i fattori correttivi .

### FATTORI CORRETTIVI SISMICI

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del qlim vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_o}{\tan \phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_o$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_o$  è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti  $k_o$  e  $k_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$k_o = a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

Dove:

$a_{max}$  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.

$$a_{max} = S S_T a_g$$

SS (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).

ST (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di ST varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

T1 (ST = 1.0)    T2 (ST = 1.20)    T3(ST=1.20)    T4(ST = 1.40).

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$TR = -VR / \ln(1 - PVR)$$

Con VR vita di riferimento della costruzione e PVR 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 VR dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

A titolo di primo orientamento si danno indicazioni per fondazioni superficiali su plinti 3\*3 metri impostati ad una profondità di circa 1.50 m

## 1: CONDIZIONI STATICHE/DINAMICHE

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Pressione limite  $2.58/2.92 \text{ Kg/cm}^2$

## COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler  $1.99/2.05 \text{ Kg/cm}^3$

## 10: PREVISIONE DEGLI ASSESTAMENTI

Si assumono come sovraccarichi applicati al terreno i valori di pressione ammissibile media sopra calcolati. Definendo i seguenti parametri [ $\Delta P_n$  = incremento di carico dello strato  $n$ ;  $mv_n$  = indice di compressibilità volumetrica dello strato  $n$ , dedotto da correlazioni empiriche con  $R_p$  (resistenza alla punta misurata con il penetrometro), dedotte da tabella ;  $H_n$  = spessore dello strato  $n$ ;  $\Delta S_n$  = cedimento dello strato  $n$ ;  $S_{TOT}$  = cedimento totale] ed applicandoli alla formula  $\Delta S_n = \Delta P_n \times mv \times H_n$  si sono ottenuti i seguenti cedimenti.

TERRENI COESIVI		TORBOSI MOLTO COMPRIMIBILI		TERRENI GRANULARI	
$R_p(\text{kg/cm}^2)$	$\alpha = Mo/R_p$	umidità W %	$\alpha = Mo/R_p$	$R_p(\text{kg/cm}^2)$	$\alpha = Mo/R_p$
$\leq 5$	5.0	$\leq 50\%$	3.0	$\leq 5$	3
10	4.0	100%	1.5	100	3
15	3.3	200%	1.0	200	3

Applicando come sovraccarico al terreno di appoggio una fondazione su plinti, impostato a -1.50 m che scarica una **pressione di esercizio** (secondo SLE) media di circa 0.70 kg/cm<sup>2</sup> si sono ottenuti i seguenti cedimenti:  $S_{TOT}=2.81/3.02$  cm.

## 11: CONCLUSIONI

- La falda freatica è presente nell'area alla profondità di circa – 2.50 m dal piano di esecuzione delle prove.
- *Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione, secondo la nuova normativa di legge, si inserisce tale suolo nella categoria "C" "depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina consistenti in spessori superiori a 30 metri caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche aventi una  $V_{s30}$  compresa tra 180 m/s e 360 m/s".*

Questo valore viene calcolato mediante la restituzione dell'indagine geofisica che ha dato un valore di  $V_{s30}$  di circa **195 m/sec**. Il report della misura di H/V viene in calce allegato.

- In base agli aspetti geomorfologici e idrogeologici dell'area l'edificazione può essere messa in atto senza particolari limitazioni se non quelle previste dalla legge.
- L'area risulta essere stabile e il terreno non risulta essere soggetto a liquefazione in caso di sisma.



- A titolo di primo orientamento si danno indicazioni per fondazioni superficiali su plinti 3\*3 metri impostati ad una profondità di circa 1.50 m

### 1: CONDIZIONI STATICHE/DINAMICHE

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Pressione limite 2.58/2.92 Kg/cm<sup>2</sup>

### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

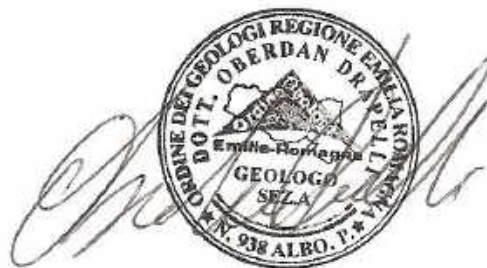
Costante di Winkler 1.99/2.05 Kg/cm<sup>3</sup>

- Applicando come sovraccarico al terreno di appoggio una fondazione su plinti, impostato a -1.50 m che scarica una **pressione di esercizio** (secondo SLE) media di circa 0.70 kg/cm<sup>2</sup> si sono ottenuti i seguenti cedimenti: **S<sub>TOT</sub>=2.81/3.02 cm.**

RAVENNA DICEMBRE 2020

REDATTO:

DOTT. GEOLOGO OBERDAN DRAPELLI



GEOLOG s.r.l.	
Cone Penetration Test (CPTU) - Date: 04/12/2020 14:28:19	
Site: PIANO URBANISTICO ATTUATIVO VIA RASPONA ALFONSINE - Test: CPTU 1	

## Company information

Name: GEOLOG s.r.l.

Address: Via Cerchio, 57

Zip code: 48121

City: Ravenna

P.IVA: 02194680399

E-Mail: geologsrl@virgilio.it

Phone number: 0544202700

Fax number: 0544202700

## Site information

Name: PIANO URBANISTICO ATTUATIVO Date: 04/12/2020

Commissioner: CONSORZIO AGRARIO.

Locality: Via RASPONA - Alfonsine (RA)

## Test information

Name: CPTU 1 Location: alfonsine

via Raspona

Date: 04/12/2020 14:28:19

Prehole mode: y

Prehole depth [cm]: 80

Hydrostatic line [cm]: 250

Ground level [m]: 0

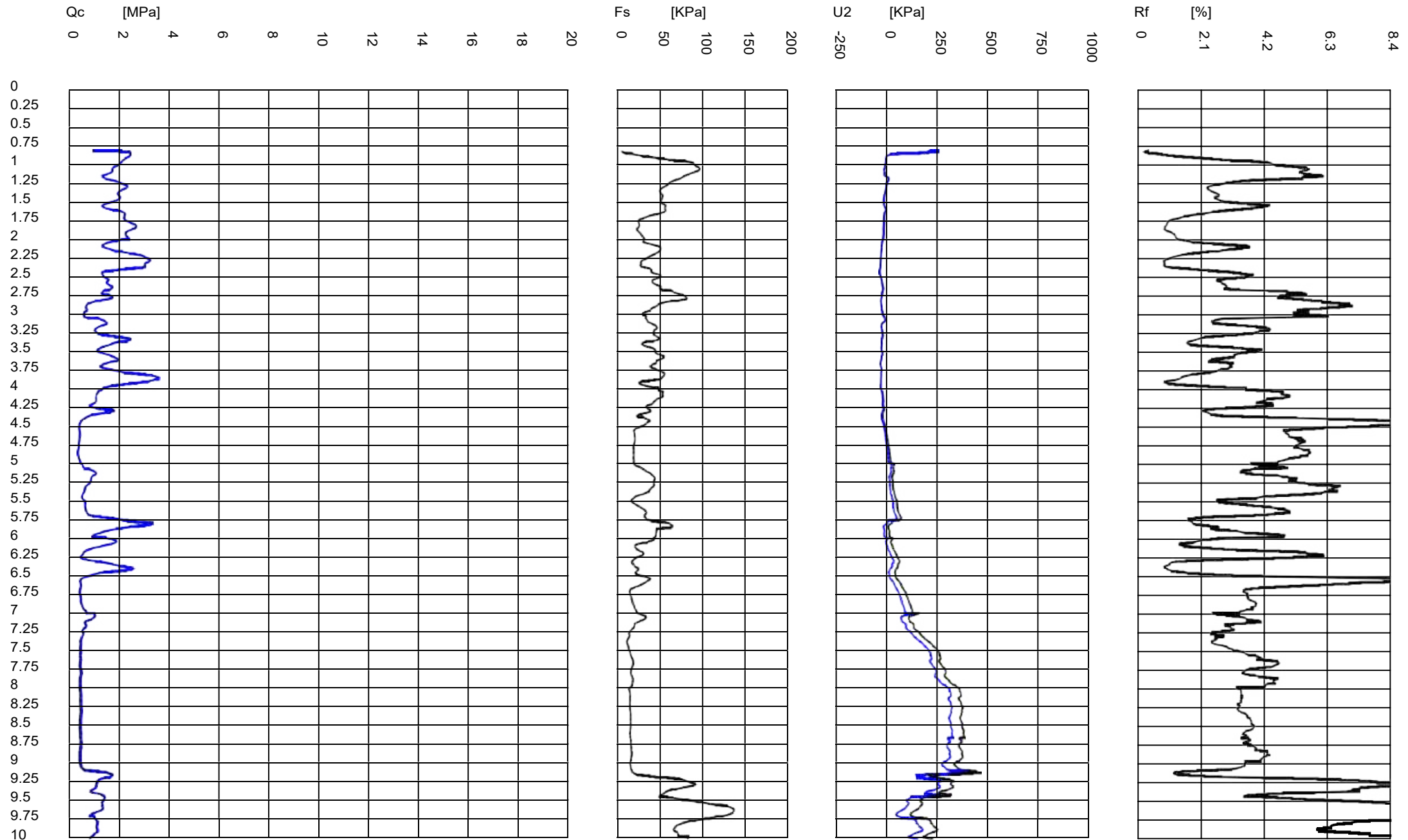
Latitude

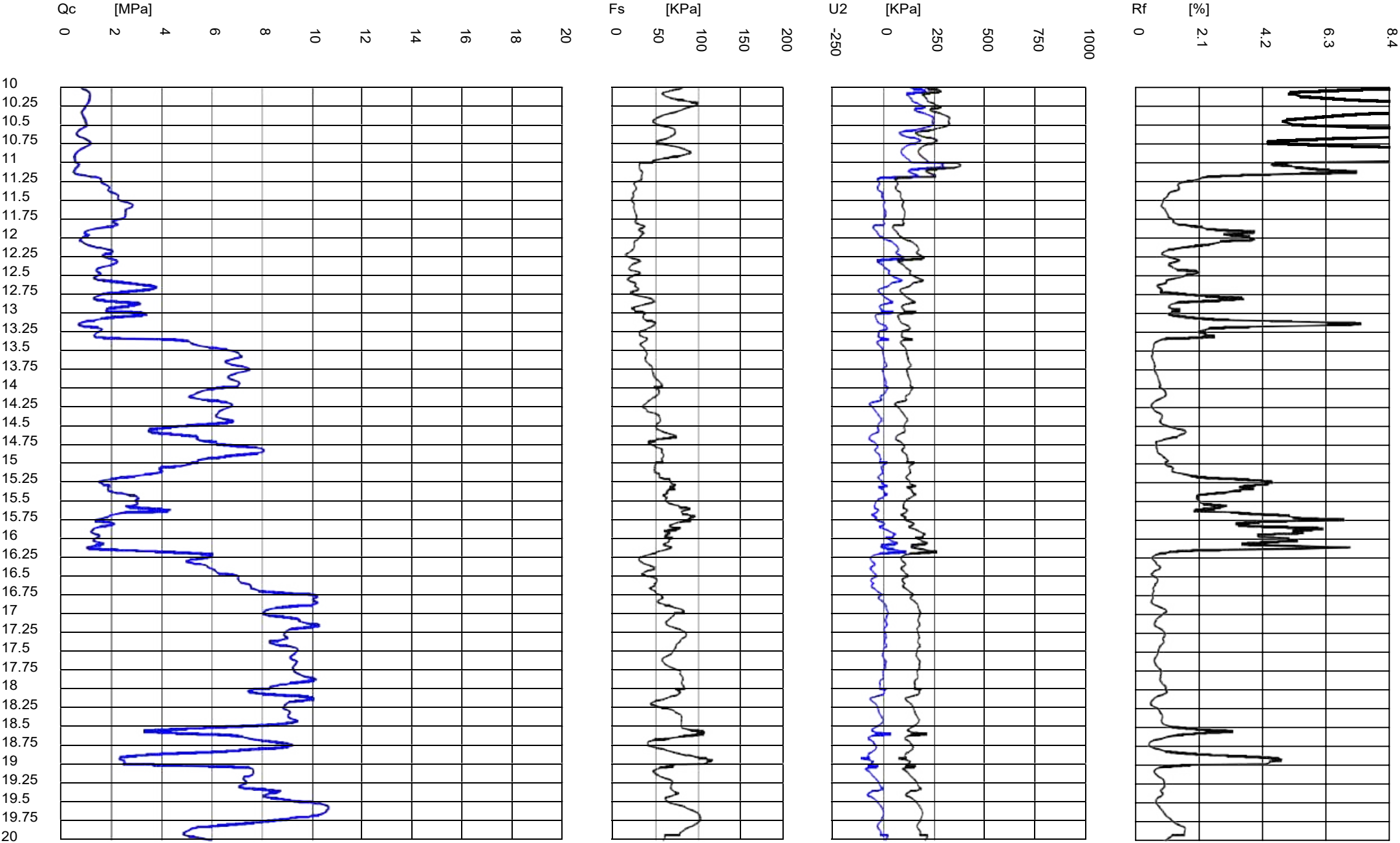
Longitude: 01202.4139E

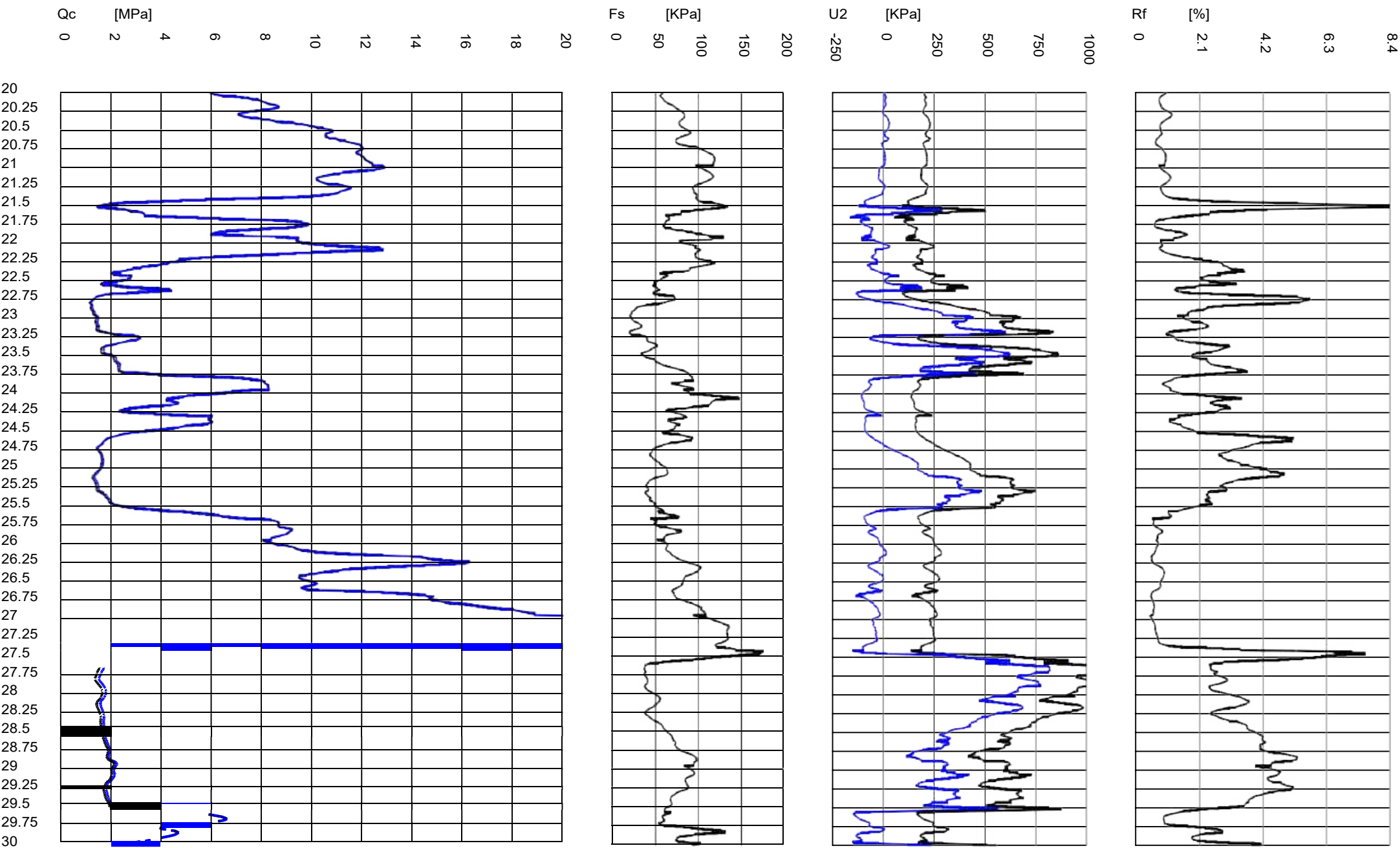
Operator:

Comments: Drapelli

Probe code: Mkj584







## PARAMETRI GEOTECNICI

**097-2018**

Località **VIA RASPONA ALFONSINE**

Data esec. 12/11/2018

Elaborato

							NATURA COESIVA					NATURA GRANULARE												
H m	qc U.M.	qc/fs	zone	$\gamma'$ t/m <sup>3</sup>	$\sigma'_{vo}$ U.M.	Vs m/s	Cu U.M.	OCR %	Eu50 U.M.	Eu25 U.M.	Mo U.M.	Dr %	Sc (°)	Ca (°)	Ko (°)	DB (°)	DM (°)	Me (°)	E'50 U.M.	E'25 U.M.	Mo U.M.	FL1	FL2	
0.20	--	--	2	1.85	0.04	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
0.40	11.00	23.40	2	1.85	0.07	137	0.54	74.7	91.2	136.8	42.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
0.60	32.00	68.09	3	1.85	0.11	204	--	--	--	--	--	86	42	38	35	33	42	29	53.3	80.0	96.0	--	--	
0.80	30.00	20.41	4	1.85	0.15	199	1.00	68.4	170.0	255.0	90.0	77	41	36	33	31	40	29	50.0	75.0	90.0	--	--	
1.00	18.00	13.53	2	1.85	0.19	164	0.75	36.1	127.5	191.3	56.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.20	16.00	13.33	2	1.85	0.22	157	0.70	26.2	118.3	177.4	51.8	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.40	11.00	18.33	2	1.85	0.26	137	0.54	15.6	91.2	136.8	42.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.60	14.00	23.33	2	1.85	0.30	150	0.64	16.3	108.2	162.3	48.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.80	12.00	17.91	2	1.85	0.33	141	0.57	12.3	97.1	145.7	44.6	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2.00	15.00	28.30	2	1.85	0.37	154	0.67	13.1	113.3	170.0	49.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2.20	8.00	11.94	2	1.85	0.41	121	0.40	6.1	106.9	160.4	35.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2.40	11.00	23.40	2	1.85	0.44	137	0.54	8.0	106.8	160.1	42.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2.60	11.00	15.07	2	1.85	0.48	137	0.54	7.2	119.5	179.2	42.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2.80	10.00	37.04	4	1.85	0.52	132	0.50	6.0	137.1	205.6	40.0	9	32	24	21	20	28	26	16.7	25.0	30.0	--	--	
3.00	17.00	28.33	2	1.85	0.56	161	0.72	8.7	131.5	197.2	54.1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
3.20	55.00	103.77	3	1.85	0.59	251	--	--	--	--	--	64	39	32	29	27	37	31	91.7	137.5	165.0	--	--	
3.40	10.00	8.85	2	1.85	0.63	132	0.50	4.7	174.8	262.3	40.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
3.60	44.00	21.26	4	1.85	0.67	230	1.47	16.8	249.3	374.0	132.0	54	38	31	28	26	35	31	73.3	110.0	132.0	--	--	
3.80	10.00	25.00	2	1.85	0.70	132	0.50	4.1	196.3	294.4	40.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
4.00	13.00	32.50	4	1.85	0.74	145	0.60	4.9	204.9	307.4	46.5	9	32	24	21	20	27	26	21.7	32.5	39.0	--	--	
4.20	8.00	24.24	2	1.85	0.78	121	0.40	2.7	205.4	308.0	35.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
4.40	8.00	20.00	2	1.85	0.81	121	0.40	2.6	209.7	314.6	35.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
4.60	7.00	13.21	1	1.85	0.85	115	0.35	2.1	41.6	62.5	10.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
4.80	18.00	45.00	4	1.85	0.89	164	0.75	5.1	244.4	366.7	56.2	16	33	25	21	20	28	27	30.0	45.0	54.0	--	--	
5.00	36.00	67.92	3	1.85	0.93	214	--	--	--	--	--	39	36	28	25	23	32	30	60.0	90.0	108.0	--	--	
5.20	18.00	19.35	2	1.85	0.96	164	0.75	4.6	267.9	401.9	56.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
5.40	22.00	46.81	3	1.85	1.00	177	--	--	--	--	--	20	34	25	22	21	29	28	36.7	55.0	66.0	--	--	
5.60	26.00	49.06	3	1.85	1.04	189	--	--	--	--	--	25	34	26	23	21	29	28	43.3	65.0	78.0	--	--	
5.80	14.00	20.90	2	1.85	1.07	150	0.64	3.3	299.7	449.6	48.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
6.00	13.00	27.66	2	1.85	1.11	145	0.60	2.9	301.3	451.9	46.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
6.20	11.00	33.33	4	1.85	1.15	137	0.54	2.4	286.9	430.3	42.5	--	31	21	18	17	25	26	18.3	27.5	33.0	--	--	
6.40	5.00	5.00	1	1.85	1.18	101	0.25	0.9	32.5	48.8	7.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
6.60	16.00	26.67	2	1.85	1.22	157	0.70	3.1	337.1	505.6	51.8	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
6.80	12.00	30.00	4	1.85	1.26	141	0.57	2.3	308.7	463.1	44.6	--	31	21	18	17	25	26	20.0	30.0	36.0	--	--	
7.00	7.00	17.50	2	1.85	1.30	115	0.35	1.2	207.7	311.5	32.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
7.20	17.00	51.52	4	1.85	1.33	161	0.72	2.9	361.0	541.6	54.1	4	32	22	19	18	25	27	28.3	42.5	51.0	--	--	
7.40	5.00	25.00	2	1.85	1.37	101	0.25	0.7	150.0	225.0	25.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
7.60	5.00	15.15	2	1.85	1.41	101	0.25	0.7	150.0	225.0	25.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
7.80	5.00	7.46	1	1.85	1.44	101	0.25	0.7	32.5	48.8	7.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
8.00	10.00	14.93	2	1.85	1.48	132	0.50	1.6	289.2	433.9	40.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
8.20	10.00	37.04	4	1.85	1.52	132	0.50	1.6	290.3	435.4	40.0	--	31	19	16	15	25	26	16.7	25.0	30.0	--	--	
8.40	11.00	11.83	2	1.85	1.55	137	0.54	1.7	309.3	464.0	42.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
8.60	16.00	23.88	2	1.85	1.59	157	0.70	2.2	380.4	570.7	51.8	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
8.80	10.00	14.93	2	1.85	1.63	132	0.50	1.4	292.9	439.4	40.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
9.00	10.00	18.87	2	1.85	1.67	132	0.50	1.4	293.7	440.5	40.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
9.20	8.00	11.94	2	1.85	1.70	121	0.40	1.0	239.7	359.6	35.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
9.40	10.00	16.67	2	1.85	1.74	132	0.50	1.3	295.0	442.5	40.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
9.60	11.00	15.07	2	1.85	1.78	137	0.54	1.4	315.0	472.4	42.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
9.80	18.00	24.66	2	1.85	1.81	164	0.75	2.1	416.6	624.9	56.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10.00	8.00	11.94	2	1.85	1.85	121	0.40	0.9	240.0	360.0	35.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10.20	10.00	16.67	2	1.85	1.89	132	0.50	1.2	297.2	445.8	40.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10.40	10.00	18.87	2	1.85	1.92	132	0.50	1.2	297.6	446.4	40.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10.60	10.00	14.93	2	1.85	1.96	132	0.50	1.1	298.0	447.1	40.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10.80	12.00	25.53	2	1.85	2.00	141	0.57	1.3	337.3	506.0	44.6	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
11.00	10.00	14.93	2	1.85	2.04	132	0.50	1.1	298.8	448.2	40.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
11.20	10.00	14.93	2	1.85	2.07	132	0.50	1.1	299.1	448.7	40.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
11.40	10.00	25.00	2	1.85	2.11	132	0.50	1.0	299.5	449.2	40.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
11.60	13.00	27.66	2	1.85	2.15	145	0.60	1.3	357.5	536.2	46.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
11.80	19.00	21.84	2	1.85	2.18	168	0.78	1.7	445.0	667.5	58.1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
12.00	18.00	9.33	2	1.85	2.22	164	0.75	1.6	433.9	650.8	56.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
12.20	28.00	21.05	4	1.85	2.26	194	0.97	2.2	531.4	797.2	84.0	8	32	22	19	18	25	28	46.7	70.0	84.0	--	--	
12.40	15.00	15.00	2	1.85	2.29	154	0.67	1.3	392.9	589.4	49.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
12.60	17.00	15.89	2	1.85	2.33	161	0.72	1.5	423.3	634.9	54.1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
12.80	15.00	13.27	2	1.85	2.37	154	0.67	1.3	384.2	591.2	49.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
13.00	29.00	24.17	4	1.85	2.41	197	0.98	2.1	547.7	821.6	87.0	8	32	22	19	18	25	29	48.3	72.5	87.0	--	--	
13.20	10.00	14.93	2	1.85	2.44	132	0.50	0.9	300.0	450.0	40.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
13.40	10.00	14.93	2	1.85	2.48	132	0.50	0.8	300.0	450.0	40.0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
13.60	10.00	16.67	2	1.85	2.52	132	0.50	0.8	300.0	450.0	40.													



# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI LITOLOGIA

**CPT**

Riferimento

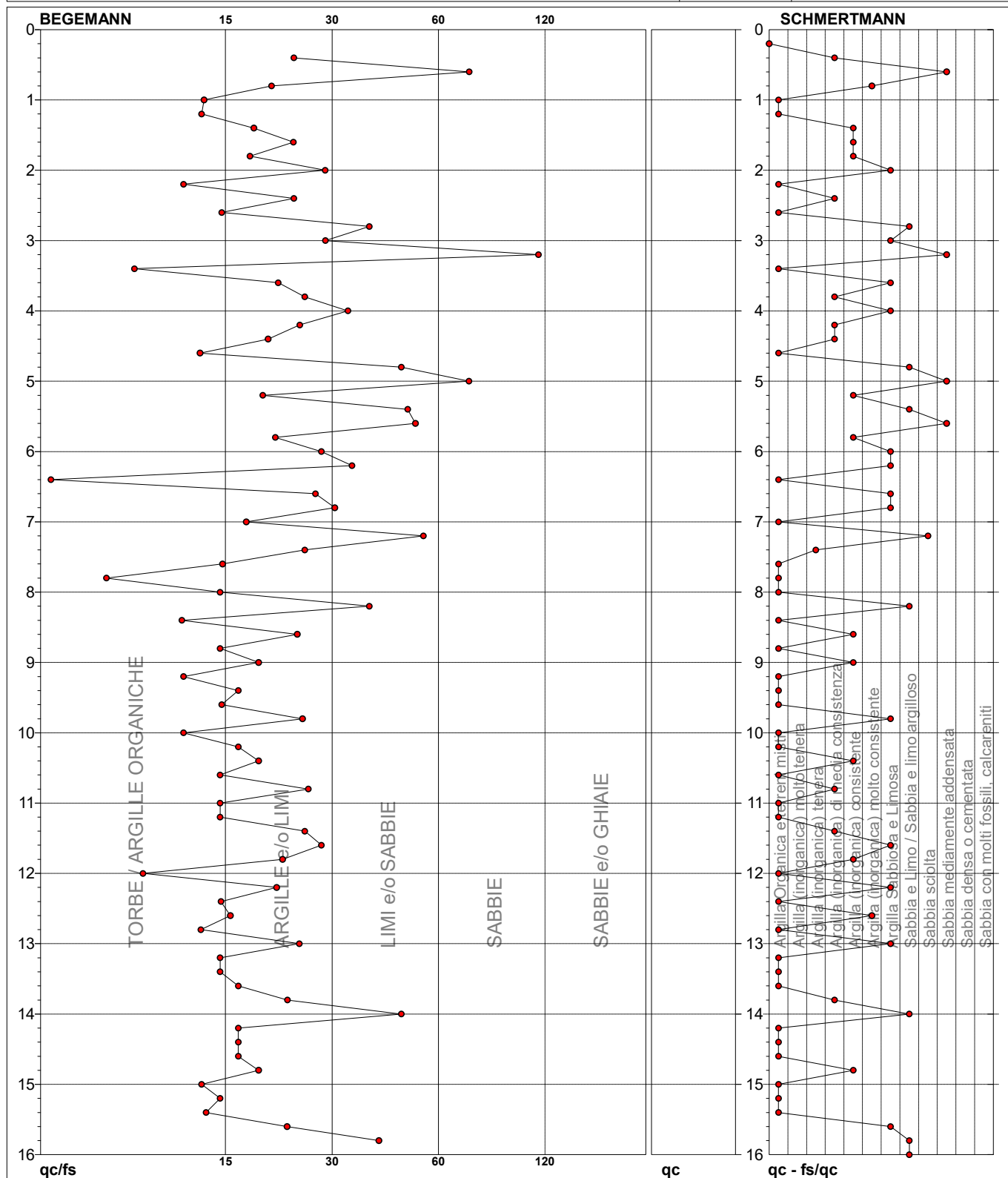
**1**

**097-2018**

Committente **CONSORZIO AGRARIO PROVINCIALE**  
Cantiere **PROGETTO DI FTTIBILITA' NUOVO EDIFICIO**  
Località **VIA RASPONA ALFONSINE**

U.M.: **kg/cm<sup>2</sup>**  
Scala: **1:80**  
Pagina **1**  
Elaborato

Data esec. **12/11/2018**  
Falda **-2.30**



● 097-2018 [1] : 16.00 m

FON035

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA

**CPT**

Riferimento

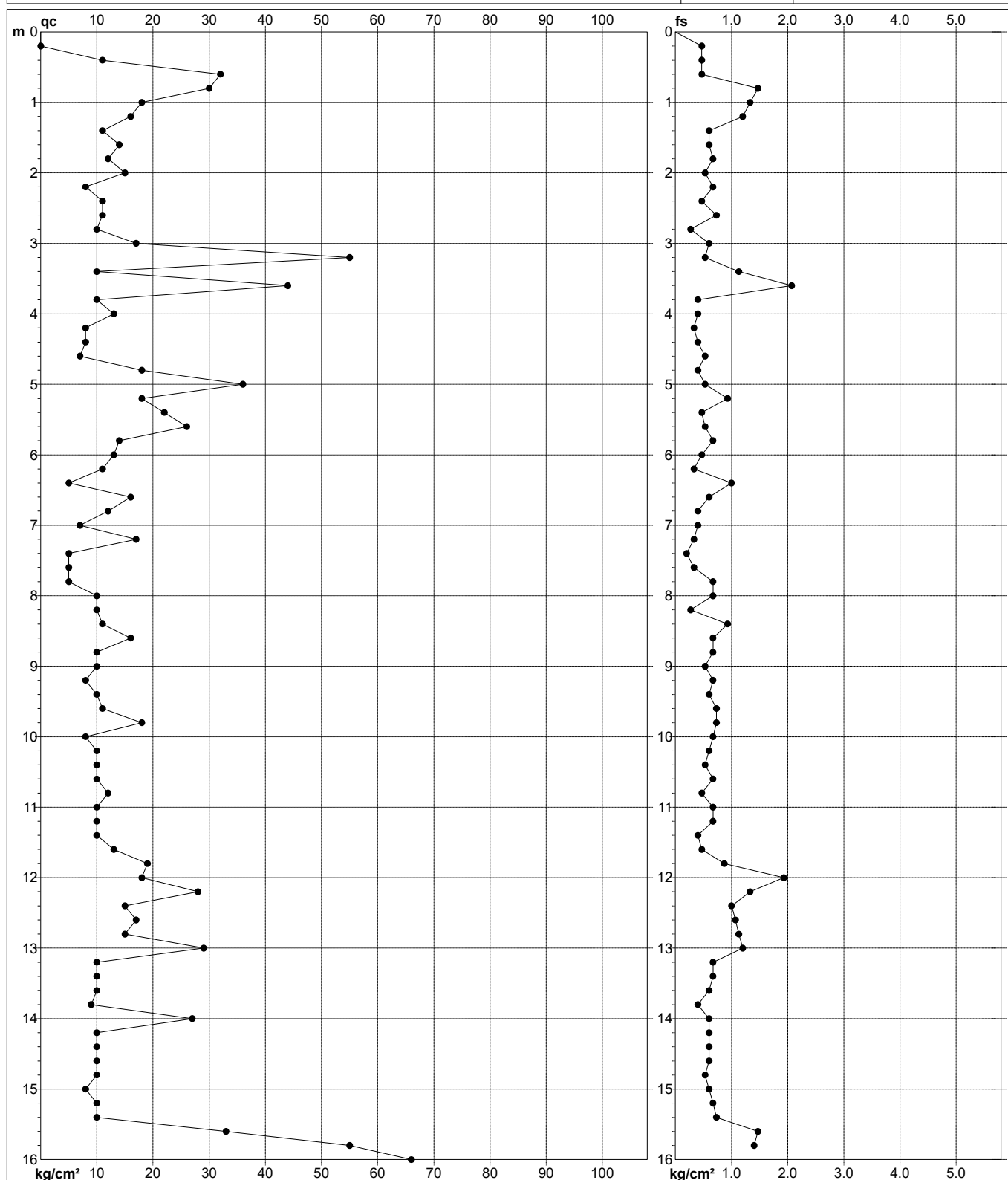
**1**

**097-2018**

Committente **CONSORZIO AGRARIO PROVINCIALE**  
Cantiere **PROGETTO DI FTTIBILITA' NUOVO EDIFICIO**  
Località **VIA RASPONA ALFONSINE**

U.M.: **kg/cm<sup>2</sup>**  
Scala: **1:80**  
Pagina **1**  
Elaborato

Data esec. **12/11/2018**  
Quota inizio:  
Falda **-2.30**



Penetrometro: **TG63-200Stat**  
Responsabile:  
Assistente:

preforo **m**  
Corr.astine: **kg/ml**  
  
Cod. tip:

FON035



**INDAGINE SISMICA mediante la tecnica del rapporto spettrale H/V a  
stazione singola eseguita con tromografo digitale TROMINO-Micromed ed  
elaborazione dei dati mediante software GRILLA-Micromed**

**CANTIERE: Via Raspona – Alfonsine (RA)**

**COMMITTENTE: dr.geol. Oberdan Drapelli**

**LAVORO: valutazione di edificabilità**

*Faenza, Dicembre 2020*

*Dr. Geol. Bruno Gardegni*



## INDICE

Ubicazione indagine	3
Indagine geofisica e interpretazione	4
Valutazione effetto doppia risonanza	9
Parametri sismici e spettri di risposta	10
Coefficienti di amplificazione sismica	15
Conclusioni	17

*Dr. Geol. Bruno Gardegni*

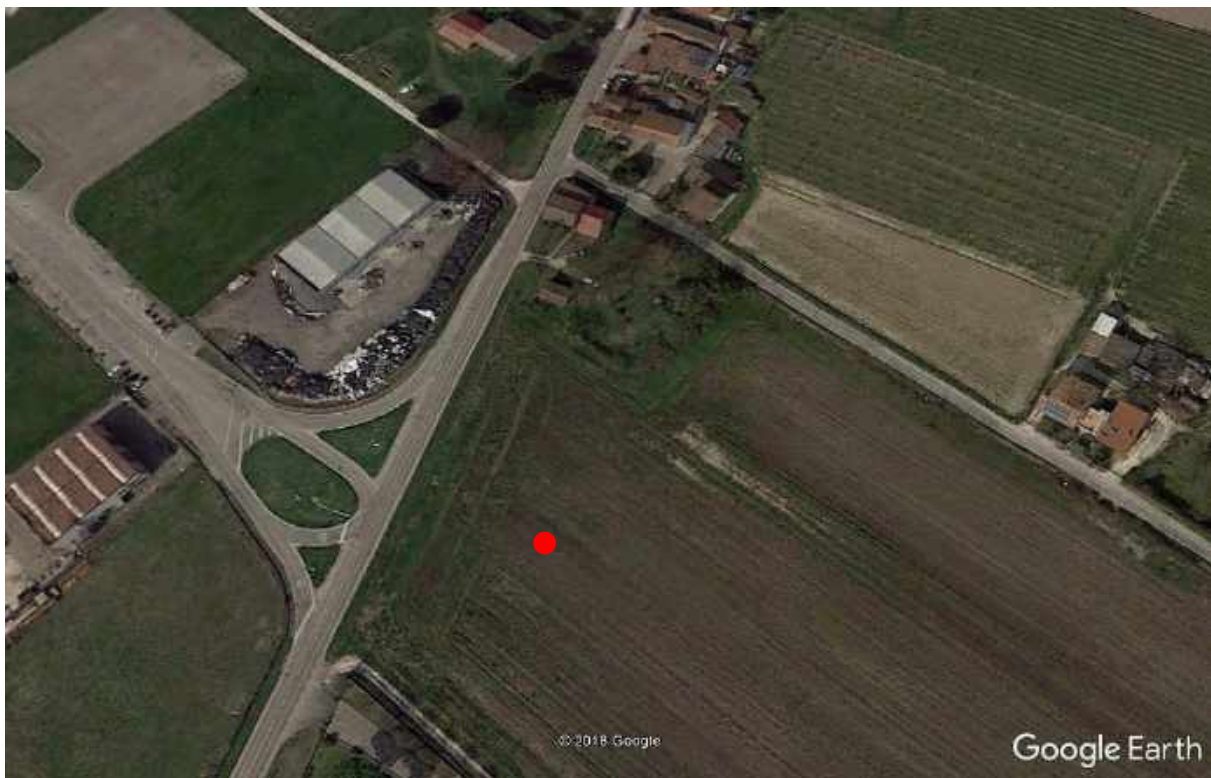


## UBICAZIONE INDAGINE

Scopo della presente relazione è la caratterizzazione sismica di un'area ubicata nel Comune di Alfonsine in via Raspona dove è previsto uno studio di fattibilità per la realizzazione di Piano Urbanistico, pertanto è stata redatta una relazione geologica a cui verrà allegata la presente relazione sismica, è stata eseguita 1 prova penetrometrica statica spinta fino alla profondità di 15 m, tale prova è servita come supporto per l'interpretazione geofisica.

L'indagine è stata eseguita utilizzando un tromografo digitale Tromino-Micromed, lo strumento è stato posizionato tra le prove penetrometriche eseguite.

L'area è inquadrata nella carta topografica 1:25.000 della Regione Emilia-Romagna all'interno del quadrante 223 NO Alfonsine, nel C.T.R. 1:10.000 nella sezione 223050 Alfonsine e nel C.T.R. 1:5.000 risulta inquadrato nell'elemento 223052 Alfonsine.



● Ubicazione tromino - ● Prove CPT

## INDAGINE GEOFISICA e INTERPRETAZIONE

Ai fini della caratterizzazione sismica del sottosuolo, l'indagine geofisica con apparecchio tromografico digitale **TROMINO**, avvalendosi del metodo di Nakamura sul rapporto spettrale H/V fornisce una valutazione diretta della  $V_{s30}$  in base all'individuazione delle discontinuità sismiche e della profondità della formazione rocciosa.

Inoltre, questa tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) con apparecchio tromografico **TROMINO** permette anche di misurare la frequenza caratteristica di risonanza del sito, parametro che è utilizzabile in termini di risposta sismica locale (RSL) per progettare edifici non con la stessa frequenza di risonanza del terreno, in modo da evitare l'effetto di doppia risonanza pericoloso per la stabilità degli edifici.

La  $V_{s30}$  viene calcolata o meglio stimata mediante un codice di calcolo apposito attraverso il software **GRILLA**, è necessario conoscere la profondità di un riflettore stratigrafico (prova penetrometrica o sondaggio) e riconoscibile dalla curva H/V.

La tecnica HVSR si basa in parte sulla sismica tradizionale dei microtrempi, cioè di oscillazioni molto piccole rispetto al sisma; il metodo di acquisizione dei dati è quindi detto passivo in quanto il rumore non è generato come ad esempio dalle esplosioni della sismica attiva.

I dati sono stati acquisiti con un frequenza base di 128 Hz e convertiti in file ASCII mediante il software Grilla, e il rumore sismico è stato registrato nelle sue tre componenti per un intervallo di tempo di 20 o 30 minuti, suddiviso in intervalli della durata di 8 sec.

Successivamente si è operato alla costruzione di un modello teorico HVSR e, tramite un algoritmo, all'adattamento della curva sperimentale e quella teorica. Le acquisizioni rispettano le indicazioni del processo SESAME.

Nel presente studio, che sfrutta la teoria di Nakamura che relaziona lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale  $H/V = 1$ ) con quello misurato in superficie, la frequenza di risonanza del terreno è regolata dalla formula:

$$f = V_s / 4H$$

dove  $f$  è la frequenza e  $H$  lo spessore dello strato sismico.



Di seguito si riportano i dati relativi all'acquisizione sismica:

Start recording: 04/12/20 11:08:53 End recording: 04/12/20 11:28:53

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analysis performed on the entire trace.

Sampling rate: 128 Hz

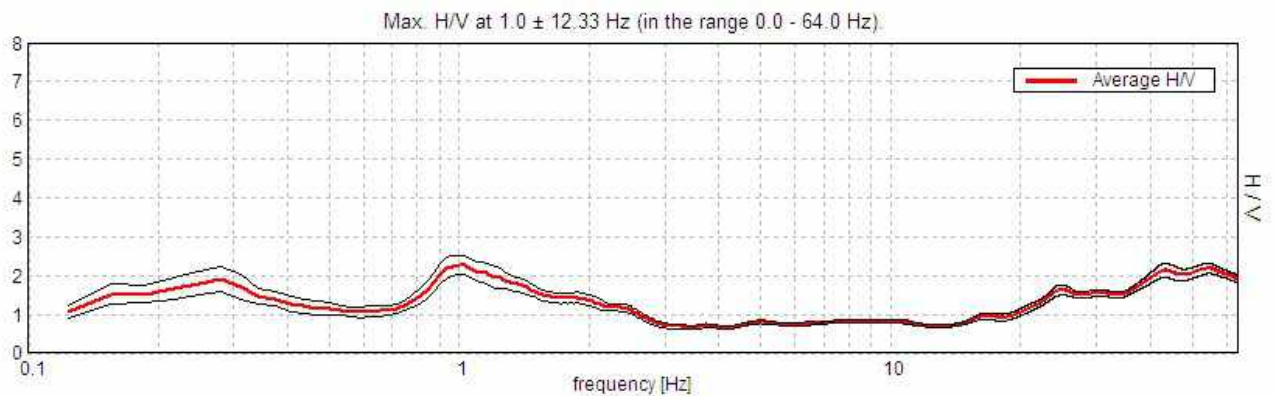
Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

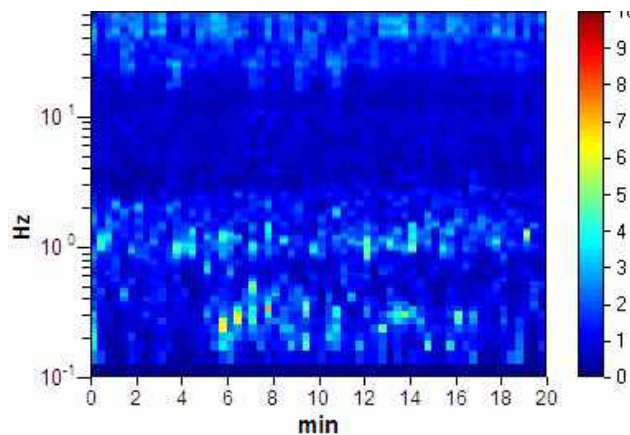
Smoothing: 10%

Nel grafico che segue è rappresentata la curva sperimentale H/V frutto dell'elaborazione mediante algoritmo dei microtremori registrato dall'apparecchiatura, in ascissa la frequenza di risonanza del terreno, in ordinata il rapporto H/V:

#### HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

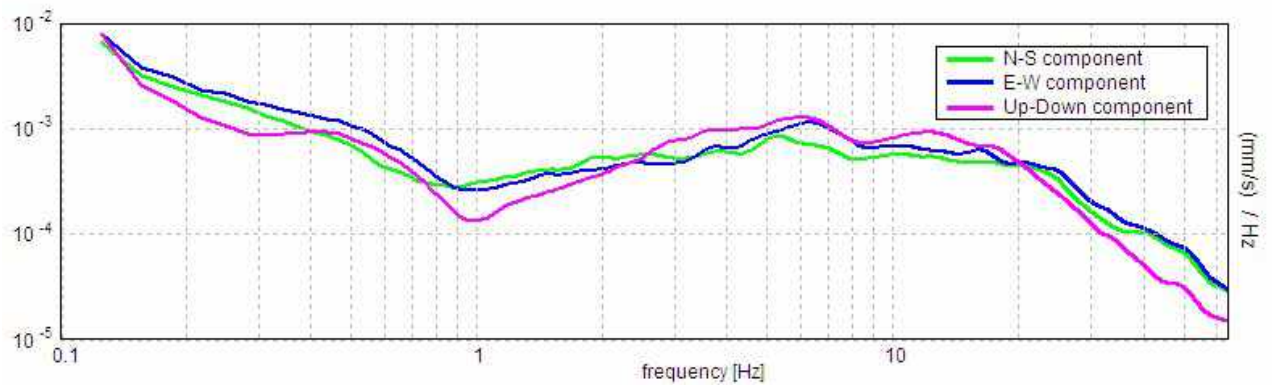


#### H/V TIME HISTORY

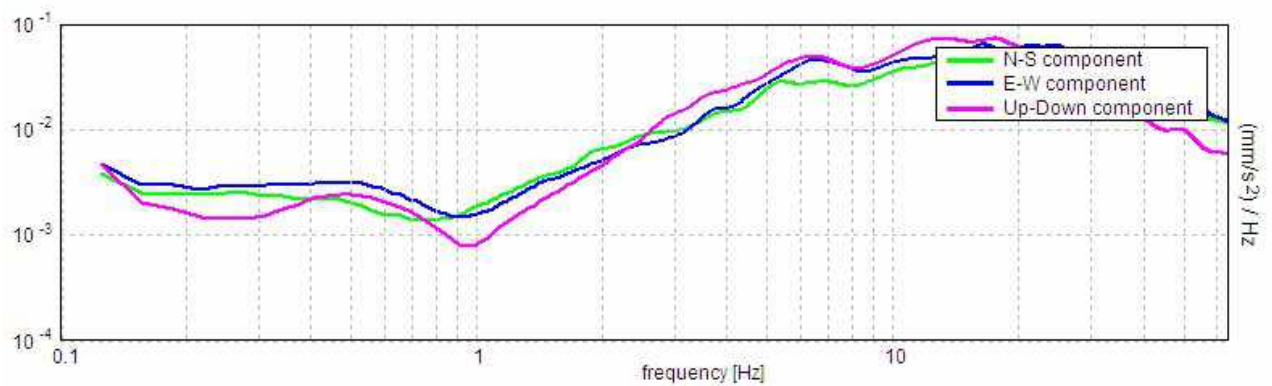


Nei grafici successivi l'andamento della traccia nelle 3 componenti N-S, E-W e verticale:

### SINGLE COMPONENT SPECTRA (VELOCITA')

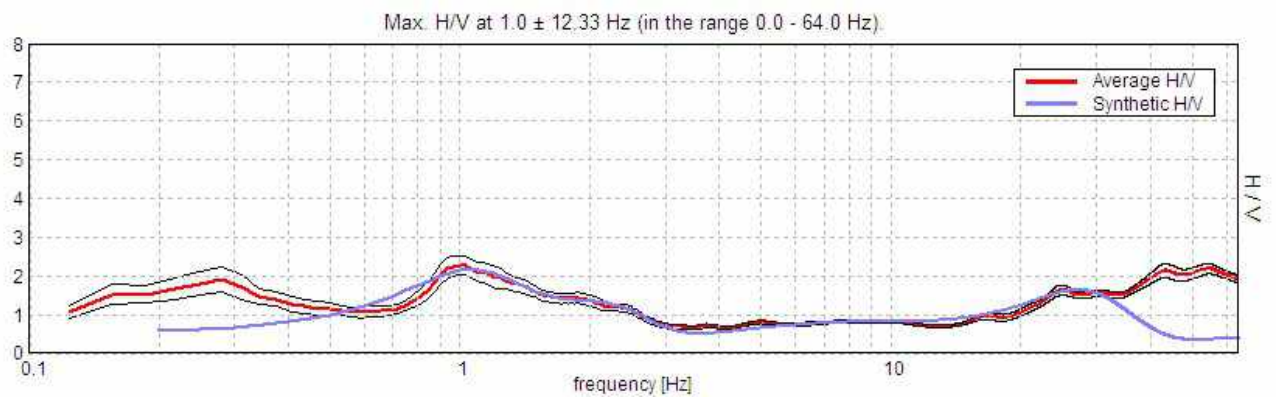


### SINGLE COMPONENT SPECTRA (ACCELERAZIONE)



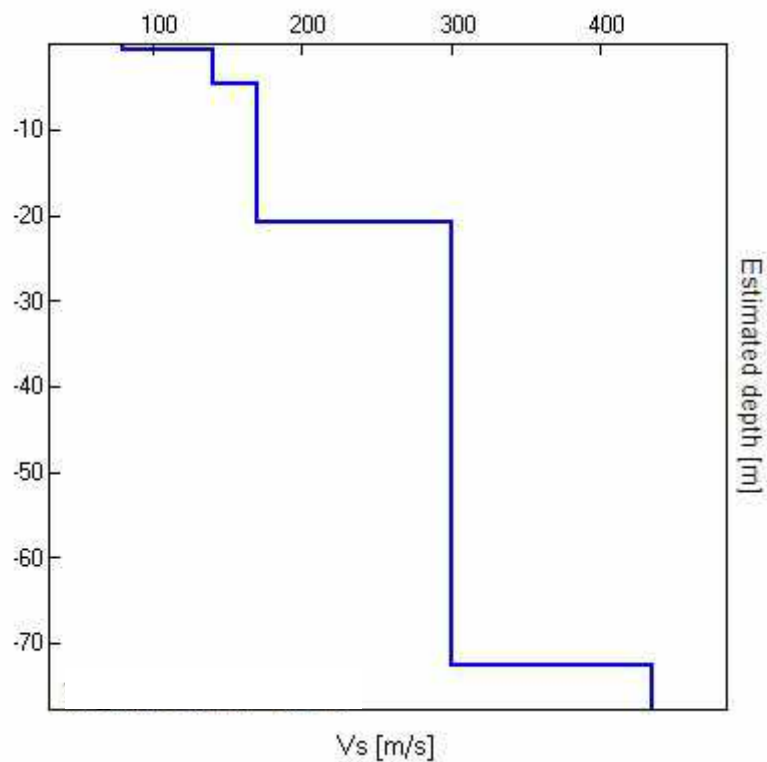
Il grafico sotto rappresenta l'elaborazione della traccia sperimentale da cui si ricava la Vs30 e relativa categoria di suolo, la curva blu è la curva teorica risultato dell'elaborazione, devono essere il più possibile coincidenti;

### EXPERIMENTAL VS SYNTHETIC H/V



A seguire uno schema dei sismostrati nei quali è stato suddiviso il sottosuolo, ciascuno caratterizzato da uno specifico valore  $V_s$ , e quindi il relativo grafico dell'andamento della  $V_s$  in profondità,.

Litologia presunta	Profondità totale [m]	Sismostrati [m]	$V_s$ [m/s]
Terreno vegetale	0.70	0.70	80
Limi e Argille molto tenere	4.70	4.00	140
Limi e Argille tenere	20.70	16.00	170
Limi e argille medie	72.70	52.00	300
Substrato argilloso non rigido	inf.	inf.	435



Il valore medio risultante dall'elaborazione fornisce la seguente  $V_{s30}$ , valore che non va assunto come dato certo, ma considerando un margine di errore almeno del 20%.

$$V_{s30}=195\text{m/s}$$

**Il valore ottenuto classifica il terreno come sito C.**

Trattasi di sabbie e ghiaie mediamente addensate e argille di media consistenza.

**Tabella 1. Velocità caratteristiche delle onde S nei vari tipi di suolo [cfr. Borcherdt, 1994]**

TIPO DI SUOLO	V <sub>s</sub> min [m/s]	V <sub>s</sub> media [m/s]	V <sub>s</sub> max [m/s]
<b>ROCCE MOLTO DURE</b> (es. rocce metamorfiche molto poco fratturate)	1400	1620	-
<b>ROCCE DURE</b> (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti, da mediamente a poco fratturati)	700	1050	1400
<b>SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE</b> (es. rocce sedimentarie ignee, tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con > 20% di ghiaia)	375	540	700
<b>ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI</b> (es. sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte e argille limose)	200	290	375
<b>TERRENI TENERI</b> (es. terreni di riempimento sotto falda, argille da tenere a molto tenere).	100	150	200

Nella tabella sotto è illustrata la qualità del segnale acquisito in base al progetto SESAME (Linee guida 2005). Per l'affidabilità della curva HVSR devono essere positivi i primi 3 parametri, mentre per avere un chiaro e pulito segnale del picco massimo devono essere soddisfatti 5 parametri su 6.

<b>Max. H/V at 1.00 ± 0.04 Hz. (in the range 0.0 - 64.0 Hz).</b>			
<b>Criteria for a reliable HVSR curve</b> [All 3 should be fulfilled]			
$f_0 > 10 / L_w$	1.00 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	1200.0 > 200	OK	
$s_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $s_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 49 times	OK	
<b>Criteria for a clear HVSR peak</b> [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists $f^*$ in $[f_0/4, f_0]$   $A_{H/V}(f^*) < A_0 / 2$	0.688 Hz	OK	
Exists $f^+$ in $[f_0, 4f_0]$   $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	2.469 Hz	OK	
$A_0 > 2$	2.28 > 2	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm s_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.04509  < 0.05$	OK	
$s_f < e(f_0)$	$0.01509 < 0.20$	OK	
$s_A(f_0) < q(f_0)$	$0.2445 < 1.78$	OK	

La frequenza di risonanza caratteristica o di riferimento del terreno è  $F_0 = 1,0 \text{ Hz}$

## VALUTAZIONE EFFETTO DOPPIA RISONANZA

E' previsto uno studio di fattibilità per la realizzazione di un fabbricato ad uso commerciale pertanto al momento si traslascia la valutazione del fenomeno della risonanza.

## PARAMETRI SISMICI da GEOSTRU

Tipo di elaborazione: FONDAZIONI

**Sito in esame: C**

Coordinate espresse in ED50:      Latitudine: 44,513678°      Longitudine: 12,047392°

Coordinate espresse in WGS84:      Latitudine: 44.512745°      Longitudine: 12.046415°

Classe d'uso I: costruzioni con presenza occasionale di persone, edifici agricoli.

**Classe d'uso II: costruzioni con normale affollamento di persone, assenza di funzioni pubbliche e sociali importanti, industrie con attività non pericolose per l'ambiente, ponti, strade e opere infrastrutturali non ricadenti in classe d'uso III e IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza, dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.**

Classe d'uso 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 un loro eventuale collasso.

Classe d'uso IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della Protezione Civile in caso di calamità. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie di collegamento tra capoluoghi di provincia, ponti e reti ferroviarie di importanza critica per le vie di comunicazione, dighe connesse al funzionamento di acquedotti e centrali idroelettriche.

**Siti di riferimento:**

	<b>ID</b>	<b>Latitudine °</b>	<b>Longitudine °</b>	<b>Distanza</b>
Sito 1	16740	44,5258	12,0180	2687,756
Sito 2	16741	44,5266	12,0881	3534,276
Sito 3	16963	44,4766	12,0893	5297,447
Sito 4	16962	44,4758	12,0193	4769,212

Categoria suolo: C

Categoria topografica: T1

Vita nominale opera: 50 anni

Coefficiente Cu: 1,0

**Parametri sismici:**

	<b>P<sub>VR</sub> %</b>	<b>Tr (anni)</b>	<b>ag (g)</b>	<b>Fo (-)</b>	<b>Tc* (s)</b>
Operatività SLO	81	30	0,047	2,455	0,260
Danno SLD	63	50	0,059	2,492	0,276
Salvaguardia vita SLV	10	475	<b>0,160</b>	2,565	0,278
Prevenzione collasso SLC	5	975	0,212	2,511	0,284

P<sub>VR</sub> = probabilità di superamento nel periodo di riferimento V<sub>R</sub> = 35 anni

Tr = periodo di riferimento

ag = accelerazione di gravità

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orr.

Tc = periodo di inizio del tratto di velocità costante dello spettro di accelerazione orr.

**Coefficienti sismici:**

	<b>Ss (-)</b>	<b>Cc (-)</b>	<b>St (-)</b>	<b>Kh (-)</b>	<b>Kv (-)</b>	<b>Amax (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>Beta (-)</b>
SLO	1,500	1,640	1,000	0,014	0,007	0,694	0,200
SLD	1,500	1,610	1,000	0,018	0,009	0,861	0,200
SLV	<b>1,450</b>	1,600	<b>1,000</b>	0,056	0,028	<b>2,282</b>	0,240
SLC	1,380	1,590	1,000	0,082	0,041	2,873	0,280

Ss = amplificazione stratigrafica

Cc = coeff. funz. categoria

St = amplificazione topografica

Amax = acc. max attesa al sito

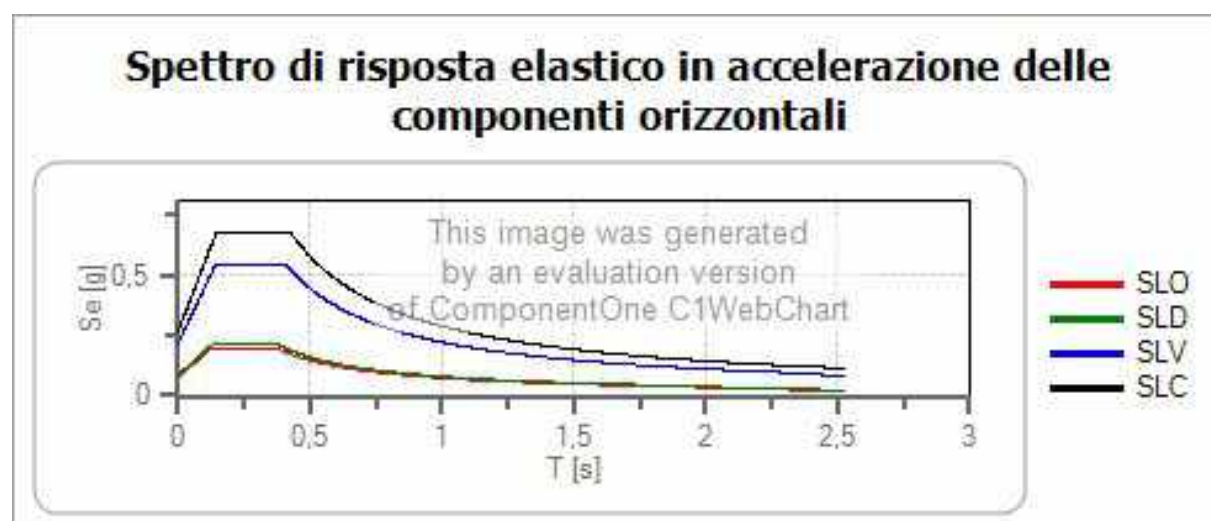
Kh = coeff. sismico verticale

Kv = coeff. Sismico orizzontale

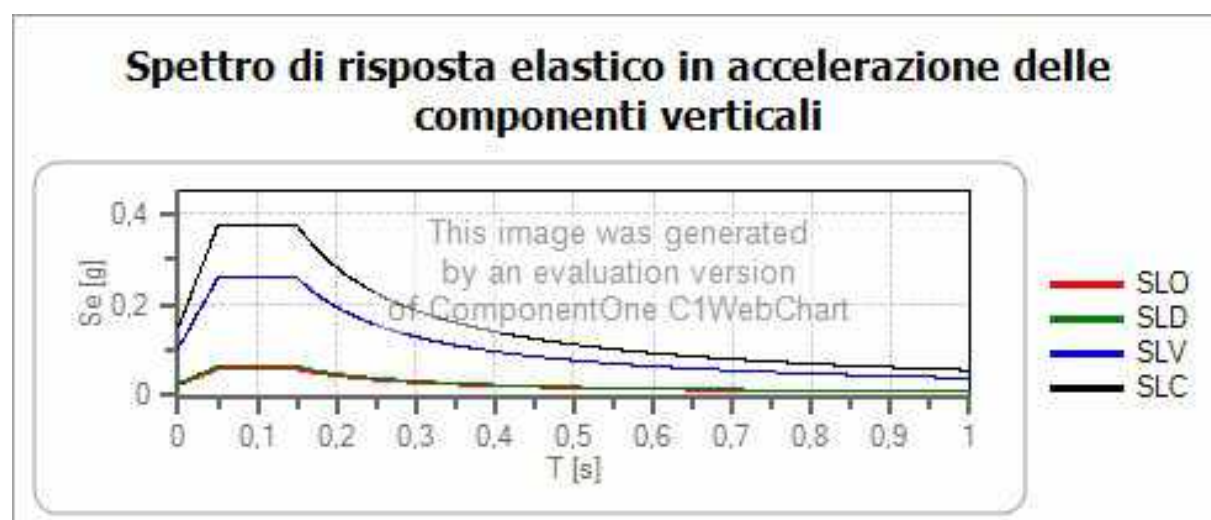
Beta = coeff. riduzione acc.max



## SPETTRI DI RISPOSTA da GEOSTRU

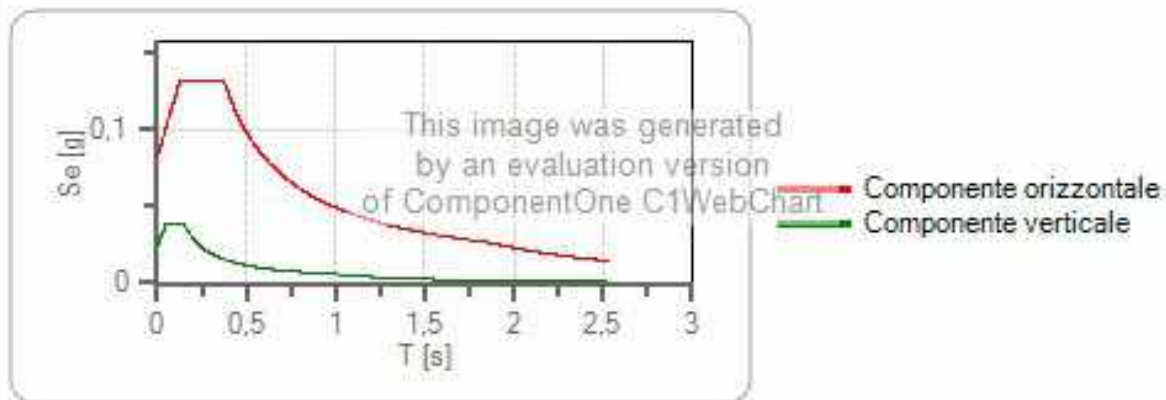


	cu	ag	Fo	Tc	Ss	Cc	St	S		Tb	Tc	Td
SLO	1,0	0,047	2,455	0,260	1,500	1,640	1,000	1,500	1,000	0,142	0,427	1,789
SLD	1,0	0,059	2,492	0,276	1,500	1,610	1,000	1,500	1,000	0,148	0,445	1,834
SLV	1,0	0,160	2,565	0,278	1,450	1,600	1,000	1,450	1,000	0,148	0,444	2,242
SLC	1,0	0,212	2,511	0,284	1,380	1,590	1,000	1,380	1,000	0,151	0,452	2,449



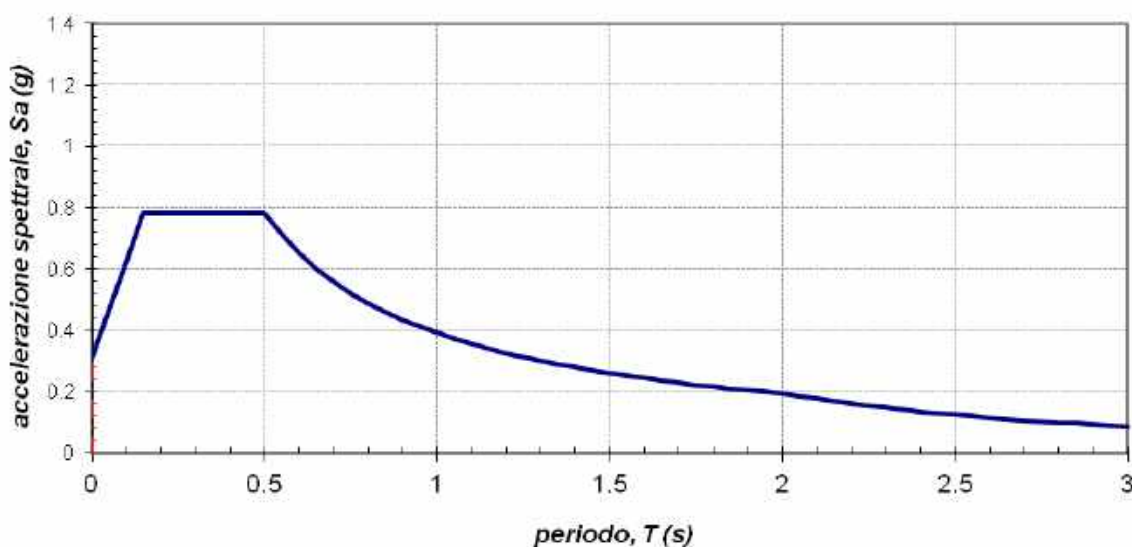
	cu	ag	Fo	Tc	Ss	Cc	St	S		Tb	Tc	Td
SLO	1,0	0,047	2,455	0,260	1,000	1,640	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLD	1,0	0,059	2,492	0,276	1,000	1,610	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLV	1,0	0,160	2,565	0,278	1,000	1,600	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLC	1,0	0,212	2,511	0,284	1,000	1,590	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000

## Spettri di progetto per lo stato limite: SLO



	cu	ag	Fo	Tc	Ss	Cc	St	S	q	Tb	Tc	Td
SLO h	1,0	0,047	2,455	0,260	1,500	1,640	1,000	1,500	1,500	0,142	0,427	1,789
SLO v	1,0	0,047	2,455	0,260	1,500	1,640	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000

**Spettro risposta elastico orizzontale su suolo rigido**



Zona 2	Tipo suolo	ag	S	Tb (s)	Tc (s)	Td (s)	piani	T	Sa
Pianura 2	C	0.25	1.25	0.15	0.5	2	0	0	0,3125

Dallo spettro di risposta normalizzato è possibile ottenere, moltiplicando i valori della tabella 1 per il valore di  $a_{refg}$  di ogni comune, lo spettro di risposta a probabilità uniforme che descrive le caratteristiche del moto sismico atteso per ogni comune dell'Emilia-Romagna.



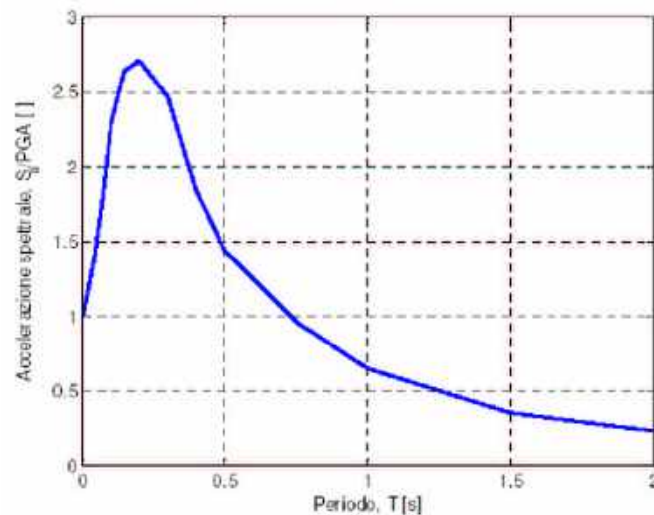


Figura - Spettro di risposta normalizzato (TR = 475 anni = 5% smorzamento) per l'Emilia-Romagna

T(s)	0,00	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00
Sa/a <sub>ref</sub>	1,0000	2,2100	2,6080	2,6562	2,4033	1,9394	1,5050	0,9172	0,6359	0,3608	0,2462

Tabella - Valori che definiscono lo spettro normalizzato per l'Emilia-Romagna

#### Valore di $a_{refg}$ per il comune di Alfonsine = 0,1597

dove  $a_{refg}$  = accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per  $T = 0$ , espressa in frazione dell'accelerazione di gravità  $g$  ( $a_{refg}$ )

#### Categorie topografiche del terreno

T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolate con inclinazione media $i < 15^\circ$	St = 1
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	St = 1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$	St = 1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	St = 1.4

#### Categorie suolo di fondazione

	Descrizione del profilo stratigrafico	$V_{s30}$ (m/s)
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.	180 – 360

#### Parametri per il profilo stratigrafico

$S = 1,25$ , sabbie e ghiaie mediamente addensate, argille media consistenza, Tipo C;

L'area di intervento è collocata territorio comunale di Alfonsine, si presenta pianeggiante ed è morfologicamente classificabile come **Pianura di tipo 2** caratterizzata da sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;

Si considerano i coefficienti di amplificazione sismica relativi alla fascia di velocità relativa a 200 m/s.

## **ELEMENTI di MICROZONAZIONE SISMICA**

**Tabella per il calcolo dei coefficienti di amplificazione sismica** (DGR n.2193 del 21/12/2015)

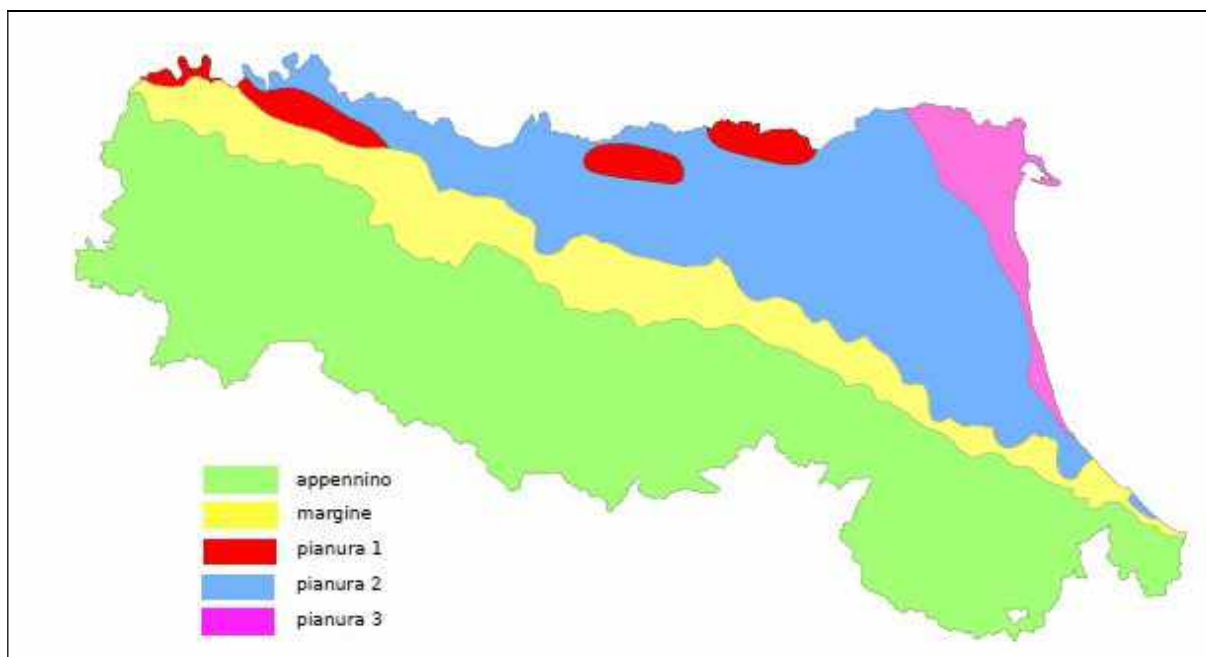
**F.A. P.G.A.:** rapporto tra massima ampiezza dell'accelerazione su affioramento rigido ( $a_{max,r}$ ) e massima ampiezza dell'accelerazione alla superficie del deposito ( $a_{max,s}$ ) alla frequenza  $f$ .

**F.A. S.I.:** Intensità spettrale di Housner, indicatore della pericolosità sismica, è definito come l'area sottesa dello spettro di risposta di pseudo velocità relative ai tre intervalli

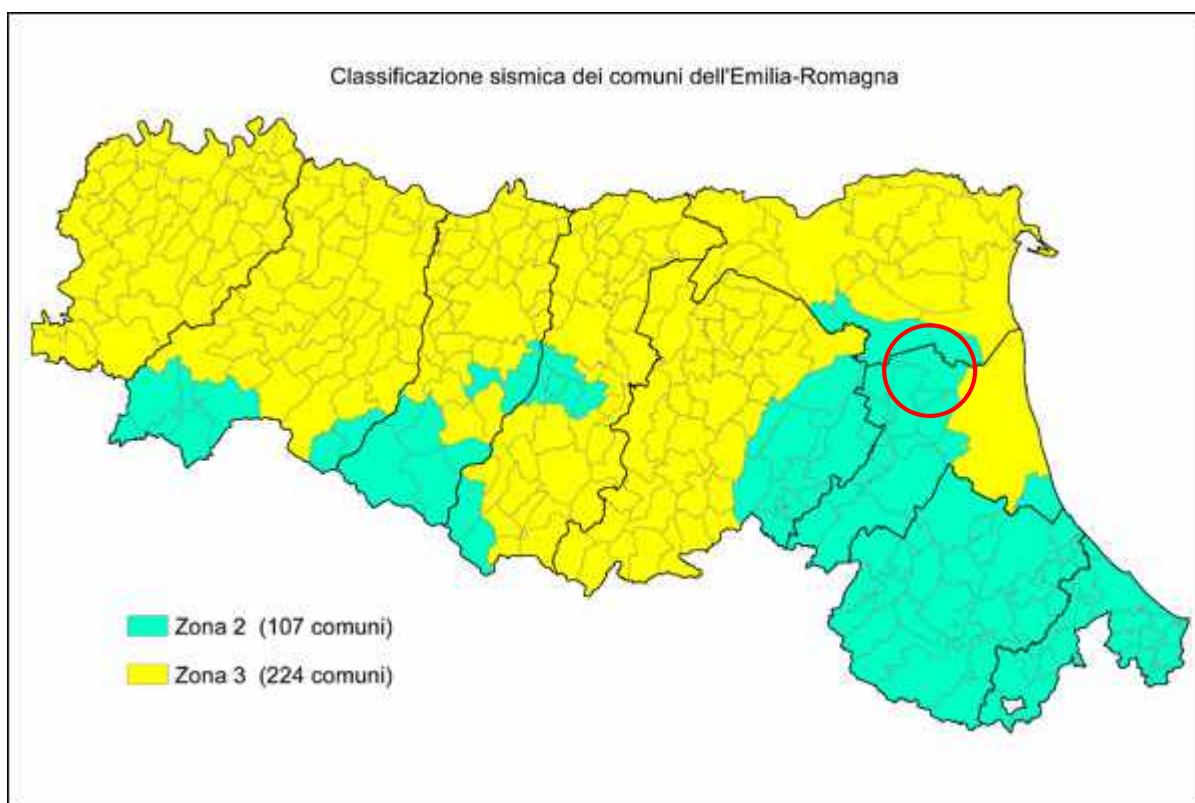
### **A2.1.2 - PIANURA PADANA E COSTA ADRIATICA**

**PIANURA 2:** settore di pianura con sedimenti alluvionali fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato da una discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;

Vs30	150	200	250	300	350	400
F.A. P.G.A	1.7	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5
F.A SI1	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6
F.A SI2	3.1	3.0	2.7	2.4	2.1	2.0
F.A SI3	3.6	3.3	2.9	2.5	2.2	2.0



Localizzazione indicativa degli ambienti geomorfologici e litostratigrafici



Nuova classificazione sismica NTC 2018 – Comune di Alfonsine

## CONCLUSIONI

- Il terreno indagato è classificabile come sito **C**;
- La Vs30 stimata è pari a 185 m/s;
- Il manufatto previsto è classificato come classe d'uso **II**;
- La frequenza caratteristica del sito è  $F_0 = 1,0$  Hz;
- L'accelerazione di gravità del sito è  $a_g = 0,160$  (SLV);
- L'accelerazione massima è  $A_{max} = 2,282$  (SLV);
- L'accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, cioè per  $T = 0$ , espressa in frazione dell'accelerazione di gravità  $g$  ( $a_{refg}$ ) per il comune di Alfonsine è 0,1597;
- La categoria topografica è **T1**;
- L'area è classificabile come pianura 2 con substrato oltre 100 m di profondità;
- Si assumono come coefficienti di amplificazione sismica quelli relativi alla fascia di velocità pari a 200 m/s;
- Si riportano i coefficienti di amplificazione sismica su base regionale, tali coefficienti non sono vincolanti ai fini della progettazione:

**P.G.A = 1.7**

**S.I.1 per l'intervallo  $0.1s < T_0 < 0.5s = 2,0$**

**S.I.2 per l'intervallo  $0.5s < T_0 < 1.0s = 3,0$**

**S.I.3 per l'intervallo  $0.5s < T_0 < 1.5s = 3,3$**

*Faenza, Dicembre 2020*

*Dr. Geol. Bruno Gardegni*



## LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

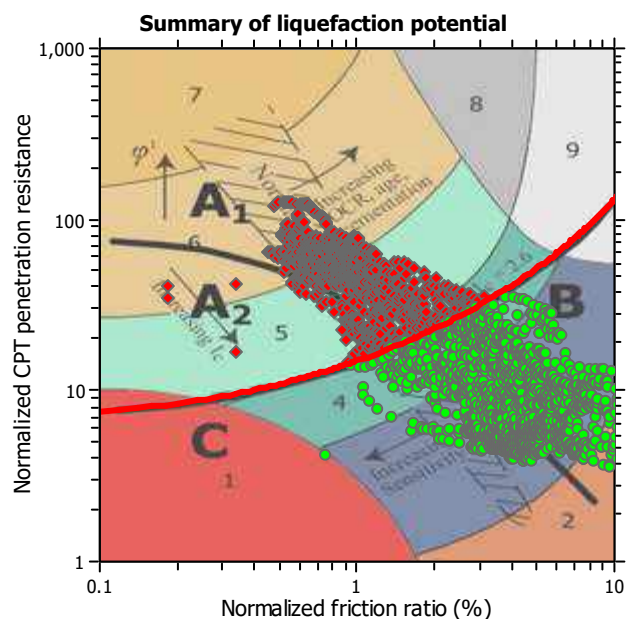
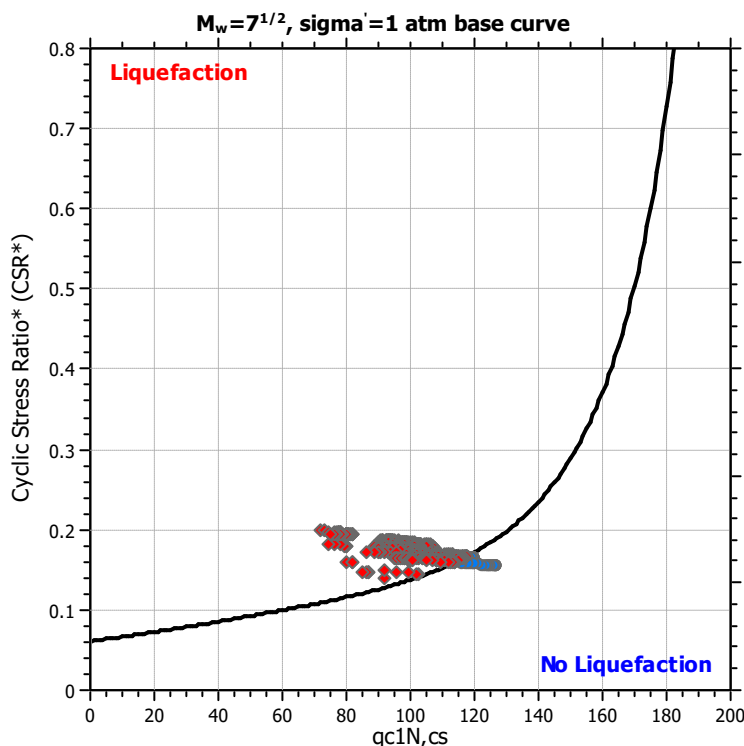
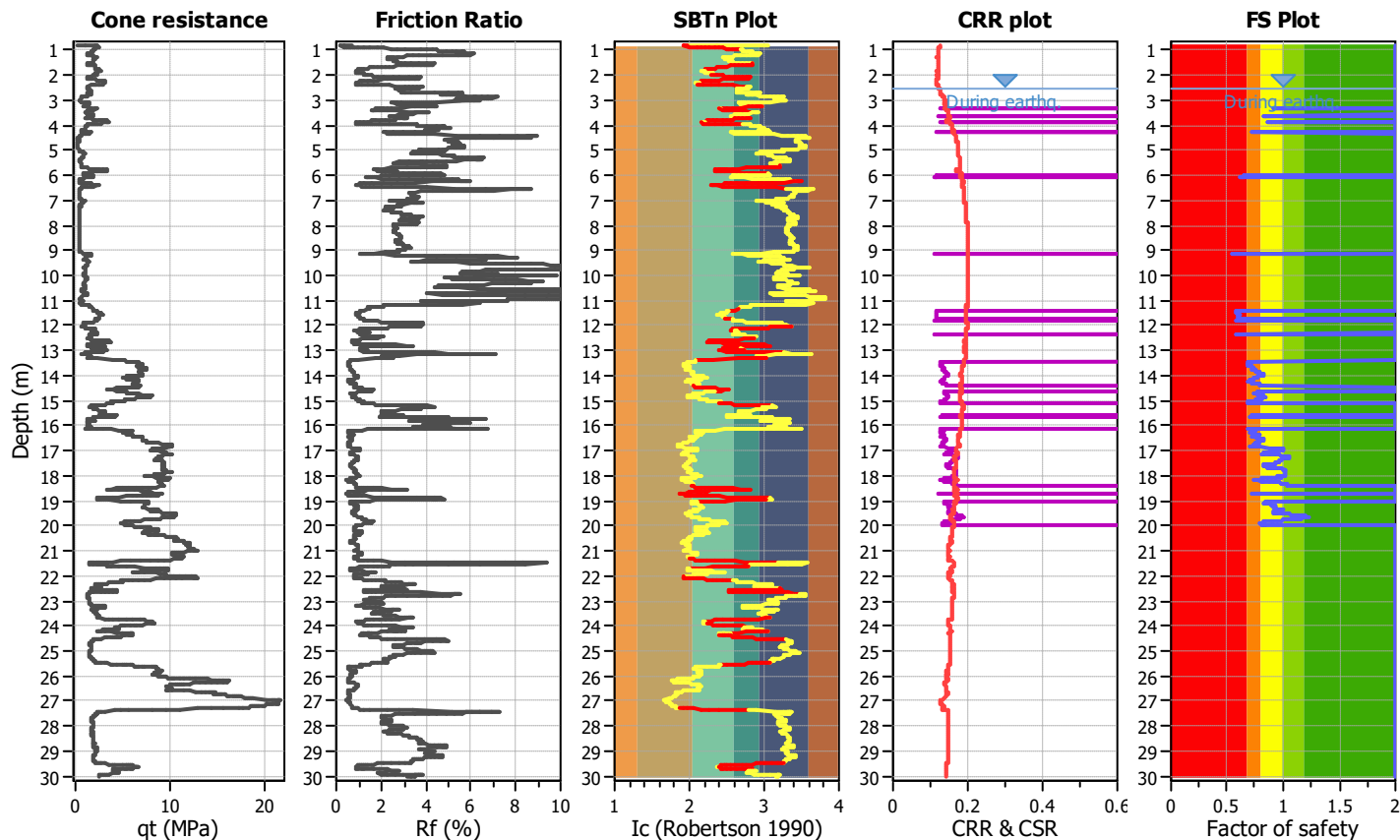
**Project title :**

**Location :**

**CPT file : CPTU 1 Alfonsine PUA**

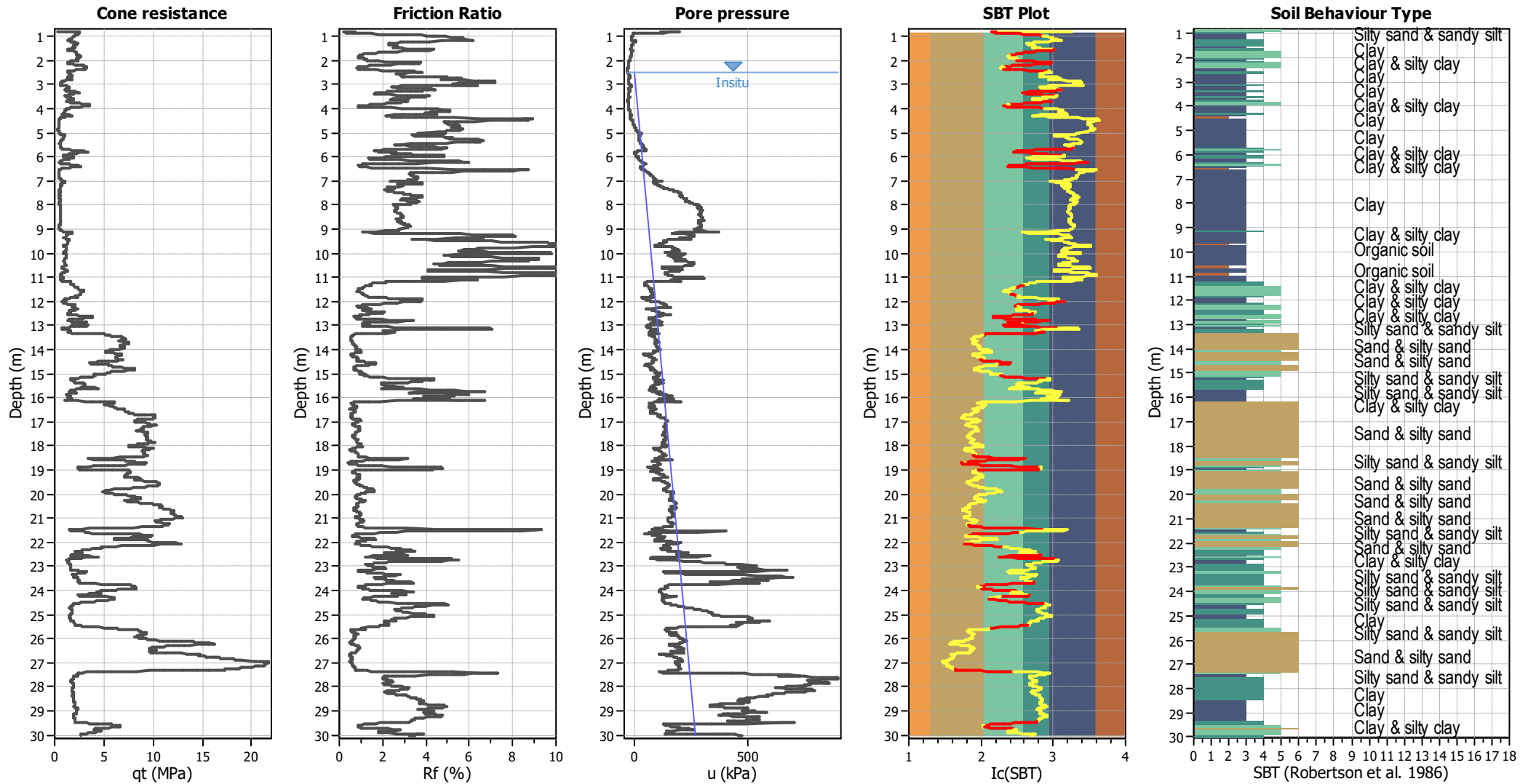
### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	2.50 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	2.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	1	Fill weight:	N/A	Limit depth:	20.00 m
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF method:	Method
Peak ground acceleration:	0.23	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_g$ applied:	Yes		



Zone A<sub>1</sub>: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading  
 Zone A<sub>2</sub>: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry  
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening  
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

CPT basic interpretation plots



Input parameters and analysis data

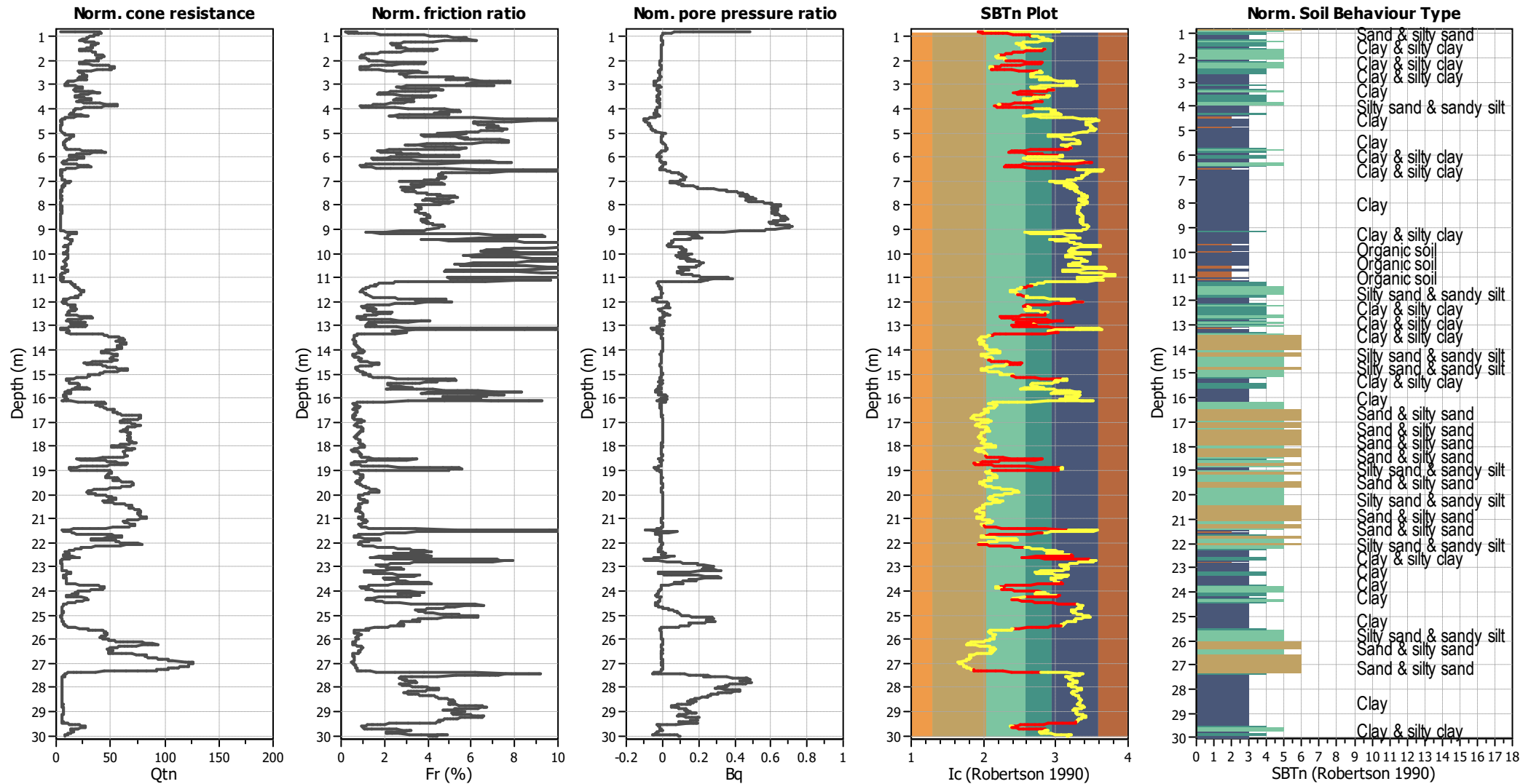
Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>g</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.23	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

SBT legend

1. Sensitive fine grained	4. Clayey silt to silty	7. Gravely sand to sand
2. Organic material	5. Silty sand to sandy silt	8. Very stiff sand to
3. Clay to silty clay	6. Clean sand to silty sand	9. Very stiff fine grained

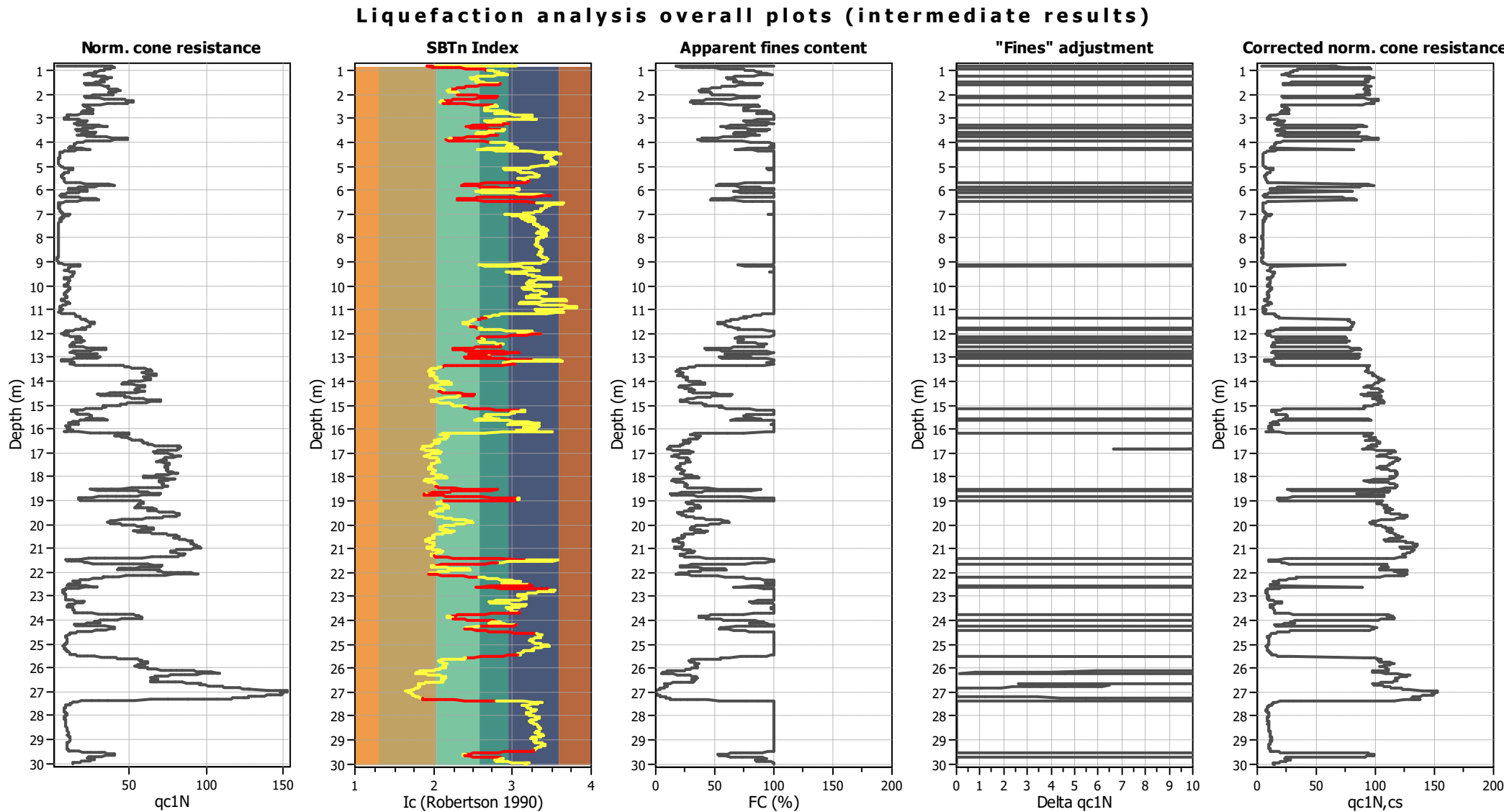


## CPT basic interpretation plots (normalized)



## Input parameters and analysis data

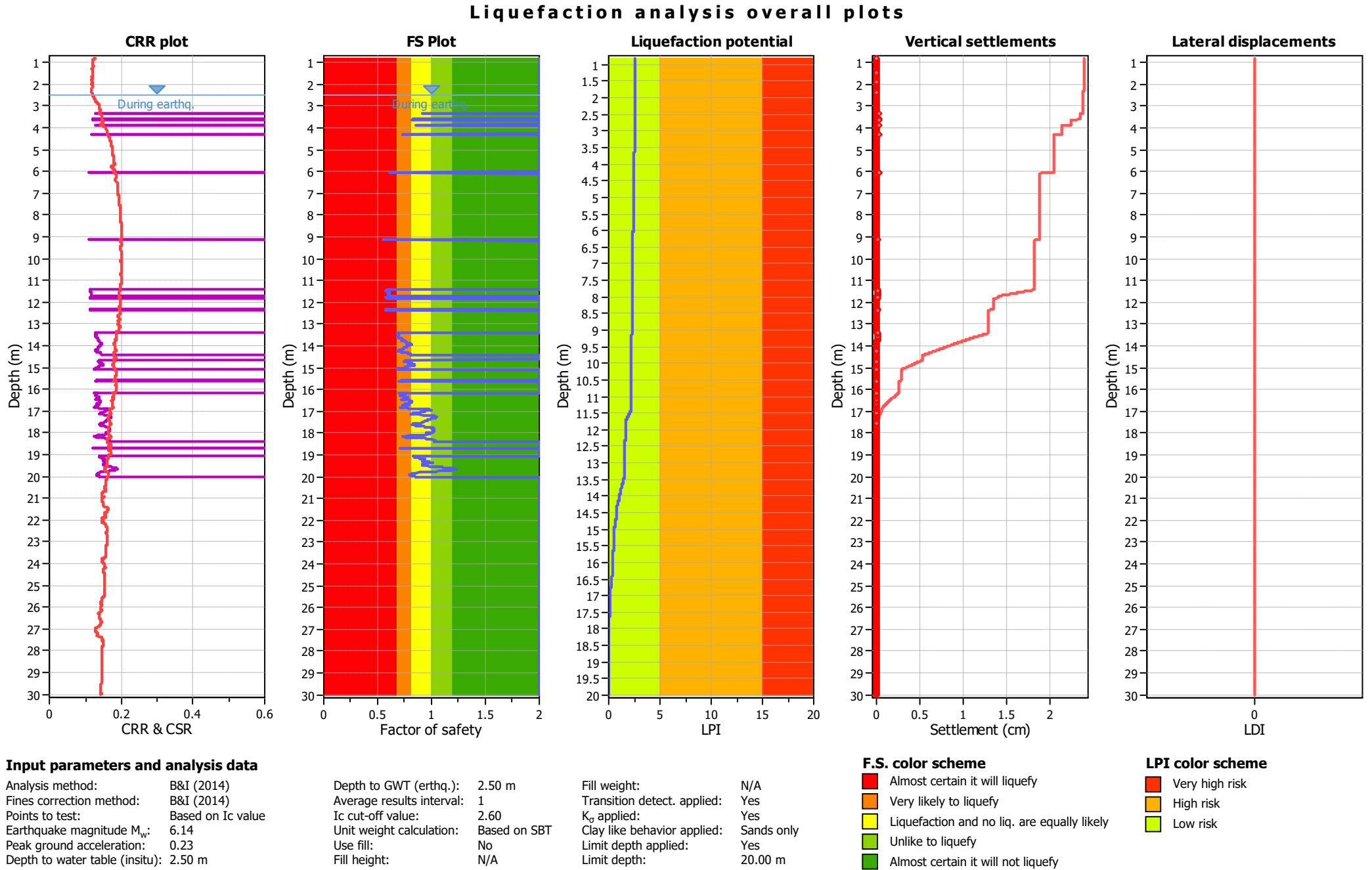
Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>g</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.23	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m



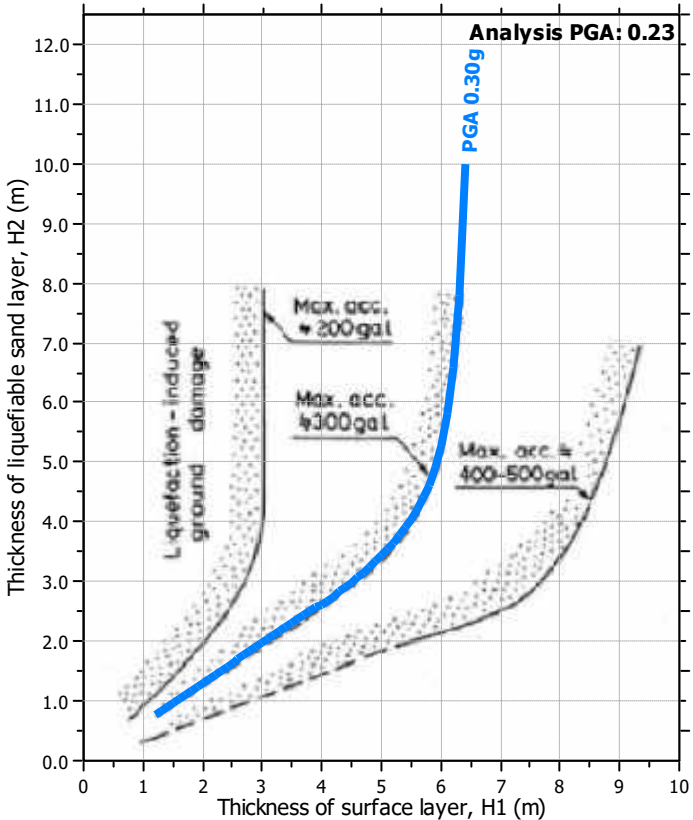
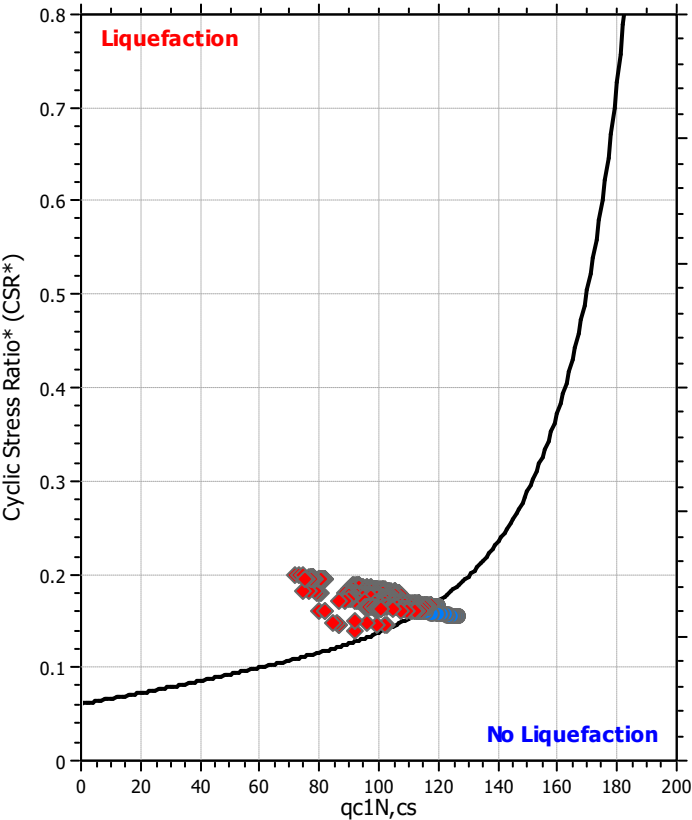
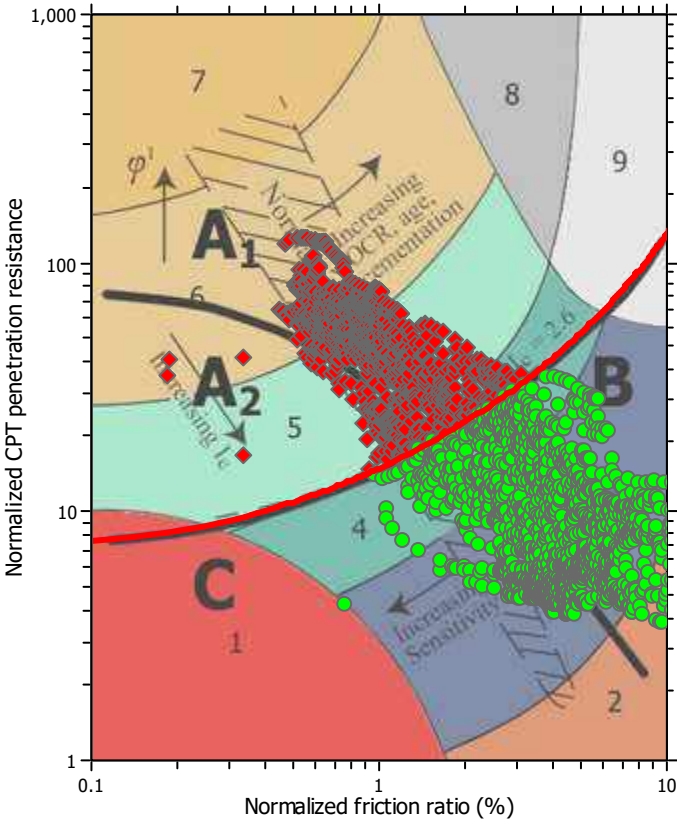
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>σ</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.23	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m





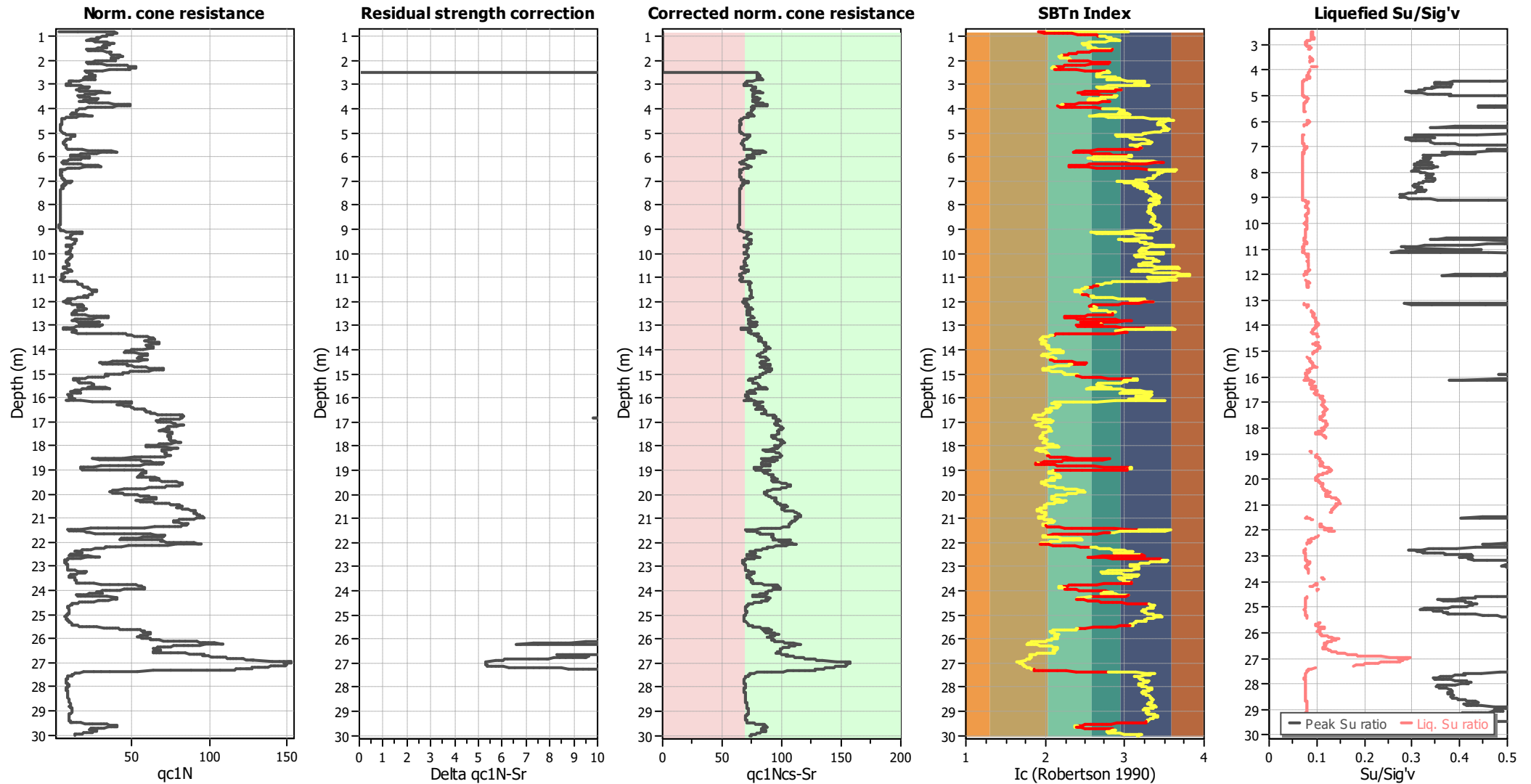
Liquefaction analysis summary plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>g</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.23	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

## Check for strength loss plots (Idriss & Boulanger (2008))



### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on $I_c$ value	$I_c$ cut-off value:	2.60	$K_g$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.23	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

**Project title :**

**Location :**

### Overall Liquefaction Potential Index report

