

Comuni di Casalecchio di Reno e Zola Predosa Città Metropolitana di Bologna

PROGETTO DI TRASFORMAZIONE URBANISTICA ALLEGATO ALL'ACCORDO DI PROGRAMMA PER IL POLO FUNZIONALE DI ZONA B

SOGGETTO ATTUATORE



SHOPVILLE GRAN RENO S.r.l.
Via Fabio Filzi n.25
20124 - Milano

SPAZIO PER PROTOCOLLO U.T.

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA, STRUTTURALE



Ing. Stefano Neri

PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI

SY.TEC S.r.l

Dott. Ing. Luciano Grulla

PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI

Studio Nocera S.r.l.

Ing. Filippo Borrini

CONSULENTI OPERE A VERDE:

Studio Silva S.r.l.

Consulenza a progettazione ambientale

Dott. Marco Sassatelli

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE GEOLOGICA

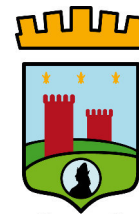
REV	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	CONTROLLATO	APPROVATO
00	04.2019	emissione	LG	S.R.	S.N.

SCALA

-

TAVOLA

RT.02



COMUNE DI CASALECCHIO DI RENO E ZOLA PREDOSA (BO)

STUDIO GEOLOGICO TECNICO DEI
TERRENI DEL PRIMO SOTTOSUOLO
FINALIZZATO AL PROGETTO DI
TRASFORMAZIONE URBANISTICA DEL
POLO FUNZIONALE DI ZONA B.

Committente:
– PlannIng S.r.l.



Codice Lavoro: 2018.045/RG

Revisione 0.0 Giugno 2018

GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono 051.613.51.18

Email: geoprobe@geo-probe.com

INDICE

1. PREMESSA	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE	4
4. INDAGINE GEOGNOSTICA	5
5. LAVORI IN PROGETTO	9
6. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI ...	10
7. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA	12
8. MODELLAZIONE SISMICA	14
9. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	20

ALLEGATI:

- *certificati penetrometrie statiche con punta meccanica;*
- *diagrammi penetrometrie statiche con punta meccanica;*
- *stratigrafie sondaggi a carotaggio continuo;*
- *indagine sismica;*
- *classificazione orientativa dei terreni attraversati*
(Schmertmann, 1978).

* * *

1. PREMESSA

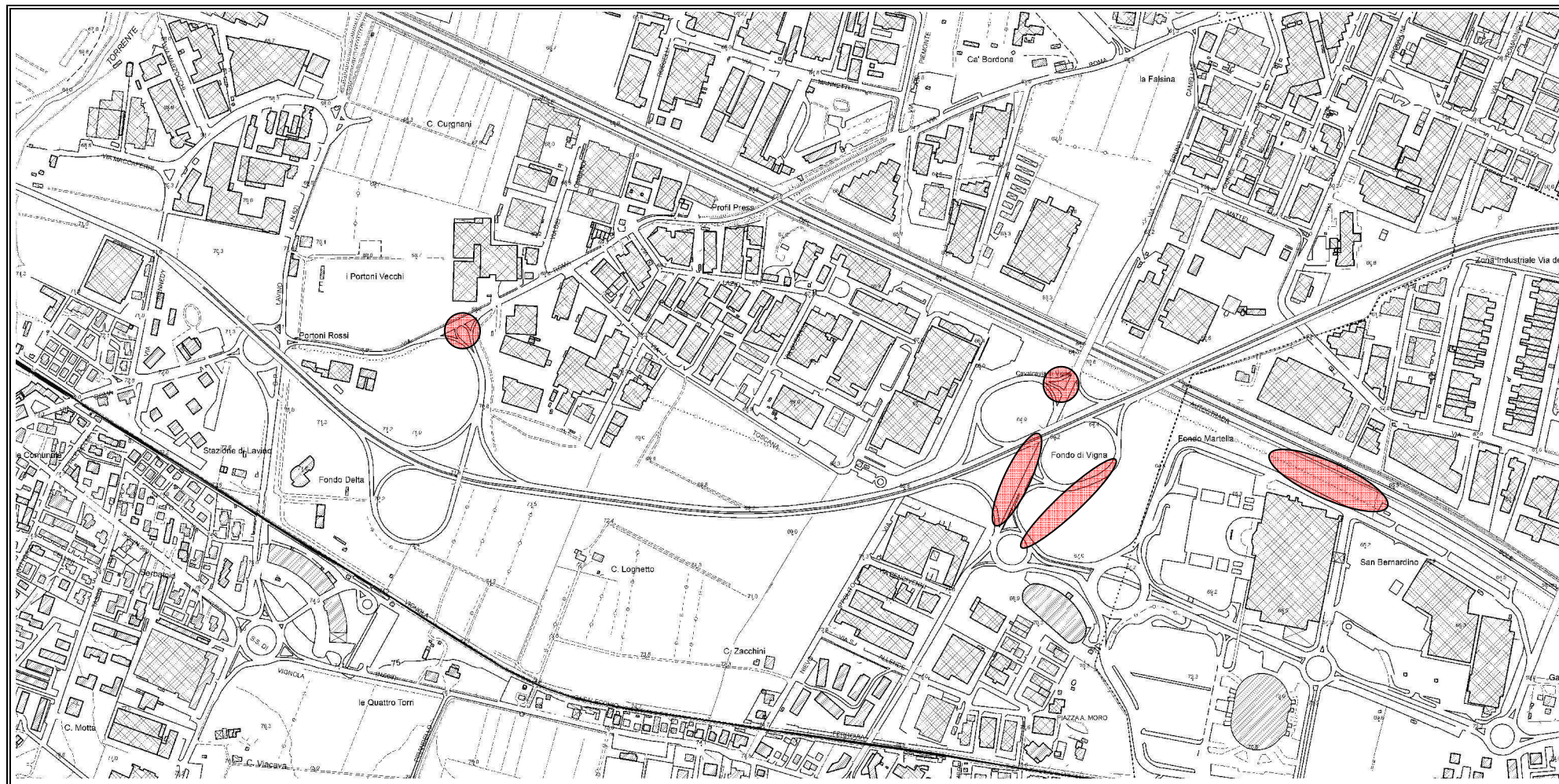
A seguito dell'incarico ricevuto dalla PlannIng S.r.l., si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo di un'area sulla quale sono in progetto opere di urbanizzazione per il polo funzionale di zona B.

Le aree in esame si ubicano, in Comune di Casalecchio di Reno e Zola Predosa (BO) (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:10.000; sezione n. 220110 – Zola Predosa).

Il presente studio è stato articolato nei seguenti punti:

- a) analisi e descrizione della situazione morfologica e geo-litologica generale;
- b) determinazione della natura dei terreni costituenti il primo sottosuolo;
- c) determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche degli stessi;
- d) caratterizzazione e modellazione geologico-geotecnica del sito;
- e) modellazione sismica dei terreni di fondazione.

TAV. 1 - UBICAZIONE AREE IN ESAME



 Aree in esame

Scala 1:10.000

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La stesura della seguente relazione è stata compiuta in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle normative di riferimento di seguito elencate:

- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". D.M. 11 Marzo 1988.
- Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Min. LL. PP. n. 30483, 24 Settembre 1988.
- AGI: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Giugno 1977.
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, Maggio 1990 (edizione provvisoria).
- Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica, Settembre 1988.
- ISRM International Society for Rock Mechanics: Rock characterization testing and monitoring suggested methods - Commission on Testing Methods; 1981.
- "Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 04/02/08, supplemento ordinario n. 30).
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. Circolare Cons. Sup. LL.PP. n. 617/2009.
- Delibera dell'Assemblea legislativa Regione Emilia Romagna progr. N. 112 – oggetto n. 3121 del 2 maggio 2007.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 1661/2009 del 2 novembre 2009.
- Ordinanza del Commissario Delegato per la Ricostruzione n. 70 del 13/11/2012.
- "Raccomandazioni per la redazione della relazione geologica ai sensi delle N.C.T." a cura del Centro Studi del C.N.G.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 2193/2015 del 21 dicembre 2015.
- "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 17 Gennaio 2018 (G.U. n. 42 del 20/02/18, supplemento ordinario n. 8).

3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

Le aree in esame si ubicano a quote variabili mediamente da 65,00 m a 70,00 m s.l.m., nella zona compresa tra la fascia collinare pedeappenninica e l'alta Pianura Padana.

Da un punto di vista morfologico ci troviamo in presenza di leggere ondulazioni nella parte meridionale passanti verso Nord a terreni pianeggianti.

La morfologia superficiale risente sia del costante intervento umano, volto a migliorarne l'efficienza dal punto di vista agricolo, sia della vicinanza di vari fossi di scolo e canali che, in fase di tracimazione e di sedimentazione, hanno depositato lenti alluvionali che si interdigitano tra di loro conferendo alla zona un andamento leggermente ondulato.

A questi fattori si è aggiunta un'intensa opera di urbanizzazione che ha mascherato in parte la morfologia originaria.

Da un punto di vista geo-litologico, come si evidenzia nella Carta Geologica della Regione Emilia - Romagna, a Sud dell'area in esame si evidenziano terreni di età pliocenica, sui quali poggiano i sedimenti Pleistocenici e Calabrianici (conglomerati e sabbie gialle), verso Nord sono invece presenti depositi alluvionali quaternari caratterizzati essenzialmente da materiali medio fini (argille e limi) interrotti localmente da sottili lenti grossolane (sabbie).

L'idrografia superficiale primaria è rappresentata dal Torrente Lavino che sviluppa il proprio corso ad Ovest dell'area in esame, mentre quella secondaria, in parte mascherata dalle opere di urbanizzazione, è costituita da piccoli fossi di scolo e rii bordanti le zone coltivate, che raccolgono le acque di precipitazione eccessive per incanalarle verso i collettori principali.

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Nell'area interessata dall'intervento, allo scopo di verificare la successione stratigrafica che caratterizza i terreni del primo sottosuolo e valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi, è stata eseguita un'indagine geognostica in sito; vengono inoltre utilizzati i dati di un'indagine sismica locale eseguita in passato al fine di determinare il parametro Vs30 per poi classificare il suolo di fondazione del sito.

4.1. Indagine geognostica in sito

L'indagine geognostica in sito, eseguita dalla Geo-Probe S.r.l., è consistita nell'esecuzione di n. 3 penetrometrie statica con punta meccanica (CPT 3/11, CPT 13 e 14) di lunghezza compresa tra 7,00 m e 20,00 m; vengono inoltre utilizzati i risultati di n. 2 sondaggi a carotaggio continuo della lunghezza di 5,00 m e 6,00 m.

I punti di indagine, compatibilmente con l'accessibilità dei luoghi, sono stati posizionati in corrispondenza delle aree oggetto di intervento; l'esatta ubicazione degli stessi viene riportata di seguito nelle tavole 2 e 3.

Da evidenziare che i due carotaggi sono stati eseguiti prima della realizzazione della attuale vasca, pertanto ad una quota più elevata rispetto a quella attuale.

Il penetrometro statico utilizzato, montato su autocarro Mercedes Unimog 400L con cella di carico da 200 kN, impiega una punta conica con apertura di 60° e superficie di 10 cm² per la misurazione della resistenza alla punta ed un manicotto di frizione (*friction jacket*) della superficie di 150 cm² per la misurazione dell'attrito laterale locale (punta meccanica tipo *Begemann*).

I risultati delle penetrometrie statiche vengono rappresentati in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove viene riportato il valore q_c (resistenza alla punta), il valore f_s (resistenza attrito laterale locale), entrambi espressi in kg/cm², ed il rapporto q_c/f_s che orientativamente ci permette una classificazione dei terreni attraversati (*Schmertmann J.H.*, 1978).

Le suddette letture vengono eseguite per avanzamenti di 20 cm.

Per l'esecuzione dei carotaggio continuo è stata utilizzata una sonda CMV, montata su autocarro FIAT PC 75 con le seguenti caratteristiche:

- Coppia alla rotazione	600 Kgm
- Velocità di rotazione	500 rpm
- Corsa continua	450 cm
- Spinta testa di rotazione	3000 Kg
- Trazione testa di rotazione	3000 Kg

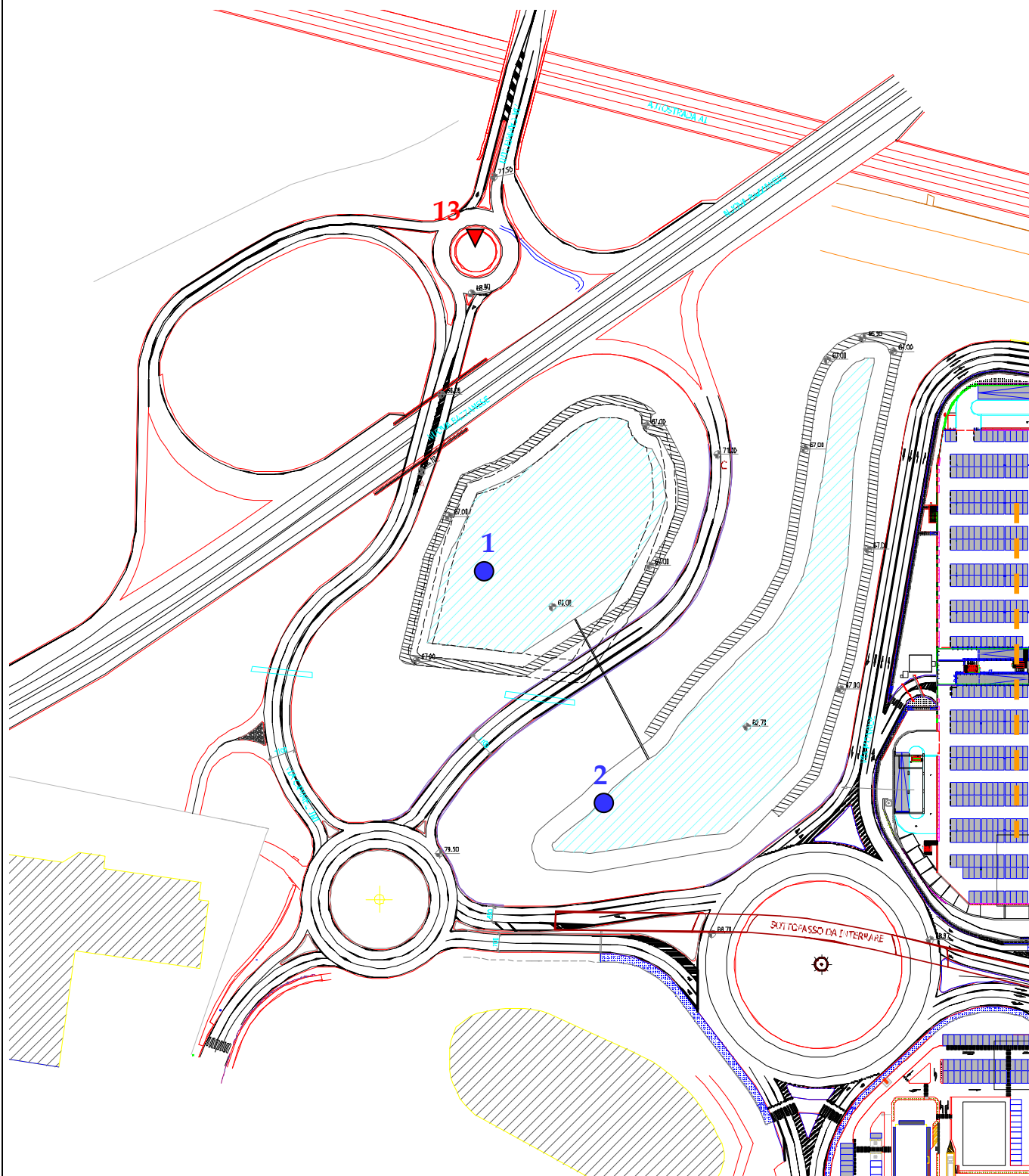
- Pressione pompe:
 - 1) a coclea 35 bar
 - 2) a pistoni 150 bar
- Argano a fune d'acciaio 1500 Kg
- Aste di perforazione con nipples
 - a filetto conico n. 5 x 1500 mm x 60 mm
- Carotieri semplici n. 2 x 1500 mm x 101 mm
- Rivestimento a filettatura tronco conica
 - con scarpa provvista di widia esterni
 - per alesare il foro - sp. 8 mm
 - n. 3 x 1500 x 127
 - n. 1 x 750 x 127
- Scandaglio a filo graduato da 50 m
- Freatimetro graduato della lunghezza di 50 m
- Penetrometro tascabile tipo tubolare SEB (scala 0÷4,5 kg/cm²)
- Scissometro tascabile S75 S76 (scala 0÷2 kg/cm²)

Le stratigrafie dei carotaggi continui vengono riportate in allegato negli appositi moduli.

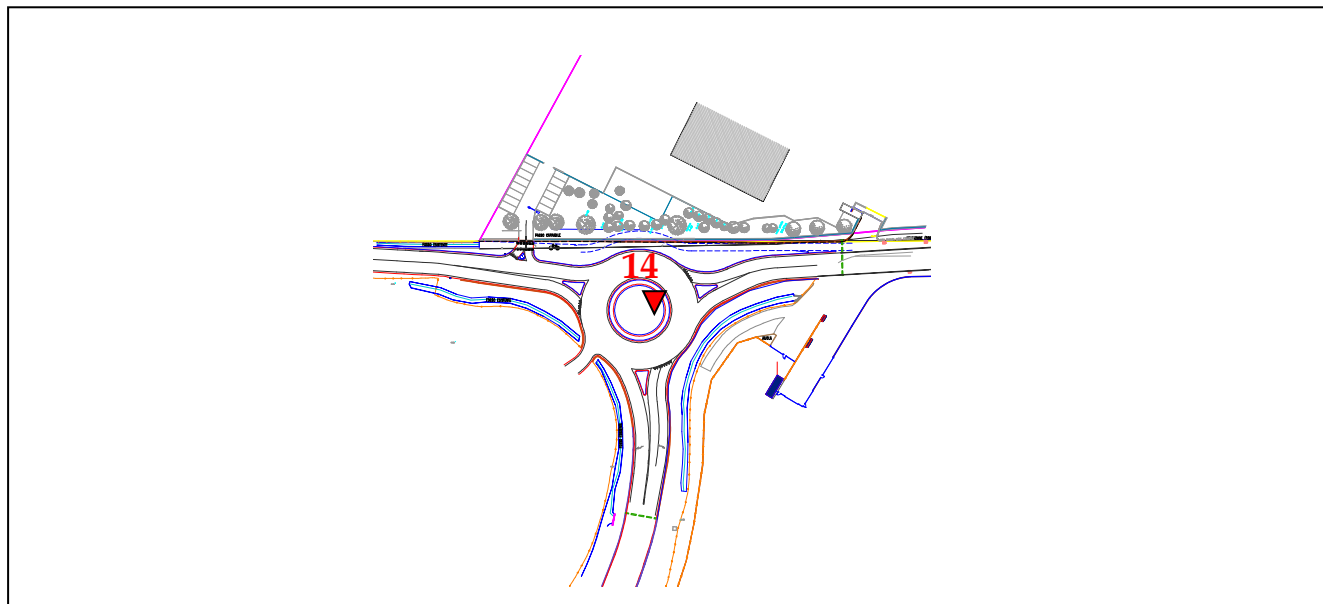
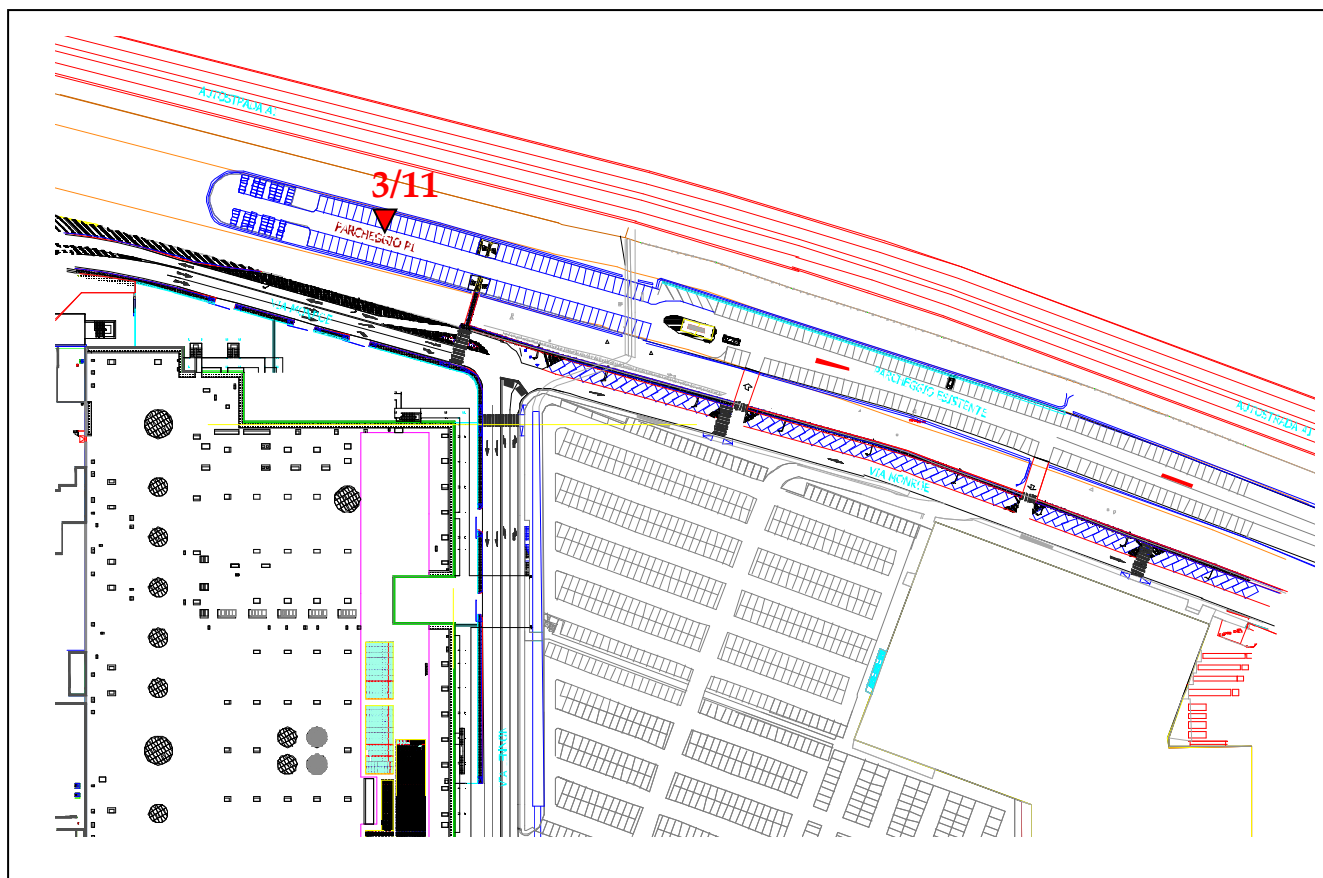
4.2. Indagine sismica

Al fine di determinare il parametro Vs30, necessario a classificare il suolo di fondazione del sito, vengono utilizzati i risultati di un'indagine sismica eseguita nell'anno 2013 dallo Studio Envia e fornita dalla Committente; la metodologia di indagine e l'elaborazione dei dati ottenuti viene riportata nell'apposita relazione allegata.

TAV. 2 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA



TAV. 3 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA



Scala 1:2.500

▼ Penetrometrie statiche

5. LAVORI IN PROGETTO

Come evidenziato in precedenza si tratta della realizzazione di opere di urbanizzazione attinenti il polo funzionale di Zona B.

In dettaglio i lavori previsti sono i seguenti:

- 1) variazione tracciato via Cammellini;
- 2) realizzazione nuovo parcheggio;
- 3) realizzazione nuova rotatoria su via Bazzanese;
- 4) realizzazione nuova rotatoria zona Portoni Rossi;

6. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI

L'indagine geognostica eseguita ci consente di ricostruire con discreta precisione la litologia del primo sottosuolo e di valutare le caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati.

Schematicamente possiamo ricostruire la seguente successione stratigrafica:

Variazione tracciato via Cammellini

L'area di intervento è stata indagata con i sondaggi a carotaggio continuo n. 1 e 2 eseguiti alla quota originaria del p.c., più elevata di quella attuale.

Al tetto, al di sotto di un orizzonte di terreno di riporto dello spessore medio di 1,00 m, sono inizialmente presenti delle argille limose a tratti debolmente sabbiose, di colore da grigio a nocciola ed umidità medio scarsa.

Da una profondità media di 2,40÷2,80 m e per circa 2,80 m, si alternano dei limi sabbiosi e delle sabbie limose di colore nocciola ed umidità medio scarsa.

Sotto e sino alla profondità indagata sono presenti delle argille limose di colore grigio nocciola ed umidità medio scarsa.

Nuovo parcheggio

L'area è stata indagata mediante la penetrometria statica n. 3/2011.

Al tetto, al di sotto di un orizzonte di terreno di riporto dello spessore medio di 1,00 m, sono inizialmente presenti delle argille limose e sabbiose di consistenza plastica dura ($q_c = 2,4 \div 3,2$ MPa; $R_f = 4,2 \div 6,6$ %).

Da una profondità media di 3,60 m e per circa 7,00 m, si alternano delle argille limose e/o viceversa di consistenza plastica ($q_c = 1,3 \div 1,7$ MPa; $R_f = 5,1 \div 5,7$ %) e dei limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza da plastica dura ($q_c = 2,3 \div 3,3$ MPa; $R_f = 3,4 \div 6,8$ %) a dura ($q_c = 3,7 \div 4,6$ MPa; $R_f = 2,7 \div 5,0$ %) con sottili intercalazioni francamente sabbiose di addensamento medio scarso ($q_c = 4,1 \div 5,8$ MPa; $R_f = 1,7$ %).

Sotto e per circa 3,40 m, prevalgono dei limi sabbiosi di consistenza molto dura ($q_c = 5,0 \div 6,2$ MPa; $R_f = 2,6 \div 5,6$ %) che inglobano sottili intercalazioni sabbiose di addensamento medio buono ($q_c = 7,5 \div 8,0$ MPa; $R_f = 1,7 \div 1,9$ %).

Da circa 14,00 m, si alternano delle sabbie limose di addensamento medio ($q_c = 5,1 \div 8,9$ MPa; $R_f = 1,7 \div 2,1$ %) e dei limi sabbiosi di consistenza dura ($q_c = 3,1 \div 4,7$ MPa; $R_f = 2,3 \div 5,4$ %) sopportate da circa 18,00 m da una lente di ghiaia di addensamento medio ($q_c = 13,8 \div 21,7$ MPa; $R_f = 0,6 \div 0,9$ %).

Infine da circa 19,00 m e sino alla profondità indagata sono presenti delle argille limose e/o viceversa di consistenza dura ($q_c = 3,5 \div 4,8$ MPa; $R_f = 5,0 \div 5,9$ %).

Nuova rotatoria via Bazzanese

L'area è stata indagata mediante la penetrometria statica n. 13.

Al tetto, al di sotto di un orizzonte di terreno di riporto dello spessore medio di 1,40 m, sono presenti delle ghiaie e/o dei litotipi grossolani di addensamento da medio a medio buono ($q_c = 8,5 \div 38,7$ MPa; $R_f = 0,5 \div 1,1$ %).

Da 2,80 m, e sino alla profondità indagata, prevalgono dei limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza plastico dura ($q_c = 2,0 \div 3,6$ MPa; $R_f = 3,1 \div 5,4$ %) con sottili intercalazioni dure ($q_c = 4,0 \div 4,3$ MPa; $R_f = 2,8 \div 2,9$ %).

Nuova rotatoria zona Portoni Rossi

L'area è stata indagata mediante la penetrometria statica n. 14.

Al tetto, al disotto di un orizzonte di terreno di riporto dello spessore medio di 1,00÷1,40 m, sono inizialmente presenti dei limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza dura ($q_c = 3,6 \div 5,1$ MPa; $R_f = 3,0 \div 5,0$ %).

A partire da una profondità media di 2,80 m, e sino alla profondità indagata, prevalgono dei limi argillosi e/o viceversa di consistenza plastico dura ($q_c = 2,0 \div 3,6$ MPa; $R_f = 4,2 \div 5,9$ %), inglobanti orizzonti a consistenza plastica ($q_c = 1,7 \div 1,9$ MPa; $R_f = 5,9 \div 6,3$ %).

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova e di sondaggio non è stata evidenziata la presenza di falda freatica di superficie e/o circolazioni idriche localizzate; indagini limitrofe hanno evidenziato come la falda si evidenzia generalmente a partire da profondità mediamente superiori a 20,00 m.

Per un maggior dettaglio in allegato, oltre alla stratigrafia dei carotaggi continui, viene riportata la litologia dei terreni del primo sottosuolo rilevata in corrispondenza delle penetrometrie statiche e ricostruita mediante la teoria dello *Schmertmann* (1978).

7. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

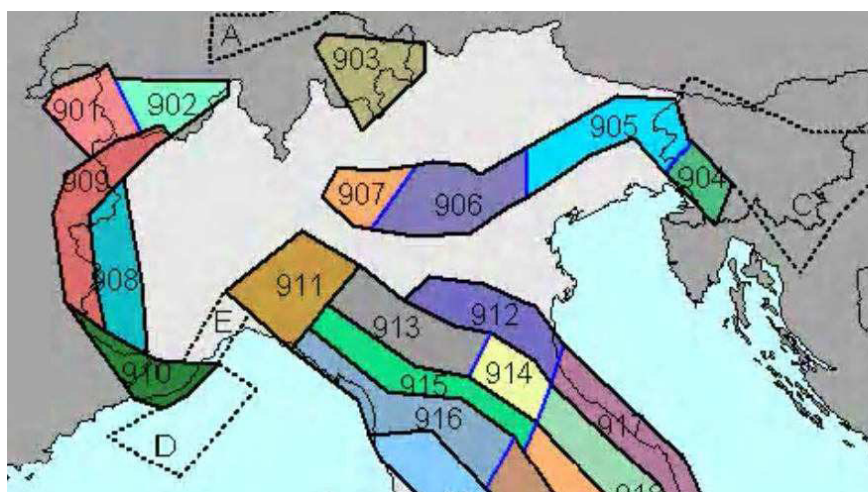
La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni ideali di sito di riferimento con superficie topografica orizzontale di categoria A.

I Comuni di Casalecchio di Reno e Zola Predosa (TAV. 4 – Mappa di pericolosità sismica) presentano un'accelerazione al suolo tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni $PGA = 0,150 - 0,175g$

La Magnitudo dell'area si ottiene, come riportato negli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica – Gruppo di Lavoro MS 2008" sulla base della zonazione sismogenetica ZS 9, secondo la quale la sismicità può essere distribuita in 36 zone, a ciascuna delle quali è associata una magnitudo massima.

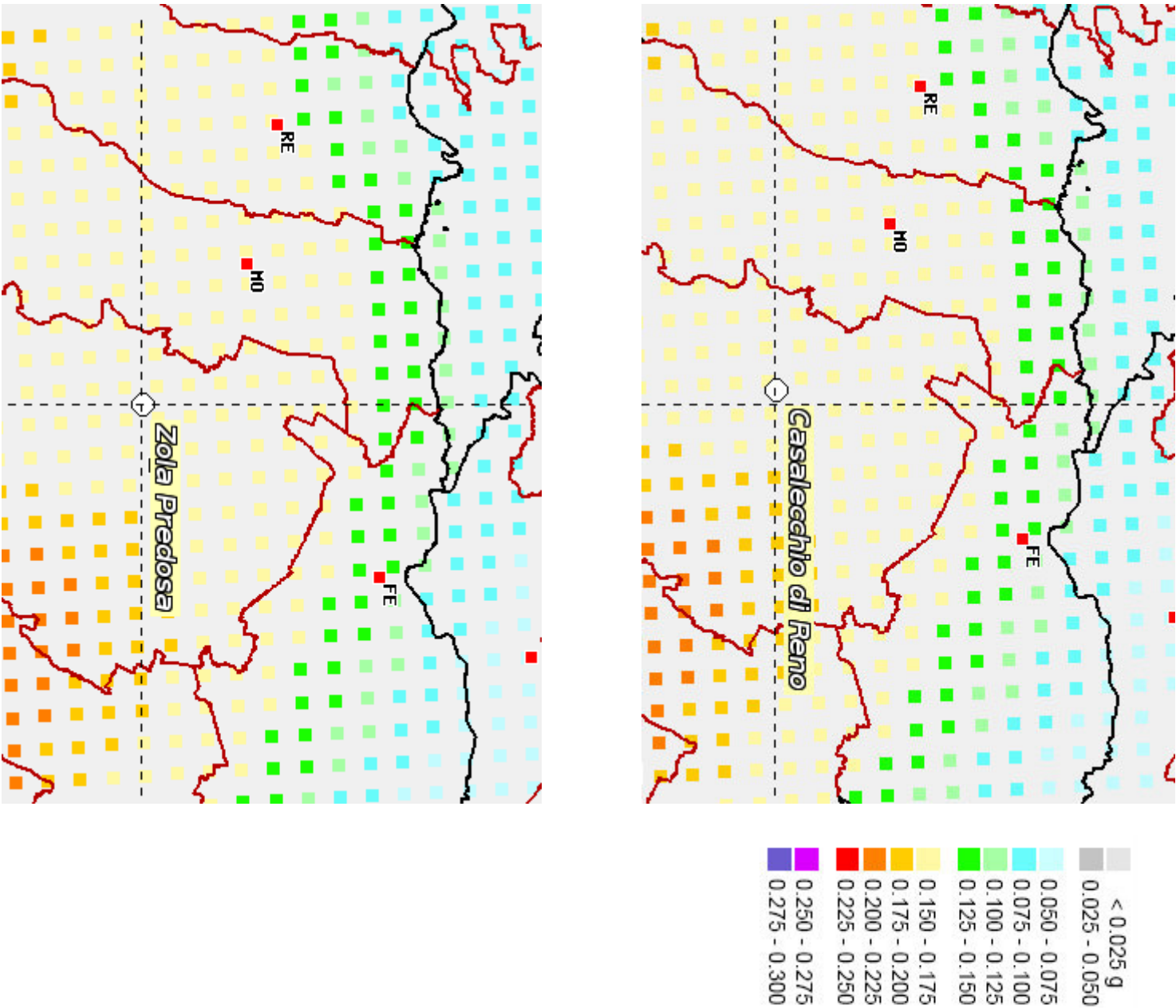
Come evidenziato dalla mappa delle zone sismogenetiche di cui si riporta uno stralcio, l'Emilia Romagna ricade nelle zone 911-914 alle quali è attribuito un valore di M pari a 6,14.



La pericolosità sismica in un generico sito viene definita in termini di valori di accelerazione orizzontale massima e di spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale, in corrispondenza dei punti di un reticolo e per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno ricadenti in un intervallo di riferimento compreso tra 30 e 2475 anni.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presenti nel sito in esame e della morfologia di superficie.

TAV. 4 – MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA



8. MODELLAZIONE SISMICA

8.1. Vita nominale

La vita nominale di progetto di un'opera (V_N) è intesa 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.

La vita nominale delle diverse tipologie di opere è riportata nella seguente tabella.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per diversi tipi di costruzione

TIPI DI COSTRUZIONE		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nell'area in esame sono previste opere tipo "2" per le quali si prevede una vita nominale V_N minima di 50 anni.

8.2. Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso distinte nel modo seguente:

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
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 IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
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.
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 di tipo A o B di cui al D.M. 5/11/2001 n. 6792 "Norme funzionali e geotecniche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. 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 impianti di produzione di energia elettrica.

Ad ogni classe d'uso è associato un coefficiente come da tabella seguente:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_u

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Le opere da realizzare nell'area in esame, sono relative alla Classe II, pertanto alle stesse è associato un coefficiente d'uso pari a $C_u = 1,0$

8.3. Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u :

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Per il sito in esame il periodo di riferimento è pari a $V_R = 50$ anni.

8.4. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nella seguente tabella vengono riportati i suddetti parametri elaborati per il sito in esame (individuato dalle coordinate WGS84 Lat. 44.49; Log. 11.24), considerando un periodo di riferimento per l'azione sismica (VR) di 50 anni, in relazione al periodo di ritorno e agli stati limite di esercizio e agli stati limite ultimi e relative probabilità di superamento.

Stato limite		PVR (%)	TR (anni)	ag (g)	Fo (-)	Tc* (s)
Stati limite di esercizio	SLO	81	30	0,053	2,486	0257
	SLD	63	50	0,066	2,492	0,271
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,163	2,391	0,309
	SLC	5	975	0,207	2,421	0,316

8.5. Categoria di sottosuolo

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche e dai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio Vseq (in m/s) definita dalla espressione:

$$V_{Seq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{Si}}}$$

con:

hi = spessore dell'i-esimo strato;

Vsi = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N = numero di strati;

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

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio Vseq è definita dal parametro Vs30, ottenuto ponendo H=30 nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

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

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

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

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Come riportato nella relazione sismica allegata i terreni indagati con riferimento il p.c. attuale presentano una Vs30 pari a 264 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria C, che comprende *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine 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.”*

8.6. Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale mentre per configurazioni semplici può essere adottata la seguente classificazione.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

8.7. Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1; per le altre categorie vengono calcolati in funzione di a_g , F_o e T_c^* mediante le espressioni fornite nella seguente tabella.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,4 - 0,4 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,7 - 0,6 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,4 - 1,50 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per il sito in esame otteniamo:

Stato limite	S_s	C_c
SLO	1,500	1,643
SLD	1,500	1,616
SLV	1,466	1,547
SLC	1,399	1,536

8.8. Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – Valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove S_T assume un valore unitario.

L'area in esame si pone in corrispondenza di una superficie pianeggiante, perciò si configura una categoria topografica tipo T1 cui è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1,0.

8.9 Accelerazione massima al sito

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata mediante la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g$$

Nel nostro caso per i parametri considerati in precedenza e per lo stato limite SLV si ottiene un valore pari a 2,344 m/sec².

9.10 Coefficiente sismico orizzontale e verticale

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene mediante la relazione:

$$k_h = \frac{\beta_s \times a_{\max}}{g}$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ricavabile dalla sottostante tabella.

	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

Nel nostro caso assumendo un valore di β_s pari a 0,24, si ottiene un coefficiente sismico orizzontale (k_h) pari a 0,057.

Il coefficiente sismico verticale (k_v) si ottiene mediante la relazione:

$$k_v = 0,5 k_h = 0,0285$$

9. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

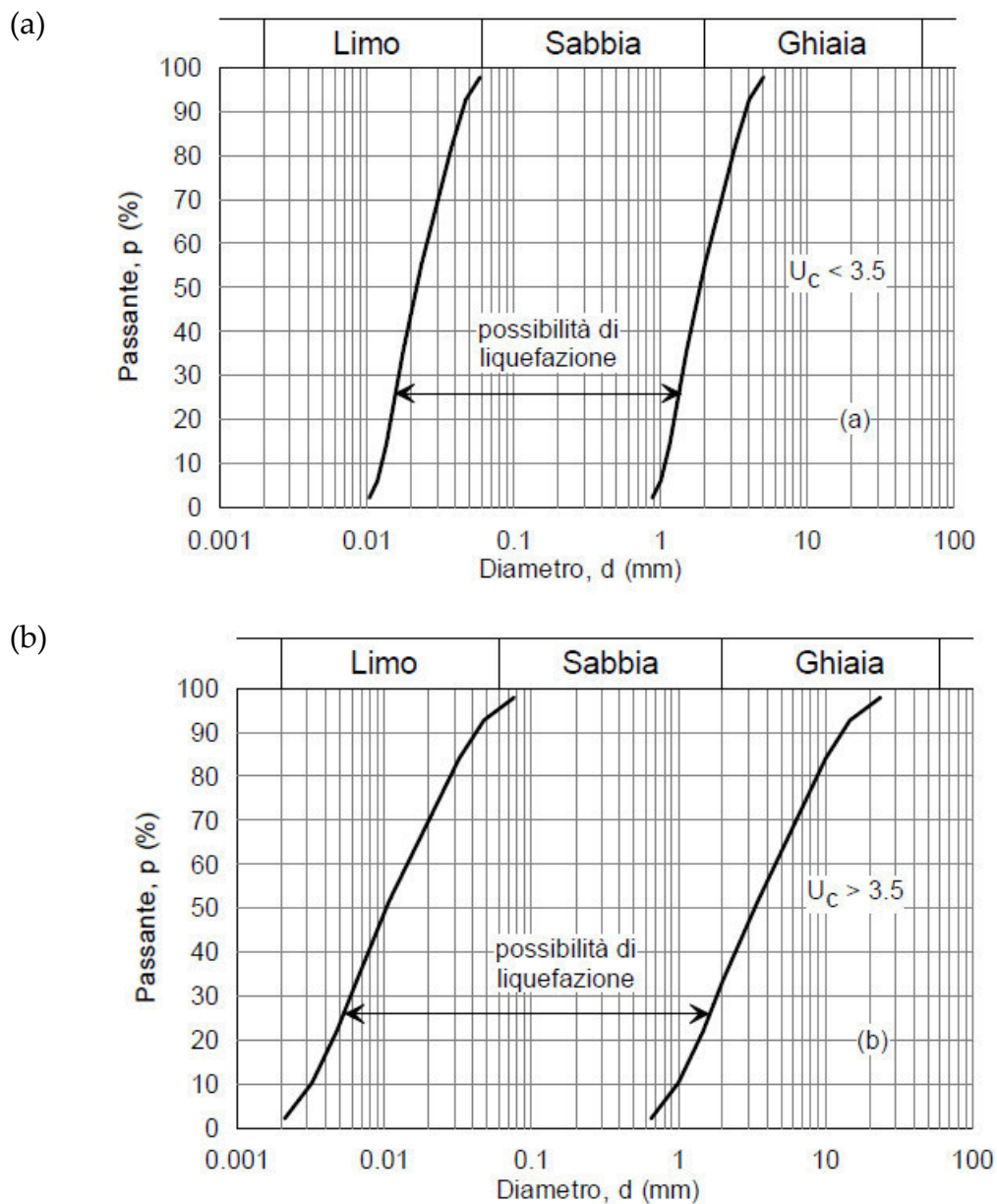
In occasione di un evento sismico particolare attenzione deve essere posta nella liquefazione dei terreni, ovvero la fluidificazione degli stessi con perdita improvvisa della resistenza al taglio, tendenza all'addensamento e conseguente riduzione di volume.

La verifica alla liquefazione può essere omessa quando risulta soddisfatta almeno uno delle seguenti circostanze come da N.T.C. 7.11.3.4.2:

1. Accelerazioni massime attese al p.c. in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g; nel nostro caso $a_{maxs} = F.A. \cdot a_g = 0,239g$ (*non soddisfatta*).

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle successive condizioni:

2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15,00 m dal p.c., per p.c. suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali; nel nostro caso all'interno dei terreni indagati non è stata rilevata la presenza di falde freatiche o circolazioni idriche localizzate (*soddisfatta*).
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $(q_{c1N}) > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa; dalle prove penetrometriche eseguite la litologia è rappresentata da una alternanza di limi e argille e ghiaie e sabbie ben addensate non interessate da circolazioni idriche (*soddisfatta*).
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U < 3,5$ ed in figura (b) per terreni con $U > 3,5$; a livello operativo l'applicazione di questo criterio implica l'esecuzione di un sondaggio con prelievo di campioni di sabbia satura.



Essendo soddisfatta almeno una delle precedenti circostanze previste dalle N.T.C. 7.11.3.4.2, non si è proceduto ad eseguire la verifica alla liquefazione.

Casalecchio di Reno, 08 Giugno 2018



ALLEGATI

Indagine geognostica

2018.045/RG

Committente: Planning S.r.l.

Località : Zola Predosa (BO)

Cantiere : via B. Cornellini

n° prova : 13

Profondità falda : assente

Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN

Note: ---

Rapporto di prova N°:

17.0258 /RSP

Data prova: 09/05/2017

Quota: --

Codice lavoro: 2017.060

Procedura di prova: IO_003

L1	L2	qc	fs	qc/fs	Rf
kg/cm²	kg/cm²	MPa	kPa	-	%
5		0.49	78.48	6	16.01
4	16	0.39	78.48	5	20.01
18	30	1.76	98.10	18	5.56
16	31	1.57	91.56	17	5.84
107	121	10.49	78.48	134	0.75
37	49	3.63	130.80	28	3.61
125	145	12.25	111.18	110	0.91
328	345	32.16	196.20	164	0.61
395	425	38.73	215.82	179	0.56
327	360	32.06	215.82	149	0.67
387	420	37.94	222.36	171	0.59
321	355	31.47	189.66	166	0.60
186	215	18.24	143.88	127	0.79
87	109	8.53	98.10	87	1.15
26	41	2.55	111.18	23	4.36
32	49	3.14	143.88	22	4.59
26	48	2.55	111.18	23	4.36
29	46	2.84	111.18	26	3.91
30	47	2.94	98.10	30	3.34
34	49	3.33	104.64	32	3.14
32	48	3.14	104.64	30	3.34
27	43	2.65	111.18	24	4.20
38	55	3.73	124.26	30	3.34
39	58	3.82	137.34	28	3.59
34	55	3.33	124.26	27	3.73
44	63	4.31	124.26	35	2.88
41	60	4.02	117.72	34	2.93
26	44	2.55	124.26	21	4.87
29	48	2.84	130.80	22	4.60
20	40	1.96	98.10	20	5.00
20	35	1.96	104.64	19	5.34
21	37	2.06	98.10	21	4.76
21	36	2.06	111.18	19	5.40
30	47	2.94	143.88	20	4.89
37	59	3.63			

7,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	09/05/2017	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

Committente: Planning S.r.l.

Rapporto di prova N°: **17.0259 /RSP**

Località : Zola Predosa (BO)

Cantiere : via Roma

Data prova: 09/05/2017

n° prova : 14

Quota: --

Profondità falda : assente

Codice lavoro: 2017.060

Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN

Procedura di prova: IO_003

Note:

L1	L2	qc	fs	qc/fs	Rf
kg/cm²	kg/cm²	MPa	kPa	-	%
6		0.59	65.40	9	11.12
55	65	5.39	117.72	46	2.18
46	64	4.51	98.10	46	2.18
127	142	12.45	91.56	136	0.74
68	82	6.67	104.64	64	1.57
1,0 m					
56	72	5.49	117.72	47	2.14
65	83	6.37	124.26	51	1.95
48	67	4.71	143.88	33	3.06
52	74	5.10	156.96	32	3.08
52	76	5.10	176.58	29	3.46
2,0 m					
42	69	4.12	170.04	24	4.13
38	64	3.73	156.96	24	4.21
37	61	3.63	183.12	20	5.05
40	68	3.92	189.66	21	4.84
33	62	3.24	183.12	18	5.66
3,0 m					
35	63	3.43	163.50	21	4.76
31	56	3.04	150.42	20	4.95
30	53	2.94	137.34	21	4.67
27	48	2.65	143.88	18	5.44
33	55	3.24	176.58	18	5.46
4,0 m					
31	58	3.04	124.26	24	4.09
25	44	2.45	130.80	19	5.34
22	42	2.16	111.18	19	5.15
27	44	2.65	137.34	19	5.19
22	43	2.16	104.64	21	4.85
5,0 m					
19	35	1.86	117.72	16	6.32
18	36	1.76	111.18	16	6.30
18	35	1.76	104.64	17	5.93
22	38	2.16	78.48	27	3.64
38	50	3.73	71.94	52	1.93
6,0 m					
25	36	2.45	104.64	23	4.27
18	34	1.76	78.48	22	4.45
21	33	2.06	98.10	21	4.76
23	38	2.25	98.10	23	4.35
21	36	2.06	98.10	21	4.76
7,0 m					
21	36	2.06	104.64	20	5.08
21	37	2.06	117.72	17	5.72
30	48	2.94	150.42	20	5.11
28	51	2.75	117.72	23	4.29
29	47	2.84			
8,0 m					

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	09/05/2017	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

Rapporto di prova N°: 11.0693 /RSP

Committente: Real Station s.r.l.
Località: Casalecchio di Reno (BO)
Cantiere: via Coppi
n° prova: 3
Profondità falda: foro chiuso a 3.20 m
Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN
Note: ---

Data prova: 18/07/2011
Quota: ---
Codice lavoro: 2011.138
Procedura di prova: IO_003

L1	L2	qc	fs	qc/fs	Rf
kg/cm ²	kg/cm ²	MPa	kPa	-	%
72		7.06	261.60	27	3.71
46	86	4.51	215.82	21	4.79
84	117	8.24	346.62	24	4.21
64	117	6.27	261.60	24	4.17
58	98	5.69	255.06	22	4.49
1,0 m					
33	72	3.24	183.12	18	5.66
28	56	2.75	170.04	16	6.19
29	55	2.84	150.42	19	5.29
26	49	2.55	143.88	18	5.64
27	49	2.65	176.58	15	6.67
2,0 m					
23	50	2.25	143.88	16	6.38
31	53	3.04	150.42	20	4.95
28	51	2.75	130.80	21	4.76
19	39	1.86	124.26	15	6.67
23	42	2.25	137.34	16	6.09
3,0 m					
27	48	2.65	111.18	24	4.20
29	46	2.84	137.34	21	4.83
25	46	2.45	163.50	15	6.67
18	43	1.76	91.56	19	5.19
16	30	1.57	85.02	18	5.42
4,0 m					
42	55	4.12	71.94	57	1.75
29	40	2.84	111.18	26	3.91
25	42	2.45	85.02	29	3.47
17	30	1.67	91.56	18	5.49
14	28	1.37	78.48	17	5.72
5,0 m					
17	29	1.67	91.56	18	5.49
24	38	2.35	117.72	20	5.00
32	50	3.14	156.96	20	5.00
36	60	3.53	183.12	19	5.19
35	63	3.43	170.04	20	4.96
6,0 m					
33	59	3.24	163.50	20	5.05
31	56	3.04	156.96	19	5.16
38	62	3.73	189.66	20	5.09
46	75	4.51	124.26	36	2.76
47	66	4.61	124.26	37	2.70
7,0 m					
33	52	3.24	196.20	16	6.06
30	60	2.94	170.04	17	5.78
31	57	3.04	170.04	18	5.59
31	57	3.04	209.28	15	6.89
34	66	3.33	183.12	18	5.49
8,0 m					
32	60	3.14	124.26	25	3.96
26	45	2.55	130.80	19	5.13
35	55	3.43	163.50	21	4.76
47	72	4.61	130.80	35	2.84
38	58	3.73	235.44	16	6.32
9,0 m					
34	70	3.33	189.66	18	5.69
33	62	3.24	183.12	18	5.66
34	62	3.33	170.04	20	5.10
60	86	5.88	104.64	56	1.78
44	60	4.31	143.88	30	3.34
10,0 m					

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	18/07/2011	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

Segue Rapporto di Prova N°: **11.0693 /RSP**

L1	L2	qc	fs	qc/fs	Rf
kg/cm²	kg/cm²	MPa	kPa	-	%
44	66	4.31	163.50	26	3.79
46	71	4.51	163.50	28	3.63
37	62	3.63	183.12	20	5.05
43	71	4.22	117.72	36	2.79
63	81	6.18	183.12	34	2.96
60	88	5.88	183.12	32	3.11
61	89	5.98	196.20	30	3.28
82	112	8.04	156.96	51	1.95
55	79	5.39	209.28	26	3.88
64	96	6.27	255.06	25	4.07
51	90	5.00	170.04	29	3.40
48	74	4.71	124.26	38	2.64
59	78	5.78	274.68	21	4.75
60	102	5.88	248.52	24	4.22
77	115	7.55	150.42	50	1.99
58	81	5.69	320.46	18	5.64
47	96	4.61	228.90	20	4.97
62	97	6.08	320.46	19	5.27
47	96	4.61	261.60	18	5.68
58	98	5.69	215.82	26	3.80
53	86	5.20	202.74	26	3.90
79	110	7.75	137.34	56	1.77
44	65	4.31	137.34	31	3.18
63	84	6.18	124.26	50	2.01
54	73	5.29	104.64	51	1.98
72	88	7.06	124.26	57	1.76
52	71	5.10	98.10	52	1.92
91	106	8.92	163.50	55	1.83
56	81	5.49	111.18	49	2.03
55	72	5.39	111.18	48	2.06
37	54	3.63	196.20	18	5.41
32	62	3.14	117.72	27	3.75
38	56	3.73	196.20	19	5.27
47	77	4.61	130.80	35	2.84
55	75	5.39	104.64	52	1.94
43	59	4.22	98.10	43	2.33
57	72	5.59	117.72	47	2.11
52	70	5.10	98.10	52	1.92
56	71	5.49	111.18	49	2.03
48	65	4.71	130.80	36	2.78
141	161	13.82	130.80	106	0.95
186	206	18.24	137.34	133	0.75
208	229	20.39	150.42	136	0.74
222	245	21.76	143.88	151	0.66
143	165	14.02	111.18	126	0.79
49	66	4.80	268.14	18	5.58
41	82	4.02	202.74	20	5.04
36	67	3.53	183.12	19	5.19
39	67	3.82	228.90	17	5.99
41	76	4.02			

20,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	18/07/2011	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)

N. 13

Rapporto di Prova N°:

17.0258 /RSP

Committente : Planning S.r.l.

Località : Zola Predosa (BO)

via B. Comellini

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Quota: --

Data prova : 09/05/2017

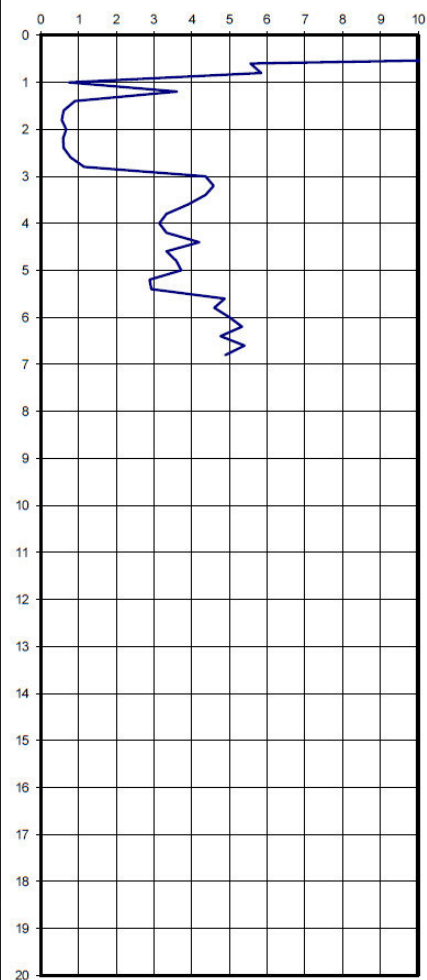
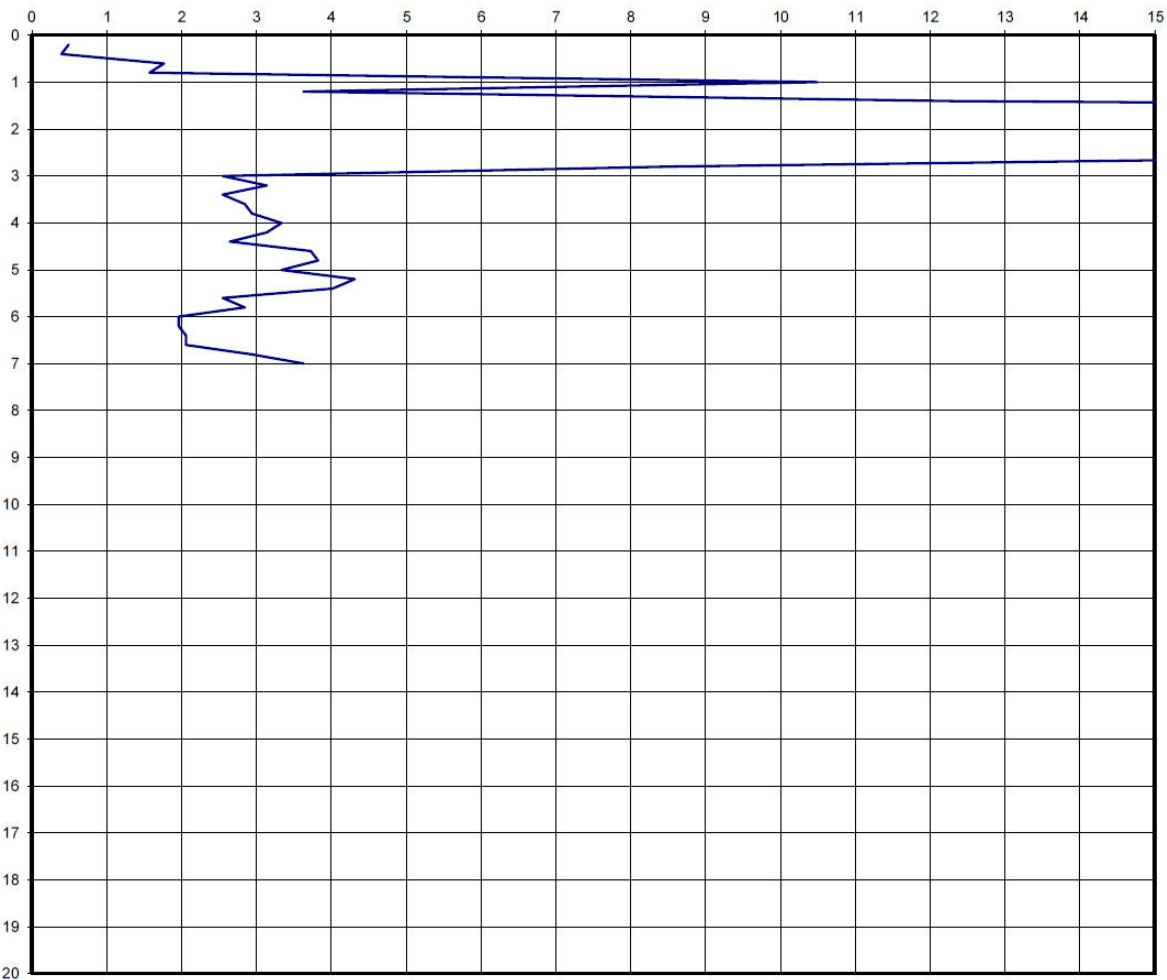
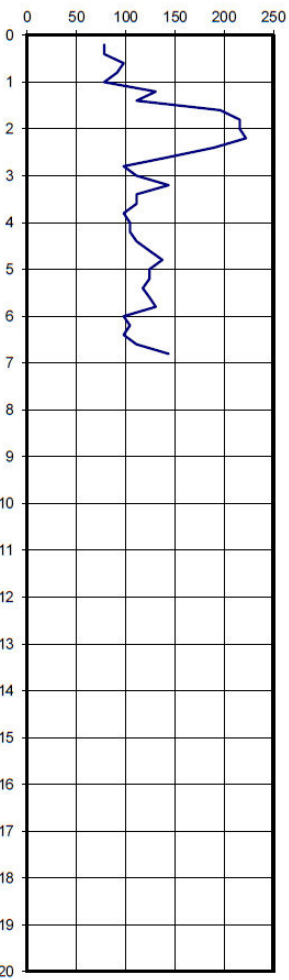
Codice lavoro: 2017.060

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

fs resistenza laterale (kPa)

qc resistenza alla punta (MPa)

Rf (%)



Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-05	0	09/05/2017	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)**N. 14**Rapporto di Prova N°: **17.0259 /RSP**

Committente : Planning S.r.l.

Località : Zola Predosa (BO)

via Roma

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Quota: --

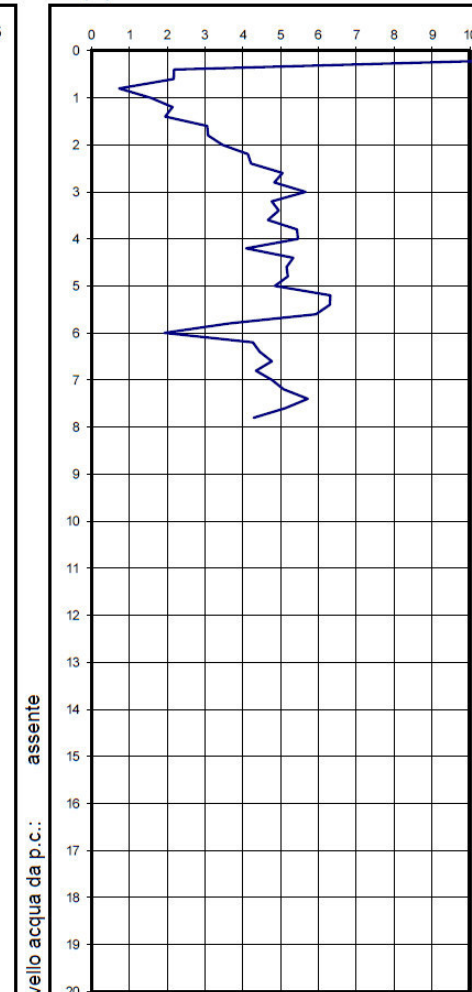
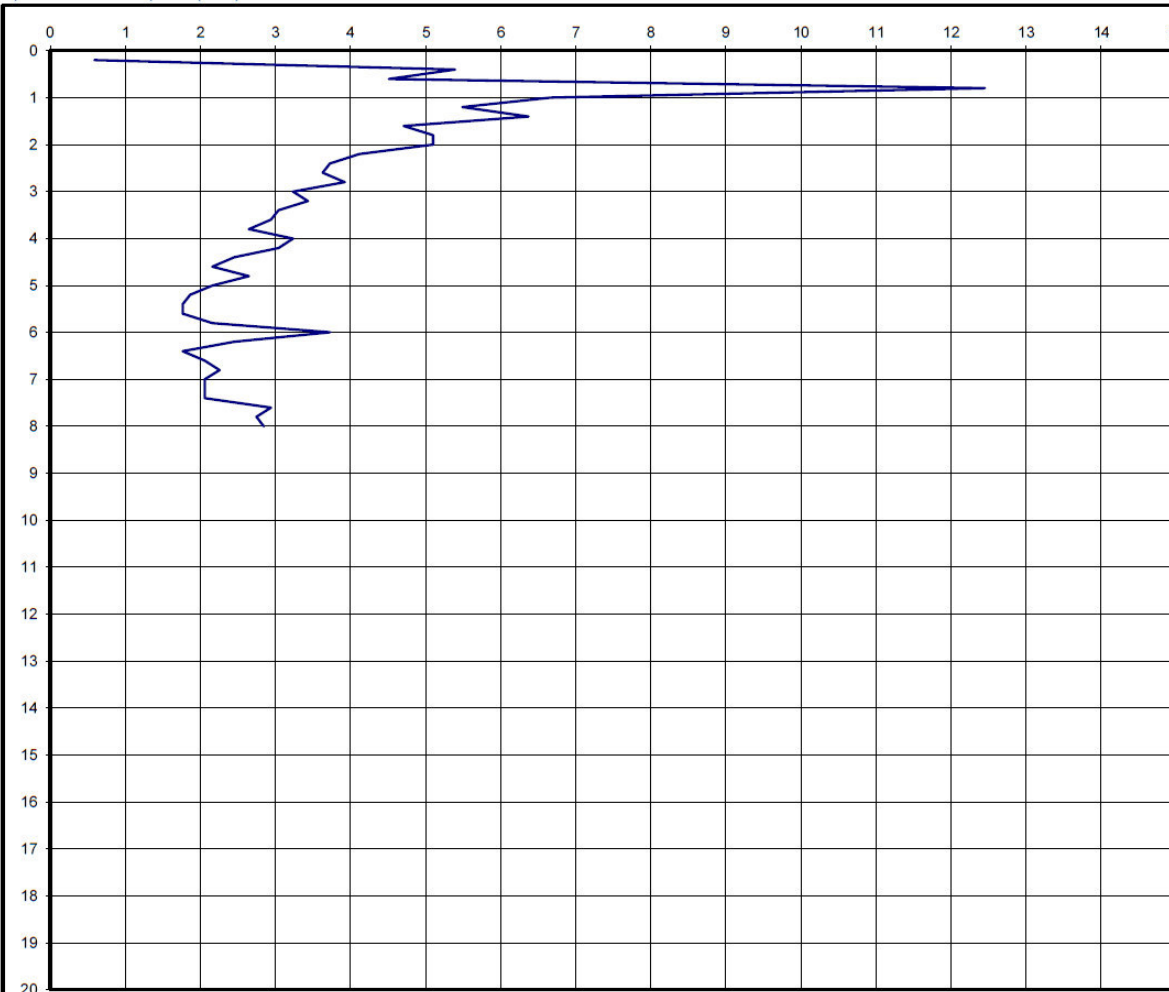
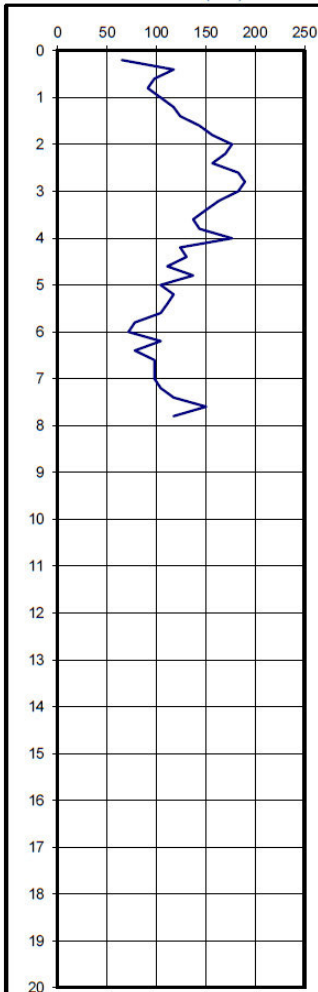
Data prova : 09/05/2017

Codice lavoro: 2017.060

fs resistenza laterale (kPa)

qc resistenza alla punta (MPa)

Rf (%)



Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-05	0	09/05/2017	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE s.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)**N. 3**

Committente : Real Station s.r.l.

Località : Casalecchio di Reno (BO) via Coppi

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

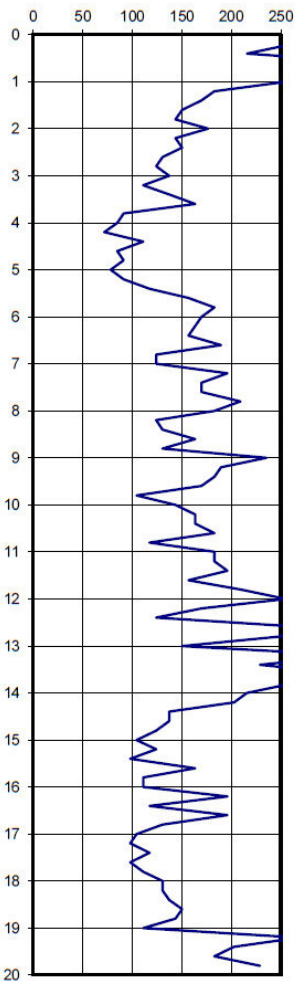
Rapporto di Prova N°: **11.0693 /RSP**

Quota: ---

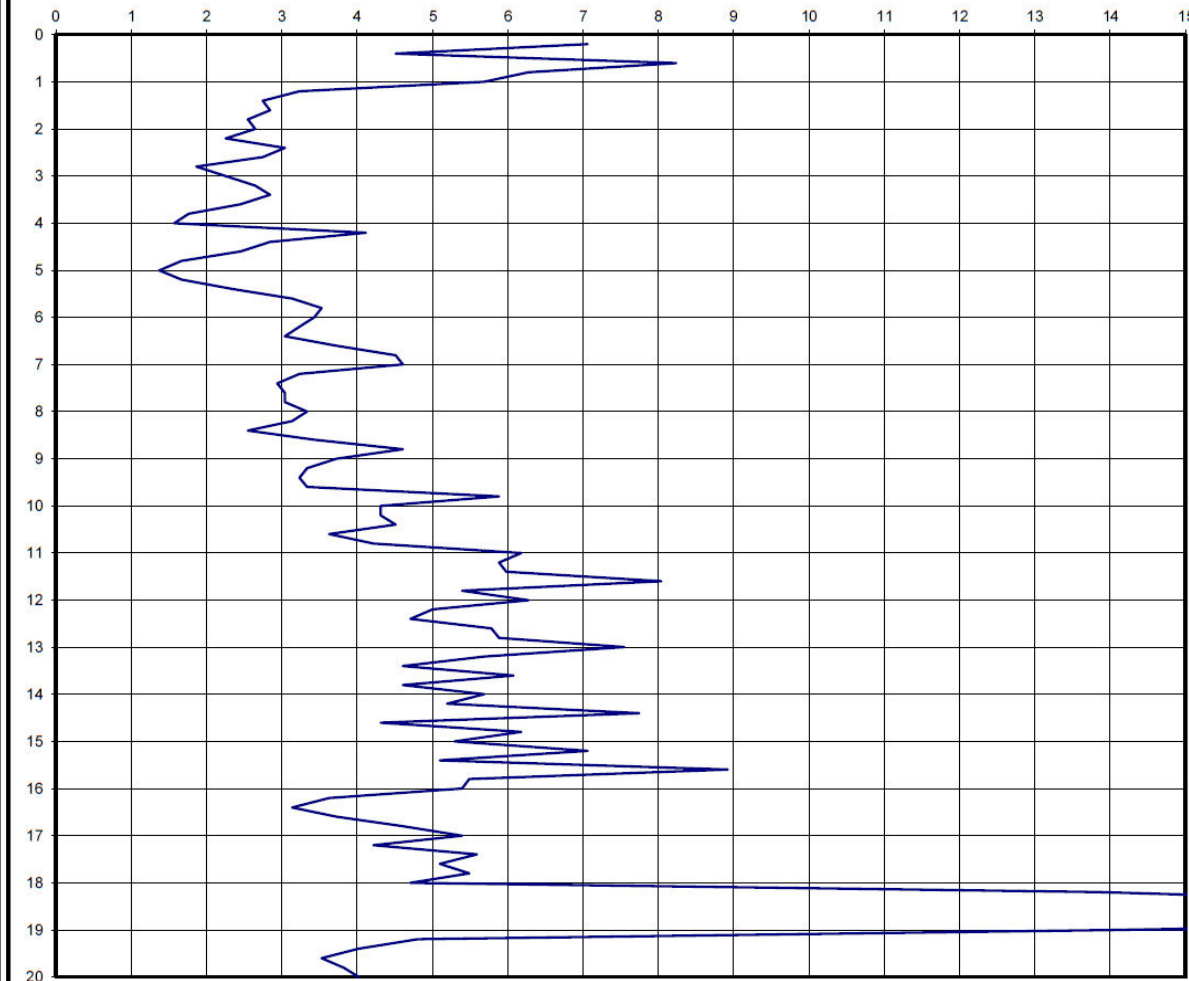
Data prova : 18/07/2011

Codice lavoro: 2011.138

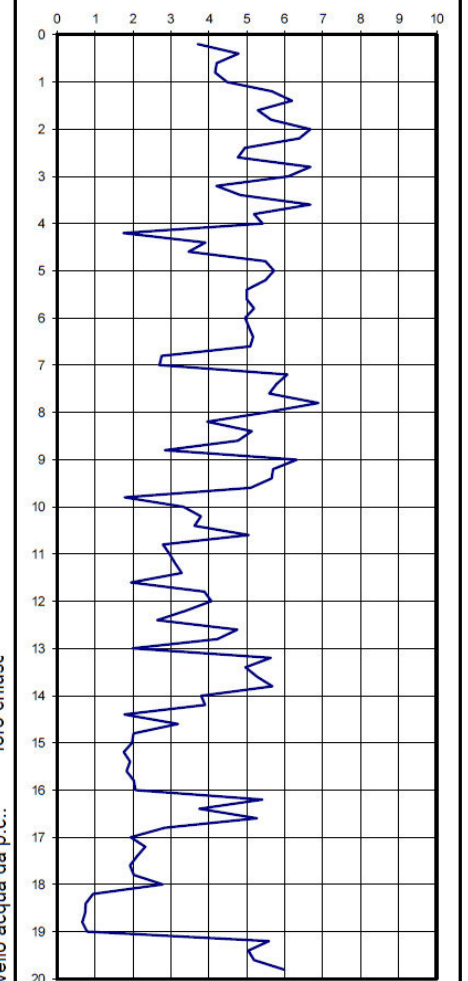
fs resistenza laterale (kPa)



qc resistenza alla punta (MPa)



Rf (%)

foro chiuso
Livello acqua da p.c.:

Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-94	0	18/07/2011	Dr. Chelli	Dr. Luca Conti

MOD.0 RSP GRAP CPT

<div><div>GEO-PROBE <i>Indagini Geognostiche</i></div><div>40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimurusa, 119 - Tel. 051/61.33.072</div></div>				Committente: <u>Dr. Caggese</u>		Quota: <u> </u>		Rap. P. N°09.0556/RSP			
Località: <u>Casalecchio di Reno (BO)</u>				Profondità: <u>5,00 m</u>		Codice Lavorazione009.005					
Cantiere: <u>Via Carnellini</u>				Data inizio: <u>19/05/2009</u>		SONDAGGIO					
Percorrenza: <u>Carotaggio continuo diam 101</u>				Data Fine: <u>19/05/2009</u>		FOGLIO					
Altezzatura: <u>Sonda CMV</u>				Il geologo: <u>Dr. L. Conti</u>		<u>1</u> <u>1/1</u>					
Procedura di Prova <u>IP_0</u>		Rapporto di Prova N° <u>09.0556/RSP</u>		Rev. <u>0</u>		Data di emissione <u>19/05/2009</u>		Lo Sperimentatore <u>Dr. Regazzi</u>		Il Direttore di Laboratorio <u>Dr. L. Conti</u>	

Scala 1:50	Manovre	Lunghezza carotiere	Rivestimento	Profondità' [m]	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Percentuale Carotaggio	Campioni	Prof. SPT	N° colpi SPT	Tipo di punta	Scala 1:50	P. P. [kg/cmq]	V. T. [kg/cmq]	Falda	Piezometro Norton	Note
	0.50 1.50 0.20 1.50			0.10		Giàia detritica.	20 40 60 80						2.5 - 1.1 2.8 - 1.3				
1	1.00 1.50			1.00		Limo debolmente sabbioso di colore da grigio a noc- ciola; terreno ad umidità medio scarsa.						1	2.7 - 1.2				
2	1.10 1.50					Argilla limosa di colore nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.							3.0 - 1.4 2.8 - 1.2				
3	1.20 1.50					Limo argilloso debolmente sabbioso di colore noc- cia; terreno ad umidità medio scarsa.											
4						Limo sabbioso.											
5	1.20 1.50					Sabbia limosa di colore nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.											
6						Limo sabbioso di colore nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.							2.8 - 0.5 2.1 - 0.4				
7						Sabbia con limo di colore nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.											
8																	
9																	
10																	
11																	
12																	
13																	
14																	
15																	

GEO-PROBE
Indagini Geognostiche
40033 CASALECCHIO DI RENO (BO)
Via Cimmosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

Committente: Dr. Caggese
Località: Casalecchio di Reno (BO)
Cantiere: via Camellini
Pertinenza: Carotaggio continuo diam 101
Attrezzatura: Sonda CMV

Quota: —
Profondità: 6.00 m
Data inizio: 20/05/2009
Data fine: 20/05/2009
Il geologo: Dr. L. Conti

Rep. P.: NR05.0538/RSP
Codice Lavorazione: 005

SONDAGGIO
2
FOGLIO
1/1

Procedura di Prova IP_0	Rapporto di Prova N° 09.0538/RSP	Rev. 0	Data di emissione 20/05/2009	Lo Sperimentatore Dr. Regazzi	Il Direttore di Laboratorio Dr. L. Conti
----------------------------	-------------------------------------	-----------	---------------------------------	----------------------------------	---

Scala 1:50	Manovre	Lunghezza carotiere	Rivestimento	Profondità' [m]	Stratigrafia	Percentuale Carotaggio	Campioni	Prof. SPT	N° colpi SPT	Tipo di punta	Scala 1:50	P. P. [kg/cmq]	V. T. [kg/cmq]	Falda	Piezometro Norton	Note
	0.50 1.50			-0.50	Limo sabbioso di colore nocciola, presenza di radici vegetali e tracce di asfalto; terreno ad umidità scarsa.	25 40 60 80										
1	0.50 1.50			0.50	Ghiata (4<d<1 cm) in scarsa matrice sabbiosa di colore nocciola scuro; terreno ad umidità medio scarsa.						1	2.6	1.1			
	0.40 1.50			1.10	Argilla limosa di colore da grigio a nocciola, a tratti debolmente sabbiose; terreno ad umidità medio scarsa.						2	2.8	1.2			
2	0.20 1.50			1.50							3	2.5	1.1			
	0.90 1.50			2.80							4	2.1	0.9			
3					Limo sabbioso di colore nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.						5	2.6	1.1			
	1.00 1.50			3.70							6	3.5	1.5			
4				4.20	Limo debolmente sabbioso a tratti debolmente argilloso.						7	2.1	0.6			
	1.00 1.50			5.00	Limo sabbioso.						8	1.3	0.3			
5				5.40	Sabbia limosa di colore nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.						9	1.2	0.3			
	1.00 1.50			5.60	Limo sabbioso di colore nocciola; terreno bagnato.						10	1.4	0.3			
6				6.00	Argilla limosa di colore grigio nocciola; terreno ad umidità medio scarsa.						11	0.7	0.2			
7											12	1.6	0.5			
8											13	0.8	0.1			
9											14	1.3	0.3			
10											15	0.8	0.1			
11												2.0	0.9			
12												2.1	0.9			
13																
14																
15																

127.000

Indagine sismica

2018.045/RG

PROVINCIA DI BOLOGNA
COMUNE DI CASALECCHIO DI RENO
Via Marilyn Monroe, Euromercato

COMMITTENTE:

Dott. Geol. Maurizio Zamboni
Via dei Giardini, 11
Monzuno (BO)

PROGETTO:

Indagine sismica integrata per
la stima del parametro Vs30
DM 14/01/2008

RELAZIONE GEOFISICA

dott. geol. Paolo Durante
Ordine dei Geologi della Regione
Abruzzo n.511



dott. geol. Giulio Dal Forno
Ordine dei Geologi della Regione
Emilia Romagna n.1294



**Envia Studio Associato
di Geologia e Geofisica**
di Durante, Dal Forno e Rispoli
via G.P. da Palestina 1/4-40141 Bologna
www.envia.it

Data:05/11/2013

Rif. Commessa: C209-2013

Ed.: Finale

TUTTI I DIRITTI SONO RISERVATI - Questo documento è di proprietà esclusiva di ENVIA Studio Associato, non può essere copiato, riprodotto o divulgato ad altri senza autorizzazione



INDICE

1.	Premessa	2
2.	Normativa di riferimento	2
3.	Il metodo <i>MASW</i>	4
4.	Il metodo <i>HVSR</i>	5
5.	Risultati dell'indagine sismica integrata	6
6.	Bibliografia	8

ELENCO ALLEGATI

Allegato 1	Documentazione fotografica
Allegato 2	Sismogrammi indagine <i>MASW</i>
Allegato 3	Spettro di dispersione e curva <i>H/V</i>
Allegato 4	Velocità onde S in funzione della profondità



1. Premessa

Su richiesta del Dott. Geol. Maurizio Zamboni, è stata effettuata una indagine sismica integrata (MASW + HVSR) in un'area ubicata in via Marilyn Monroe, nel parcheggio del centro commerciale Euromercato, nel comune di Casalecchio di Reno (BO), al fine di stimare il parametro $Vs30$ caratteristico dell'area, ossia la velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m di profondità rispetto alla quota di imposta della fondazione, come prescritto dall'art. 3.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008.

2. Normativa di riferimento

Il D.M. 14 gennaio 2008 prevede che, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si renda necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi (art. 7.11.3). In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (cfr. Tabelle 1-2). Ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $Vs30$ di propagazione delle onde di taglio S entro i primi 30 metri di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per i muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. La stima della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, il sito può essere classificato sulla base dei valori di N_{SPT} o della C_u . Le tabelle sotto riportate, oltre a una breve descrizione delle classi di sottosuolo, indicano gli intervalli dei tre parametri che individuano ciascuna di esse.

	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		$Vs30$ (m/s)	$N_{SPT,30}$ (colpi/30 cm)	$C_{u,30}$ (kPa)
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di $Vs30$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>	> 800	-	-
B	<i>Focce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m,</i>	360-800	> 50	> 250



	caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 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>Depositi 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_{s30} compresi tra 180 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)	180–360	15-50	70–250
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o 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_{s30} 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)	< 180	< 15	< 70
E	<i>Terreni dei sottosuoli tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{s> 800}$ m/s)</i>			

Tabella 1 – Classificazione dei suoli secondo il D.M. 14 gennaio 2008 (Tabella 3.2.II).

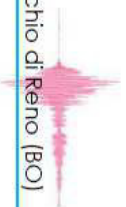
	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametri		
		V_{s30} (m/s)	$N_{SPT,30}$ (colpi/30 cm)	$C_{u,30}$ (kPa)
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.	< 100	-	10-20
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o di qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.			

Tabella 2 – Categorie aggiuntive di sottosuolo (Tabella 3.2.III - D.M. 14 gennaio 2008).

Il valore del parametro V_{s30} , secondo la normativa, è calcolato mediante la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n h_i / v_i} \quad \text{m/s} \quad (1)$$

Dove h_i e v_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo per un totale di n strati presenti nei 30 metri al di sotto del piano fondale. Tale velocità equivalente è ottenuta imponendo l'equivalenza tra i tempi di arrivo delle onde di taglio in un terreno omogeneo equivalente, di spessore pari a 30 m, e nel terreno stratificato in esame, di spessore complessivo ancora pari a 30 m. Essa assume quindi valori differenti da quelli ottenuti dalla media delle velocità dei singoli strati pesata sui relativi spessori, soprattutto in presenza di strati molto deformabili di



limitato spessore. Lo scopo della definizione è quello di privilegiare il contributo degli strati più deformabili (C3.2.2 Circ. Min. 617 del 2 febbraio 2009).

3. Il metodo *MASW*

Per mezzo della tecnica *MASW* (*Multichannel Analysis of Surface Waves*), Park et al., (1999), e quindi dello studio delle onde superficiali che comunemente dominano una porzione considerevole dei sismogrammi nelle indagini sismiche (sia per ampiezza relativa che per durata del segnale), è possibile ottenere delle stime del profilo di velocità delle onde S.

Le onde superficiali sono onde sismiche che si propagano parallelamente alla superficie del terreno, la cui ampiezza diminuisce esponenzialmente con la profondità e la cui energia si propaga in una fascia superficiale corrispondente a circa una lunghezza d'onda λ . In un mezzo reale, caratterizzato da proprietà meccaniche variabili con la profondità, le onde superficiali, in funzione di λ , penetrano strati con diverse caratteristiche e quindi la loro propagazione ne risulta influenzata in termini di velocità e tempi di arrivo: onde con λ differente si propagano a velocità di fase *cf* differente e pertanto si separano lungo il loro tragitto. Tale fenomeno è noto come dispersione.

L'idea su cui si fonda il metodo *MASW*, come altre metodologie che analizzano le onde superficiali, è quella di utilizzare il fenomeno della dispersione per derivare informazioni indirette sulle proprietà fisiche e reologiche del terreno, tra cui la densità, i parametri elastici e le velocità delle onde di taglio. A partire dall'intero campo d'onda, acquisito in campagna utilizzando un numero variabile di geofoni (di solito 12-24) allineati a spaziatura regolare (similmente a un classico esperimento di sismica a rifrazione), l'obiettivo del metodo è di derivare una curva di dispersione sperimentale velocità di fase – frequenza (*cf -f*), la cui forma è associata alle proprietà meccaniche del terreno da indagare. Tale curva si può ottenere seguendo differenti metodologie di elaborazione del campo d'onda (trasformata tempo di ritardo-*slowness* *T-P*, trasformata *f-k*). Il risultato è una nuova rappresentazione del campo d'onda dal dominio spazio-tempo a quello frequenza-*slowness* o frequenza-velocità di fase (la *slowness* è infatti il reciproco della velocità). Dato che le onde superficiali mostrano le ampiezze e le durate maggiori nel dominio spazio-tempo, anche nel dominio frequenza-velocità di fase, i massimi dello spettro saranno relativi alle differenti frequenze con cui si propagano le onde superficiali stesse. Dall'estrazione delle coppie frequenza-velocità di fase corrispondenti ai massimi d'intensità dello spettro si deriva la curva di dispersione sperimentale. In realtà, l'interpretazione degli spettri risulta spesso complicata dall'intrecciarsi dei modi superiori rispetto a quello fondamentale e/o alla generazione e propagazione di onde guidate. Un miglioramento nell'interpretazione degli spettri può essere ottenuto dalla comparazione tra spettro osservato e, in sovrapposizione, le curve di dispersione teoriche per i diversi modi di un



modello ritenuto plausibile per l'area in esame (Dal Moro, 2008). Generalmente quando la rigidezza degli strati aumenta gradualmente con la profondità il modo fondamentale risulta predominante a tutte le frequenze. Tuttavia esistono diverse stratigrafie, con strati rigidi compresi tra strati soffici o strati soffici compresi tra strati rigidi o con variazioni brusche di rigidezza con la profondità, in cui i modi superiori al primo diventano predominanti in certi intervalli di frequenza (Roma, 2006). Per la definizione del profilo di velocità delle onde di taglio è poi necessario procedere alla fase d'inversione della curva di dispersione per ottenere un modello delle proprietà fisiche del sottosuolo.

4. Il metodo HVSR

Il metodo HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) proposto da Nogoshi e Igarashi (1970) e successivamente modificato da Nakamura (1989), si basa sull'analisi del rapporto spettrale tra le componenti orizzontale (H) e verticale (V) del rumore sismico registrato in un sito. Il rumore sismico è presente ovunque ed è generato sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) che dall'attività antropica. Il rumore sismico è indicato spesso come microtremore poiché è caratterizzato da oscillazioni molto deboli (dell'ordine dei $\mu m/s$). I microtremori sono in parte costituiti da onde di volume, P o S, ma soprattutto da onde superficiali, la cui velocità è comunque prossima a quella delle onde S (Mulargia et al., 2007). Esiste un consenso generale sull'efficacia del metodo HVSR di fornire stime sulla frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo, almeno nel caso di un modello semplice unidimensionale con strato soffice al di sopra di uno strato rigido (Lachet and Bard, 1994; Lermo and Chavez-Garcia, 1994; Ibs-von Seht and Wohlenberg, 1999). In questo caso semplice, tale frequenza f_0 è legata allo spessore h dello strato soffice attraverso la seguente relazione:

$$f_0 = \frac{Vs}{4h} \quad \text{Hz} \quad (2)$$

Naturalmente, la complessità stratigrafica del sottosuolo produce curve H/V sperimentali con svariati picchi, per le quali non è possibile applicare un modello semplice. Tuttavia, attraverso il confronto delle curve sperimentali con curve H/V sintetiche, è possibile derivare profili di velocità delle onde di taglio S nel sottosuolo, in presenza di adeguati vincoli, ottenuti da prove geognostiche dirette o da altre indagini geofisiche (Fäh et al., 2001; Castellaro and Mulargia, 2009).



La tecnica di misura del rumore sismico richiede tempi di registrazione pari a 15-20 minuti e necessita di sensori tridirezionali da sismologia con messa in bolla, digitalizzatore 24 bit con elevata dinamica, elevato guadagno ed elevata frequenza di campionamento nativo, con minimizzazione del rumore elettro/meccanico.

5. Risultati dell'indagine sismica integrata

Le indagini *MASW* sono state realizzate con sismografo “Echo 24/2002” a 24 canali prodotto da *Ambrogeo* (Piacenza) connesso a 12 geofoni verticali con frequenza propria pari a 4,5 Hz, interspaziati tra loro di 4 m per un totale di 44 m (allegato 1). I dati sono stati acquisiti e salvati da un PC portatile alimentato a batteria. La sorgente sismica utilizzata è una mazza battente di 8 kg, posta ad una distanza di 8 m dal geofono 1.

Le misure di rumore sismico sono state effettuate a una distanza ridotta dal profilo *MASW* per un tempo di registrazione pari a 20 minuti. La strumentazione utilizzata è un tromografo digitale “Tromino Engy” della Micromed S.p.A.

In allegato 2 sono riportati i sismogrammi registrati da ognuno dei geofoni durante l'indagine *MASW*.

Lo spettro frequenza-velocità di fase, ottenuto attraverso il *software Geopsy* (Progetto *SESAME*), è riportato in allegato 3 assieme alla curva *H/V* e al grafico delle componenti dei canali velocimetrici relativi alla misura di rumore sismico; per l'elaborazione sono state considerate le componenti (N-S, E-W e Up-Down). Allo spettro frequenza-velocità di fase sono sovrimposti il *picking* del modo fondamentale (crocette nere) e le curve di dispersione sintetiche del modo fondamentale e di alcuni modi superiori (pallini bianchi) per il modello statisticamente migliore ottenuto dall'inversione. Questo modello è il risultato dell'inversione della curva di dispersione sperimentale ottenuta dall'indagine *MASW* ed eseguita attraverso due *software* differenti, *WaveEq* (*Geometrics*) e *SWAMI* (*Georgia Institute of Technology*). La minima frequenza scelta nell'operazione di *picking* è pari a circa 4,5 Hz e presenta una velocità di fase di 350,2 m/s, valori corrispondenti indicativamente ad una profondità compresa tra 26 e 39 m. Oltre tali profondità il profilo delle velocità viene inoltre stimato attraverso *fit* della curva *H/V* ottenuta dall'acquisizione del rumore sismico.

La curva *H/V* presenta il suo massimo a circa 3,72 Hz.

In allegato 4 sono riportati il grafico dell'andamento della velocità delle onde S in funzione della profondità, la tabella con i valori numerici e il grafico della variazione del parametro *Vs30* in funzione della profondità del piano di fondazione della struttura in progetto.



Dal modello di velocità derivato con la tecnica *MASW* è stato stimato il parametro *Vs30* rispetto all'attuale piano campagna, pari a **264 m/s**.

Ai sensi dell'art. 3.2.2 del D.M. 14/01/2008, unicamente sulla base del parametro *Vs30* relativo all'attuale piano campagna, il sottosuolo ricade in **categoria C**. Tuttavia il geologo incaricato sulla base della conoscenza stratigrafica dell'area, derivata dalla sua esperienza professionale e dalle indagini geognostiche condotte nel sito in oggetto, nonché considerando le caratteristiche dell'opera in progetto e la tipologia di fondazioni, è tenuto a validare l'attribuzione alla suddetta categoria e valutare se approfondire l'indagine per la definizione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica mediante studi specifici sulla risposta sismica locale, come indicato all'art. 7.11.3 del D.M. 14/01/2008.

Bologna, 5 Novembre 2013

Dott. Geol. Giulio Dal Forno



Dott. Geol. Paolo Durante





6. Bibliografia

- Castellaro S. and Mulargia F., (2009). The effect of velocity inversions on HV, *Pure Appl. Geophys.* Volume 166, Number 4, 567-592.
- Dal Moro, G., (2008) – *Tre divergazioni: il mito dell'inversione, MASW in Friuli, esempio di studio congiunto MASW-rifrazione* - Giornata di studio sul "Monitoraggio dinamico per la valutazione della sicurezza sismica dei ponti", Centro Internazionale di Scienze Meccaniche (CISM), Udine, 18 aprile 2008.
- Fäh D., Kind F. and Giardini D., (2001). A theoretical investigation of average H/V ratios. *Geophys. J. Int.* 145, 535-549.
- Ibs-von Seht M. and J. Wohlenberg, (1999). Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments, *Bull. Seismol. Soc. Am.* 89, 250-259.
- Lachet C. and P. Y. Bard, (1994). Numerical and theoretical investigations on the possibilities and limitation of Nakamura's technique, *J. Phys. Earth* 42, 377-397.
- Lermo J. and F. J. Chavez-Garcia, (1994). Are microtremors useful in site response evaluation?, *Bull. Seismol. Soc. Am.* 84, 1350-1364.
- Mulargia F., Castellaro S., Rossi P.L., (2007). Effetti di sito e Vs30: una risposta alla normativa antisismica. *Il Geologo dell'Emilia Romagna Anno VII-2007 N.25 - Nuova serie*
- Nakamura Y., (1989). A method for dynamic characteristics estimates of subsurface using microtremor on the round surface, *QR of RTI*, 30, 25-33.
- Nogoshi M. e Igarashi T., (1970). On the propagation characteristics of microtremors, *J. Seism. Soc. Japa*, 23, 264-280.
- Park, C.B., Miller, R.D., and Xia J., (1999)- *Multichannel Analysis of surface waves* - Geophysics, 64, 800-808.
- Roma, V., (2006) – *Caratterizzazione sismica dei suoli con il metodo MASW (Multichannel Analysis of surface waves)*- http://www.masw.it/downloads/Opuscolo_MASW_22_Gen_2007.pdf. microtremor on the round surface, *QR of RTI*, 30, 25-33.

NORMATIVA

- D. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008 (Suppl. Ord. alla G.U. 4.2.2008, n. 29) – *Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni*.
- Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. (Suppl.Ord. alla G.U. 26.2.2009, n. 47) – *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*.

Allegato 1 – Documentazione fotografica

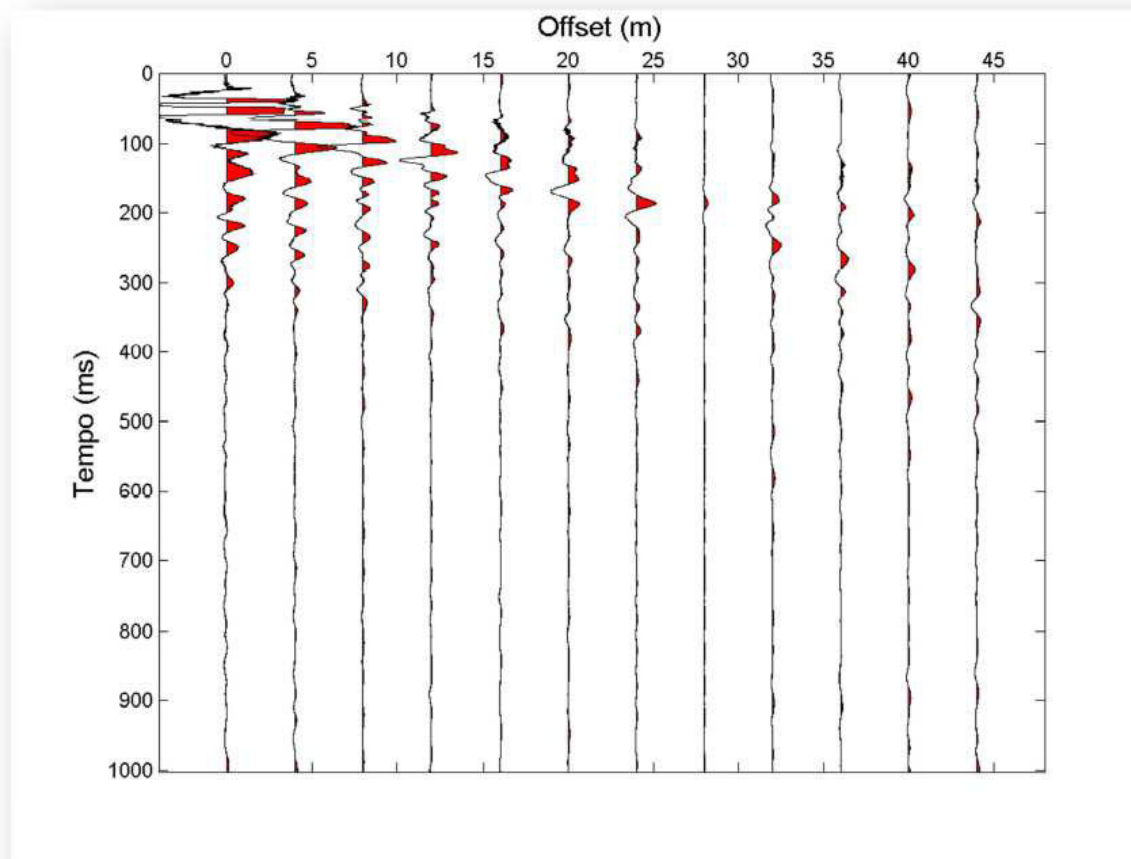


Foto 1 – Ubicazione profilo sismico



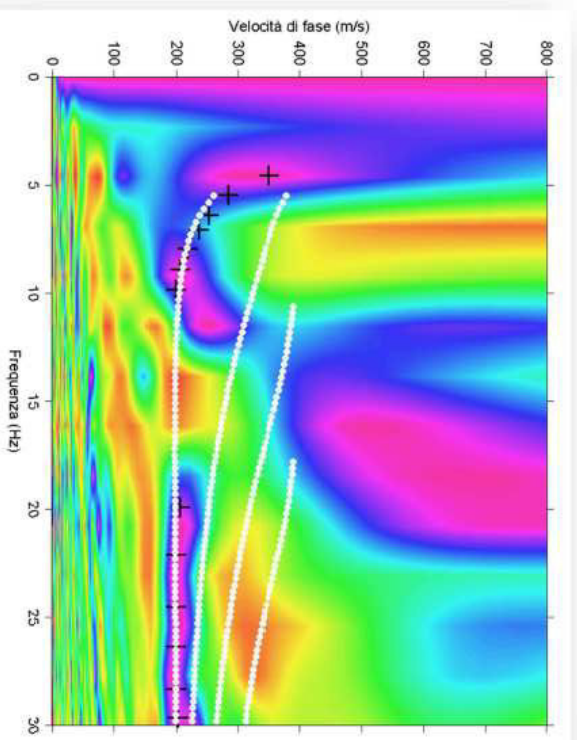
Foto 2 – Ubicazione misura HVSR

Allegato 2 – Sismogrammi



Sismogrammi acquisiti dai 12 geofoni durante l'indagine. La sorgente è posta ad una distanza di 8 m dal geofono 1. La spaziatura tra i geofoni è di 4 m.

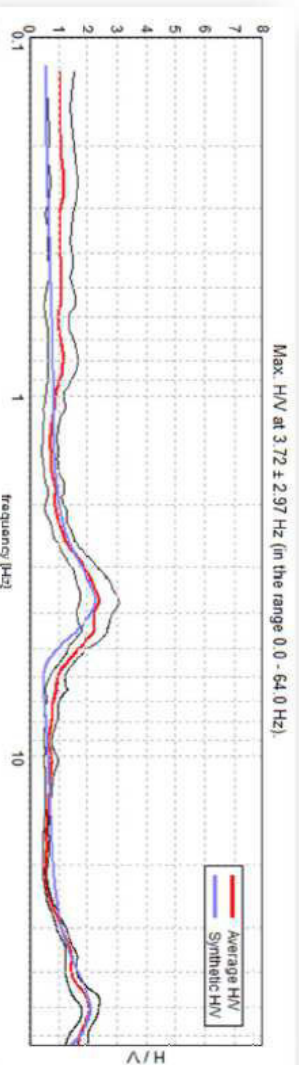
Allegato 3 – Spettro di dispersione



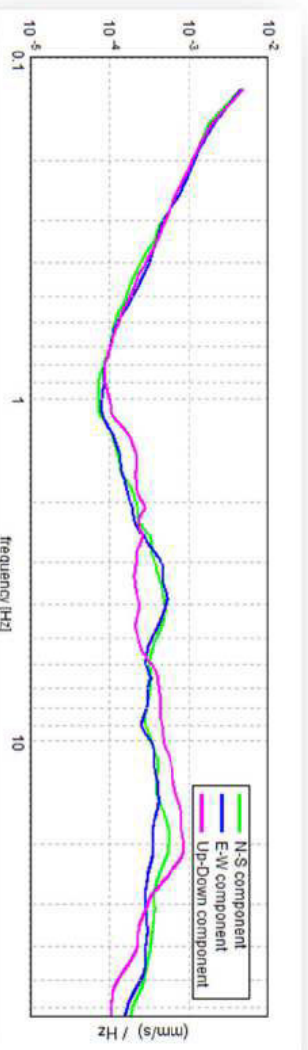
in alto: Spettro frequenza-velocità di fase dei dati acquisiti durante l'indagine. Sovrapposti allo spettro sono il picking del modo fondamentale (crochette nere) e le curve di dispersione sintetiche del modo fondamentale e di alcuni modi superiori (pallini bianchi).

in basso: Curva H/V **(A)** e andamento delle tre componenti velocimetriche (N-S, E-W, Up-Down) **(B)**

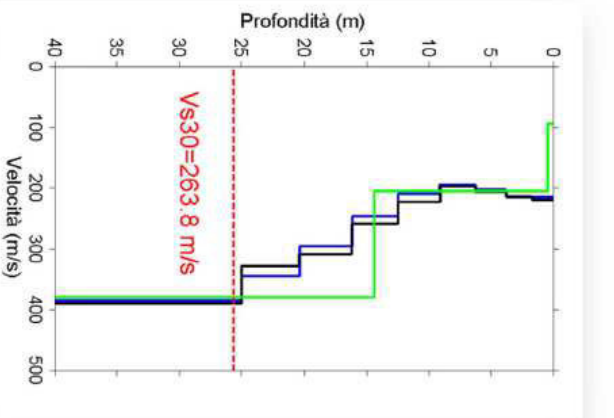
A



B



Allegato 4 – Velocità onde S in funzione della profondità

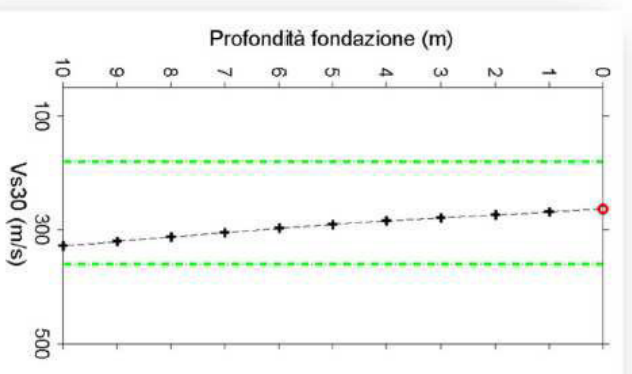


(A) Andamento della velocità delle onde S in funzione della profondità. Vengono riportati in nero i valori ottenuti con il programma WaveEq (Geometrics) e in blu i valori derivati con il programma SWAMI (Georgia Institute of Technology), relativamente all'indagine MASW; in verde viene indicato l'andamento ottenuto mediante inversione della curva H/V, vincolata nella parte superficiale attraverso i valori ottenuti dall'indagine MASW. La linea tratteggiata in rosso rappresenta la profondità stimata per l'operazione di picking. A profondità maggiori l'andamento delle velocità delle onde S è stimato mediante fit della curva H/V.

B

Spessore (m)	Vs WaveEq (m/s)	Spessore (m)	Vs SWAMI (m/s)	Spessore (m)	Vs HVSr (m/s)
1.7	219.4	1.7	215.8	0.5	94.0
2.1	215.5	2.1	213.8	14.0	205.0
2.5	206.5	2.4	202.9	100.0	380.0
2.9	197.9	3.0	194.9	Inf	450.0
3.3	223.3	3.3	209.3		
3.7	259.4	3.7	246.7		
4.2	309.6	4.2	295.6		
4.6	328.6	4.6	344.6		
15.0	390.2	15.0	385.9		
Inf	398.8	Inf	402.5		

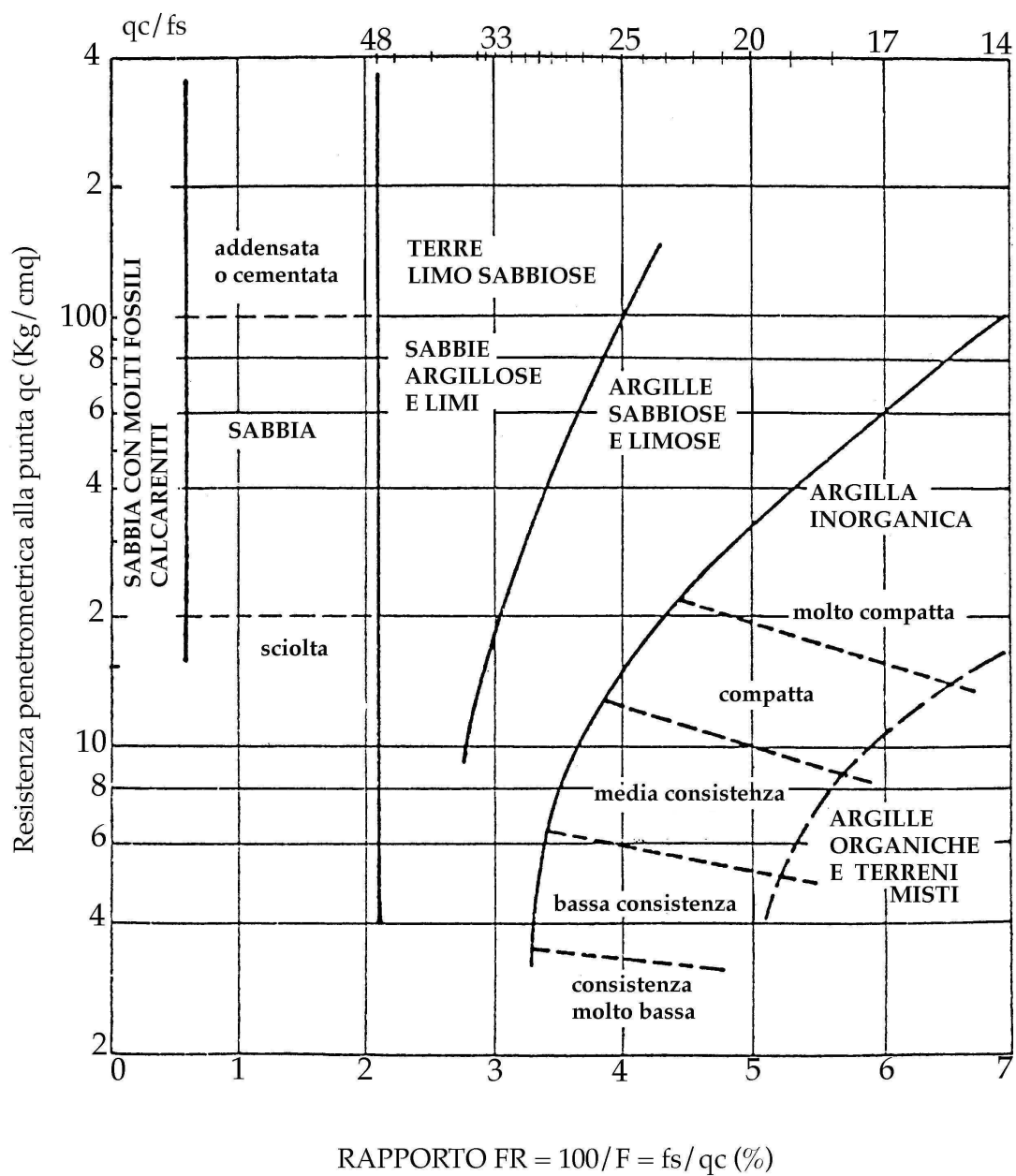
(B) La prima, terza e quinta colonna riportano gli spessori degli strati dei modelli ottenuti dall'indagine MASW (colonne 1 e 3) e dall'indagine HVSr (colonna 5). La seconda e la quarta colonna contengono le velocità stimate attraverso la tecnica MASW utilizzando i programmi WaveEq e SWAMI; la sesta colonna riporta le velocità stimate mediante inversione della curva H/V. Sono evidenziati in azzurro i valori di velocità e i relativi spessori utilizzati per il calcolo del parametro V_{s30} ; **(C)** andamento del parametro V_{s30} in funzione della variazione della profondità del piano fondale della struttura in progetto. Le linee in tratteggio di colore verde indicano i limiti 180 m/s e 360 m/s rispetto alla tabella 1 (cfr. §2).



Classificazione orientativa dei terreni (Schmertmann, 1978)

CLASSIFICAZIONE ORIENTATIVA DEI TERRENI IN BASE AI DATI PENETROMETRICI STATICI q_c E f_s

(Schmertmann, 1978)



Planning srl
via B. Comellini - Zola Predosa (BO)
CPT 13

17050013

Prof m	Strati	Tipologia	Gammg kg/m3	Gammg * kg/m3	St.ama * kg/cm2	V _{CU} kg/cm2	FI %	DR %	M _v cm2/Kg	K _{or1.2} kg/cm3	Perm cm/sec
0.40		Argilla organica/t. misti	1870	1870	0.075	0.225	0	0	0.02636	0.0000	1.41e-019
0.80		Argilla compatta	1920	1920	0.152	0.850	0	0	0.024510	1.7000	6.44e-005
1.00		Chioia	1850	1850	0.189	0.000	45100	0	0.009346	5.3500	2.91e-001
1.20		Argilla limosa	1949	1949	0.228	1.850	0	0	0.005405	3.7000	2.05e-003
1.40		Sabbia densa o Chioia	1900	1900	0.266	0.000	45100	0	0.005333	6.2500	2.25e-001
2.40		Sabbia densa o	1850	1850	0.451	0.000	45100	0	0.0284417	5.8000	3.69e-001
2.60		Sabbia	1900	1900	0.489	0.000	43100	0	0.003584	9.3000	2.71e-001
2.80		Argilla limosa	1850	1850	0.526	0.000	39.75	0	0.007663	4.3500	1.50e-001
3.60		Argilla limosa	1939	1939	0.681	1.413	0	0	0.007080	2.8250	5.70e-004
4.20		Argilla limosa	1944	1944	0.797	1.600	0	0	0.006250	3.2000	3.85e-003
4.40		Argilla limosa	1938	1938	0.836	1.350	0	0	0.007407	2.7000	7.25e-004
5.00		Sabbia argillosa e limosa	1949	1949	0.953	1.850	0	0	0.005405	3.7000	2.23e-003
5.40		Argilla compatta	1850	1850	1.027	0.000	32.37	0	0.011765	2.8333	7.82e-003
6.60		Argilla limosa	1931	1931	1.259	1.142	0	0	0.012279	2.2833	1.95e-004
7.00		Argilla limosa	1946	1946	1.337	1.675	0	0	0.005970	3.3500	4.46e-004

Planiring srl
via Roma - Zola Predosa (BO)
CPT 14

17060014

Prof m	Strati	Tipologia	Gamm kg/m3	Gamm * kg/m3	Stima * kg/cm2	V _{CU} kg/cm2	F _I DR %	M _v cm2/Kg	K _o r12 kg/cm3	Perm cm/sec
0.20		Argilla organica/t.	1881	1881	0.038	0.300	0	0.022222	1.2000	3.49e-010
0.60		Sabbia argillosa e limosa	1890	1890	0.112	0.000	44	0.009301	3.3657	2.68e-002
0.80		Chiaia Sabbia	1890	1890	0.149	0.000	45100	0.007874	6.3900	2.99e-001
1.40		Sabbia argillosa e limosa	1890	1890	0.260	0.000	41	0.010582	3.1500	4.49e-002
2.00		Argilla sabbiosa e Argilla limosa	1890	1890	0.371	0.000	38	0.009068	3.3778	4.60e-003
2.20		Argilla limosa	1954	1954	0.410	2.100	0	0.004762	2.8000	6.94e-004
2.60		Argilla sabbiosa e Argilla molto	1950	1950	0.488	1.875	0	0.005333	3.7500	2.55e-004
2.80		Argilla molto compatta	1952	1952	0.527	2.000	0	0.005000	2.6667	1.58e-004
4.20		Argilla molto compatta	1943	1943	0.799	1.571	0	0.006364	3.1429	1.28e-004
5.00		Argilla molto compatta	1933	1933	0.953	1.200	0	0.010965	2.4000	1.34e-004
5.60		Argilla molto compatta	1923	1923	1.069	0.917	0	0.020455	1.8333	2.35e-005
5.80		Argilla limosa	1930	1930	1.107	1.100	0	0.009091	2.2000	2.11e-003
6.00		Sabbia	1890	1890	1.144	0.000	31	0.017544	1.9000	4.16e-002
6.20		Argilla compatta	1935	1935	1.183	1.250	0	0.010000	2.5000	6.61e-004
6.40		Argilla compatta	1922	1922	1.222	0.900	0	0.021368	1.8000	5.69e-004
8.00		Argilla compatta	1934	1934	1.531	1.212	0	0.010711	2.4250	2.83e-004

Real Station s.r.l.
via Coppi - Casalecchio di Reno (BO)
CPT 3

11138003

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma ¹ kg/m ³	Sigma ^v kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI	DR %	M _v cm ² /Kg	K ₀ int kg/cm ³	Perm cm/sec
0.20		Argilla sabbiosa e limosa	1974	1974	0.039	3.600	0	0	0.002778	4.8000	1.25e-003
0.40		Argilla sabbiosa e limosa	1968	1968	0.079	2.300	0	0	0.004348	3.0667	1.55e-004
0.60		Argilla sabbiosa e limosa	1980	1980	0.118	4.200	0	0	0.002281	5.6000	3.50e-004
1.00		Argilla molto compatta	1968	1968	0.197	3.050	0	0	0.003279	4.0667	3.54e-004
1.20		Argilla molto compatta	1945	1945	0.236	1.650	0	0	0.006061	3.3000	2.77e-005
2.20		Argilla molto compatta	1937	1937	0.430	1.330	0	0	0.008702	2.6600	1.83e-005
2.40		Argilla molto compatta	1943	1943	0.468	1.550	0	0	0.006452	3.1000	1.50e-004
2.60		Argilla molto compatta	1939	1939	0.507	1.400	0	0	0.007764	2.8000	2.44e-004
2.80		Argilla molto compatta	1924	1924	0.546	0.950	0	0	0.018797	1.9000	8.41e-006
3.60		Argilla compatta	1936	1936	0.701	1.300	0	0	0.009168	2.6000	7.35e-005
4.00		Sabbia	1920	1920	0.777	0.850	0	0	0.024510	1.7000	1.29e-004
4.20		Argilla limosa	1850	1850	0.814	0.000	33	41	0.015873	2.1000	5.64e-002
4.60		Argilla compatta	1938	1938	0.892	1.350	0	0	0.007407	2.7000	1.80e-003
5.20		Argilla compatta	1918	1918	1.007	0.800	0	0	0.028409	1.6000	8.53e-005
5.40		Argilla molto compatta	1933	1933	1.046	1.200	0	0	0.010965	2.4000	1.74e-004
6.60		Sabbia argillosa e limosa	1946	1946	1.279	1.708	0	0	0.005854	3.4167	1.04e-004
7.00		Argilla molto compatta	1850	1850	1.353	0.000	31	35	0.010753	3.1000	1.05e-002
8.20		Argilla molto compatta	1944	1944	1.586	1.592	0	0	0.006283	3.1833	3.23e-005
8.40		Argilla molto compatta	1936	1936	1.625	1.300	0	0	0.009168	2.6000	1.27e-004
8.60		Sabbia argillosa e limosa	1947	1947	1.664	1.750	0	0	0.005714	3.5000	1.86e-004
8.80		Argilla molto compatta	1850	1850	1.701	0.000	31	31	0.010638	3.1333	8.86e-003
9.60		Sabbia	1947	1947	1.857	1.738	0	0	0.005755	3.4750	2.38e-005
9.80		Argilla sabbiosa e limosa	1850	1850	1.894	0.000	31	38	0.011111	3.0000	5.22e-002
10.40		Argilla molto compatta	1956	1956	2.011	2.233	0	0	0.004478	2.9778	1.96e-003
10.60		Argilla molto compatta	1949	1949	2.050	1.850	0	0	0.005405	3.7000	1.01e-004
10.80		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	2.087	0.000	29	24	0.011628	2.8667	9.52e-003
11.40		Sabbia	1850	1850	2.198	0.000	31	36	0.008152	4.0889	5.23e-003
11.60		Argilla sabbiosa e limosa	1850	1850	2.235	0.000	32	45	0.008130	4.1000	3.92e-002
12.20		Sabbia argillosa e limosa	1965	1965	2.353	2.833	0	0	0.003529	3.7778	1.17e-003
12.40		Argilla sabbiosa e limosa	1850	1850	2.390	0.000	29	26	0.010417	3.2000	1.21e-002
12.80		Sabbia	1967	1967	2.469	2.975	0	0	0.003361	3.9667	2.50e-004
13.00		Argilla sabbiosa e limosa	1850	1850	2.506	0.000	31	41	0.008658	3.8500	3.69e-002
13.20		Argilla sabbiosa e limosa	1966	1966	2.545	2.900	0	0	0.003448	3.8667	1.27e-005
13.40		Argilla sabbiosa e limosa	1958	1958	2.584	2.350	0	0	0.004255	3.1333	1.01e-004
13.60		Argilla molto compatta	1969	1969	2.624	3.100	0	0	0.003226	4.1333	3.12e-005
13.80		Argilla molto compatta	1958	1958	2.663	2.350	0	0	0.004255	4.7000	1.64e-005
14.20		Argilla sabbiosa e limosa	1965	1965	2.742	2.775	0	0	0.003604	3.7000	1.07e-003
14.40		Sabbia	1850	1850	2.779	0.000	31	40	0.008439	3.9500	5.30e-002

Real Station s.r.l.
via Coppi - Casalecchio di Reno (BO)
CPT 3

11138003

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma' kg/m ³	Sigma _v kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI	DR %	M _v cm ² /Kg	K _{oriz} kg/cm ³	Perm cm/sec
14.20		Sabbia	1850	1850	2.742	2.775	0	0	0.003604	3.7000	1.07e-003
14.40		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	2.779	0.000	31	40	0.008439	3.9500	5.30e-002
14.60		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	2.816	0.000	28	19	0.01364	2.9333	4.84e-003
14.80		Sabbia	1850	1850	2.853	0.000	30	32	0.01582	3.1500	3.53e-002
15.00		Sabbia	1850	1850	2.890	0.000	29	26	0.012346	2.7000	3.75e-002
15.20		Sabbia	1850	1850	2.927	0.000	30	36	0.009259	3.6000	5.38e-002
15.40		Sabbia	1850	1850	2.964	0.000	29	24	0.012821	2.6000	4.14e-002
15.60		Sabbia	1850	1850	3.001	0.000	31	44	0.007326	4.5500	4.75e-002
16.00		Sabbia	1850	1850	3.075	0.000	29	26	0.012012	2.7500	3.42e-002
16.60		Argilla molto compatta	1948	1948	3.191	1.783	0	0	0.005607	3.5667	1.60e-004
16.80		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	3.228	0.000	28	19	0.010638	3.1333	8.86e-003
17.00		Sabbia	1850	1850	3.265	0.000	29	24	0.012121	2.7500	3.98e-002
17.20		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	3.302	0.000	28	16	0.01628	2.8667	2.10e-002
17.80		Sabbia	1850	1850	3.413	0.000	28	24	0.012121	2.7500	3.52e-002
18.00		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	3.450	0.000	28	19	0.010417	3.2000	9.79e-003
18.20		Sabbia densa o compatta	1900	1900	3.488	0.000	32	56	0.004728	7.0500	2.10e-001
18.80		Ghiaia	1850	1850	3.599	0.000	34	68	0.004870	10.2667	3.07e-001
19.00		Sabbia densa o compatta	1900	1900	3.637	0.000	32	56	0.004662	7.1500	2.71e-001
20.00		Argilla molto compatta	1953	1953	3.833	2.060	0	0	0.004854	4.1200	3.16e-005



COMUNE DI CASALECCHIO DI RENO (BO)

STUDIO GEOLOGICO TECNICO DEI TERRENI DEL
PRIMO SOTTOSUOLO PER LA REALIZZAZIONE DI
OPERE DI URBANIZZAZIONE OFFERENTI
L'AMPLIAMENTO DEL CENTRO COMMERCIALE
"SHOPVILLE GRAN RENO".

Committente:
– PlannIng S.r.l.



Codice Lavoro: 2017.087/RG

Revisione 0.0 Novembre 2017

GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono 051.613.51.18

Email: geoprobe@geo-probe.com

INDICE

1. PREMESSA	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE	4
4. LAVORI IN PROGETTO	5
5. INDAGINE GEOGNOSTICA	6
6. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI	9
7. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	10
8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	11
9. MODELLAZIONE SISMICA	13
9.1. Vita nominale	13
9.2. Classi d'uso.....	13
9.3. Periodo di riferimento.....	14
9.4. Azione sismica	14
9.5. Categoria di sottosuolo	15
9.6. Condizioni topografiche	16
9.7. Amplificazione stratigrafica.....	17
9.8. Accelerazione massima al sito	17
9.9. Coefficiente sismico orizzontale e verticale	17
10. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	19
11. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE..	21
12. CONSIDERAZIONI FINALI	25

ALLEGATI:

- certificati penetrometrie statiche con punta meccanica;
- diagrammi penetrometrie statiche con punta meccanica;
- stratigrafie sondaggi a carotaggio continuo;
- indagine sismica;
- classificazione orientativa dei terreni attraversati
(Robertson, 1990).

* * *

1. PREMESSA

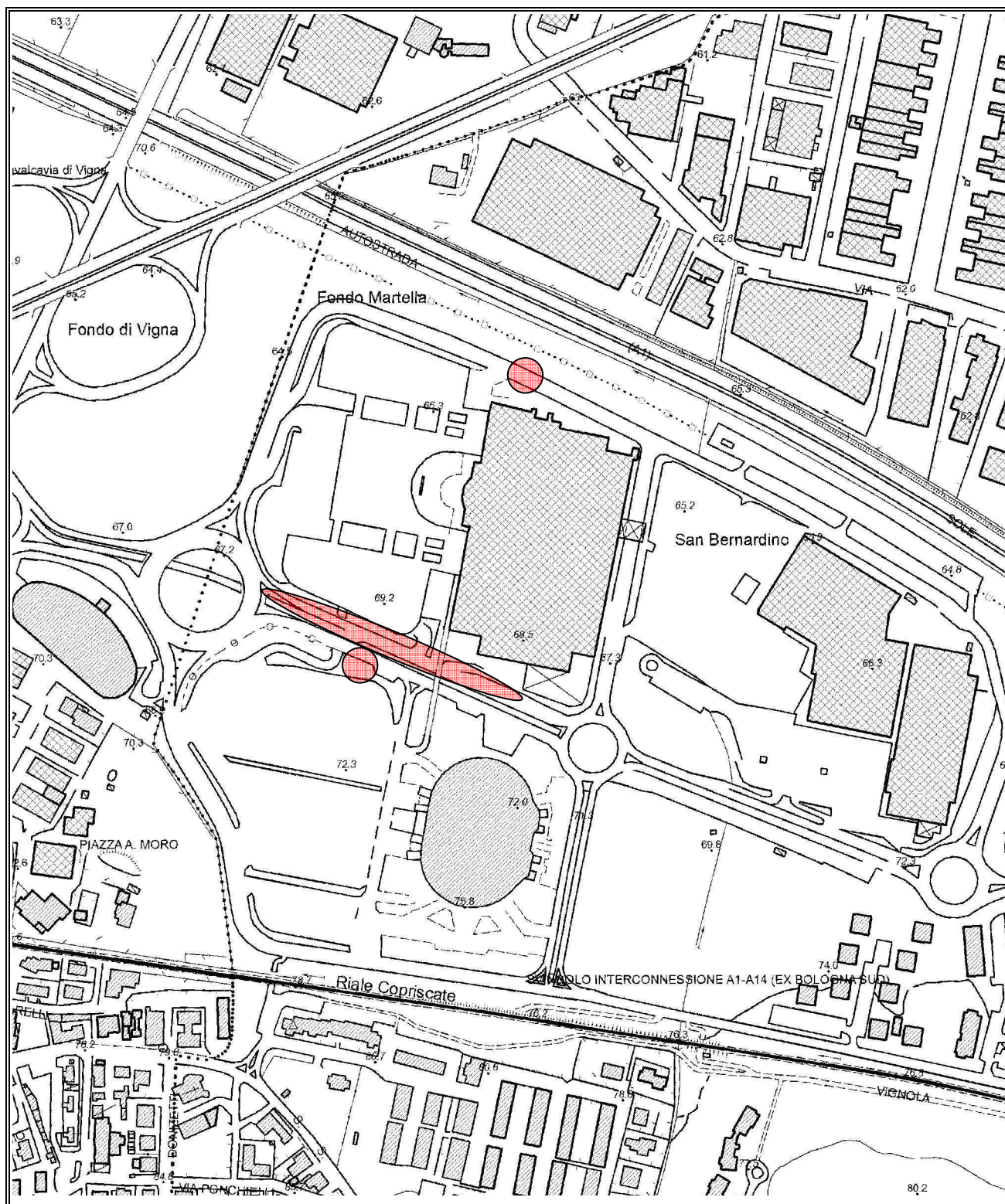
A seguito dell'incarico ricevuto dalla PlannIng S.r.l., si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo per la realizzazione di opere di urbanizzazione offerenti l'ampliamento del Centro Commerciale "Shopville Gran Reno".

Le aree in esame si ubicano, in Comune di Casalecchio di Reno (BO) (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 220111 – Zola Predosa).

Il presente studio è stato articolato nei seguenti punti:

- a) analisi e descrizione della situazione morfologica e geo-litologica generale;
- b) determinazione della natura dei terreni costituenti il primo sottosuolo;
- c) determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche degli stessi;
- d) caratterizzazione e modellazione geologico-geotecnica del sito;
- e) modellazione sismica dei terreni di fondazione;
- f) valutazione della resistenza di progetto dei terreni di fondazione in condizioni statiche.

TAV. 1 - UBICAZIONE AREA IN ESAME



Aree in esame

Scala 1:10.000

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La stesura della seguente relazione è stata compiuta in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle normative di riferimento di seguito elencate:

- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". D.M. 11 Marzo 1988.
- Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Min. LL. PP. n. 30483, 24 Settembre 1988.
- AGI: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Giugno 1977.
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, Maggio 1990 (edizione provvisoria).
- Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica, Settembre 1988.
- ISRM International Society for Rock Mechanics: Rock characterization testing and monitoring suggested methods - Commission on Testing Methods; 1981.
- "Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 04/02/08, supplemento ordinario n. 30).
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. Circolare Cons. Sup. LL.PP. n. 617/2009.
- Delibera dell'Assemblea legislativa Regione Emilia Romagna progr. N. 112 – oggetto n. 3121 del 2 maggio 2007.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 1661/2009 del 2 novembre 2009.
- Ordinanza del Commissario Delegato per la Ricostruzione n. 70 del 13/11/2012.
- "Raccomandazioni per la redazione della relazione geologica ai sensi delle N.C.T." a cura del Centro Studi del C.N.G.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 2193/2015 del 21 dicembre 2015.

3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

Le aree in esame si ubicano ad una quota variabile mediamente da 65,00 m a 69,00 m s.l.m., nella zona compresa tra la fascia collinare pedeappenninica e l'alta Pianura Padana.

Da un punto di vista morfologico ci troviamo in presenza di leggere ondulazioni nella parte meridionale passanti verso Nord a terreni pianeggianti.

La morfologia superficiale risente sia del costante intervento umano, volto a migliorarne l'efficienza dal punto di vista agricolo, sia della vicinanza di vari fossi di scolo e canali che, in fase di tracimazione e di sedimentazione, hanno depositato lenti alluvionali che si interdigitano tra di loro conferendo alla zona un andamento leggermente ondulato.

A questi fattori si è aggiunta un'intensa opera di urbanizzazione che ha mascherato in parte la morfologia originaria.

Da un punto di vista geo-litologico, come si evidenzia nella Carta Geologica della Regione Emilia - Romagna, a Sud dell'area in esame si evidenziano terreni di età pliocenica, sui quali poggiano i sedimenti Pleistocenici e Calabrianici (conglomerati e sabbie gialle), verso Nord sono invece presenti depositi alluvionali quaternari caratterizzati essenzialmente da materiali medio fini (argille e limi) interrotti localmente da sottili lenti grossolane (sabbie).

L'idrografia superficiale primaria è rappresentata dal Torrente Lavino che sviluppa il proprio corso ad Ovest dell'area in esame, mentre quella secondaria, in parte mascherata dalle opere di urbanizzazione, è costituita da piccoli fossi di scolo e rii bordanti le zone coltivate, che raccolgono le acque di precipitazione eccessive per incanalarle verso i collettori principali.

4. LAVORI IN PROGETTO

Come evidenziato in precedenza si tratta della realizzazione di opere di urbanizzazione attinenti l'ampliamento del Centro Commerciale "Shopville Gran Reno".

I dettaglio i lavori previsti sono i seguenti:

- a) interrimento del sottopasso stradale esistente ed il risezionamento della carreggiata di via De Curtis;
- b) inserimento di nuova rotatoria su via Marilyn Monroe all'uscita del nuovo parcheggio;
- c) opere infrastrutturali su tutte le strade esistenti compresa la realizzazione di una nuova cabina elettrica prefabbricata.

Di seguito i lavori in progetto verranno trattati separatamente.

5. INDAGINE GEOGNOSTICA

Nelle aree interessate dagli interventi, allo scopo di verificare la successione stratigrafica che caratterizza i terreni del primo sottosuolo e valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi, è stata eseguita un'indagine geognostica in sito; vengono inoltre utilizzati i dati di una indagine sismica locale eseguita in passato al fine di determinare il parametro Vs30 per poi classificare il suolo di fondazione del sito.

5.1. Indagine geognostica in sito

L'indagine geognostica in sito utilizzata, eseguita dalla Geo-Probe S.r.l., è consistita nell'esecuzione di n. 2 penetrometrie statiche con punta meccanica (CPT 2 e 9) della lunghezza di 7,20 m e n. 2 sondaggi con il metodo del carotaggio continuo (C 1/11 e C1/17) che rispetto al p.c. attuale hanno raggiunto profondità di 20,00 m.

I punti di indagine, compatibilmente con l'accessibilità dei luoghi, sono stati posizionati in corrispondenza delle aree oggetto di intervento; l'esatta ubicazione degli stessi viene riportata di seguito nella tavola 2.

Il penetrometro statico utilizzato, montato su autocarro Mercedes Unimog 400L con cella di carico da 200 kN, impiega una punta conica con apertura di 60° e superficie di 10 cm² per la misurazione della resistenza alla punta ed un manicotto di frizione (*friction jacket*) della superficie di 150 cm² per la misurazione dell'attrito laterale locale (punta meccanica tipo *Begemann*).

I risultati delle penetrometrie statiche vengono rappresentati in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove viene riportato il valore q_c (resistenza alla punta), il valore f_s (resistenza attrito laterale locale), entrambi espressi in kg/cm², ed il rapporto q_c/f_s che orientativamente ci permette una classificazione dei terreni attraversati (*Schmertmann J.H., 1978*).

Le suddette letture vengono eseguite per avanzamenti di 20 cm.

Per l'esecuzione dei carotaggi continui è stata utilizzata una sonda perforatrice IPC modello DRILL 830L con le seguenti caratteristiche:

- Coppia alla rotazione	1182 Kgm
- Velocità di rotazione	457 rpm
- Corsa continua	400 cm
- Spinta testa di rotazione	5000 Kg
- Trazione testa di rotazione	5000 Kg
- Pressione pompe:	
1) schiuma	50 bar
2) a vite	24 bar

- Argano a fune d'acciaio 1100 Kg
- Aste di perforazione con nipples
 - a filetto conico
 - n. 1 x 3000 mm x 76 mm
 - n. 16 x 1500 mm x 76 mm
 - n. 1 x 750 mm x 76 mm
- Carotieri semplici
 - n. 2 x 1500 mm x 101 mm
- Campionatore Raymond per esecuzione di S.P.T.
- Rivestimento a filettatura tronco conica
 - con scarpa provvista di widia esterni
 - per alesare il foro - sp. 8 mm
 - n. 12 x 1500 x 127
- Scandaglio a filo graduato da 50 m
- Freatimetro BFK graduato della lunghezza di 50 m
- Penetrometro tascabile tipo tubolare SEB (scala 0÷4,5 kg/cm²)
- Scissometro tascabile S75 S76 (scala 0÷2 kg/cm²)

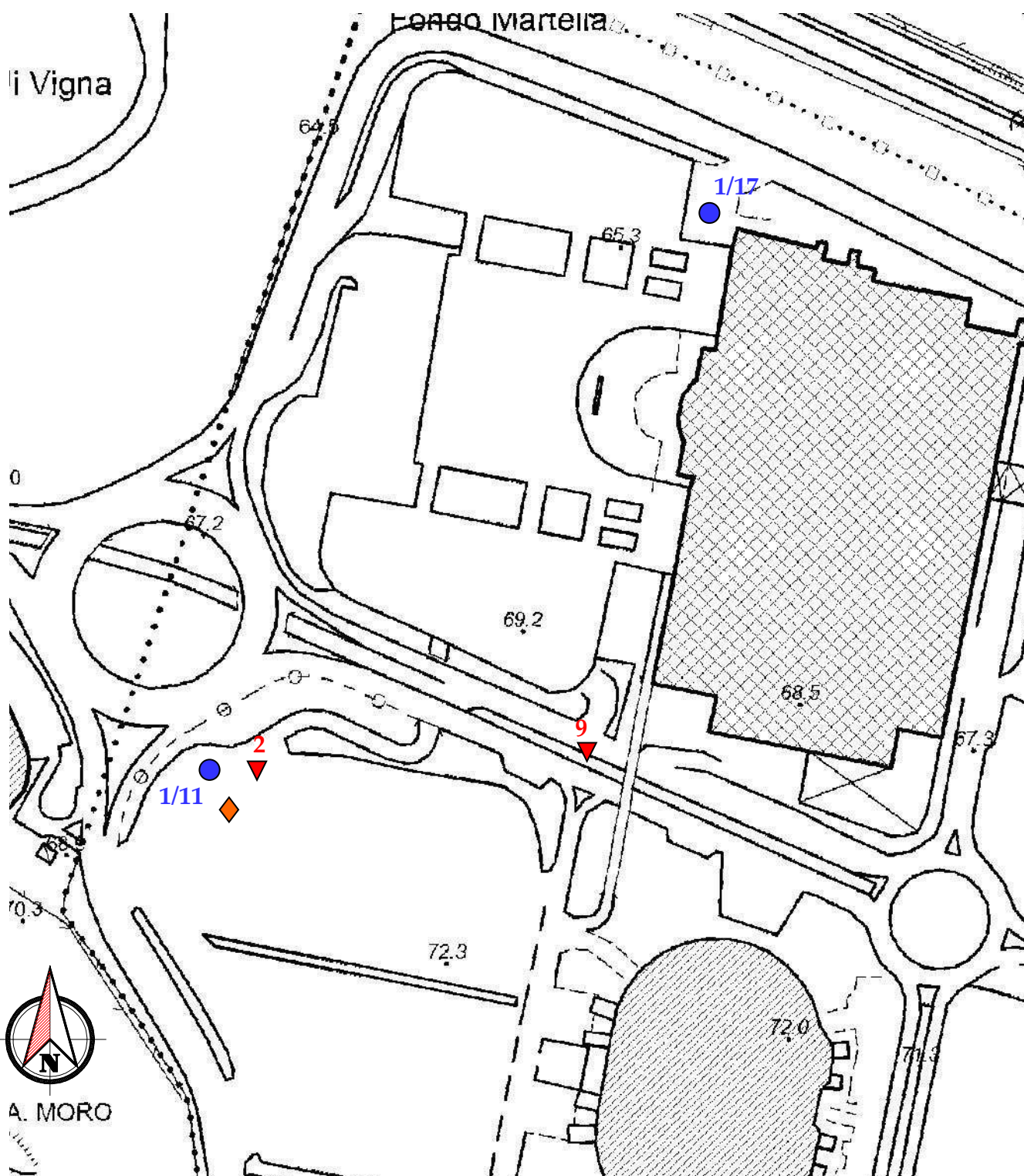
Il foro di sondaggio n. 1/17 è stato attrezzato con piezometro a tubo aperto tipo Norton del diametro di 80 mm e lunghezza di 20,70 m al fine di verificare nel tempo la presenza di eventuali falde freatiche e/o circolazioni idriche, protetto in testa da pozzetto carrabile.

Le stratigrafie dei carotaggi continui vengono riportate in allegato negli appositi moduli.

5.2. Indagine sismica

Al fine di determinare il parametro Vs30, necessario a classificare il suolo di fondazione del sito, vengono utilizzati i risultati di una indagine sismica eseguita in un'area limitrofa; la metodologia di indagine e l'elaborazione dei dati ottenuti viene riportata nell'apposita relazione allegata.

TAV. 2 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA



- ▼ Penetrometria statica
- Carotaggio continuo
- ◆ Indagine sismica

Scala 1:2.500

6. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI

L'indagine geognostica eseguita ci consente di ricostruire con discreta precisione la litologia del primo sottosuolo e di valutare le caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati.

Schematicamente, con riferimento al p.c. attuale, possiamo ricostruire la seguente successione stratigrafica:

nella fascia Nord, dove è prevista la nuova rotatoria su via Marilyn Monroe, al disotto del piano stradale sino ad una profondità di circa 0,80 m sono presenti delle ghiaie in matrice sabbiosa di buon addensamento costituenti il rilevato stradale.

Sotto, e sino a circa 2,70 m, si evidenziano delle sabbie limose di colore grigiastro, di addensamento da medio a medio buono ed umidità scarsa.

Sotto ancora prevalgono delle argille limose e/o viceversa di colore da grigio a nocciola, di consistenza plastica ed umidità medio scarsa.

Nella fascia meridionale, dove si prevede il risezionamento della carreggiata di via De Curtis e la messa in opera di una cabina elettrica, al disotto di un orizzonte di terreno di riporto (costituente il pacchetto stradale) e/o pedogenizzato dello spessore medio di 0,80÷1,00 m, sono presenti delle argille limose variabilmente sabbiose di colore nocciola, di consistenza da plastico dura a dura ($q_c = 2,0\div4,5$ MPa; $R_f = 2,9\div6,5$ %) ed umidità medio scarsa.

A partire da una profondità variabile mediamente da 4,60 m a 6,40 m si evidenziano delle sabbie e delle ghiaie con sabbia di addensamento da medio a medio buono ($q_c = 6,6\div39,2$ MPa; $R_f = 0,6\div1,9$ %), in corrispondenza delle quali si è interrotta l'indagine.

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova e di sondaggio non è stata evidenziata la presenza di falda freatica di superficie e/o circolazioni idriche localizzate; indagini limitrofe hanno evidenziato come la falda si evidenzia generalmente a partire da profondità mediamente superiori a 20,00 m.

Per un maggior dettaglio in allegato, oltre alla stratigrafia dei carotaggi continui, viene riportata la litologia dei terreni del primo sottosuolo rilevata in corrispondenza delle penetrometrie statiche e ricostruita mediante la teoria dello *Schmertmann* (1978).

7. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La caratterizzazione geotecnica del sito viene fatta ricostruendo un modello in termini di unità geotecniche del volume significativo del terreno inteso come la parte di sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa.

Ciascuna unità geotecnica (U.G.) è ottenuta correlando i dati stratigrafici e i dati di resistenza misurati nel corso dell'indagine geognostica in modo da suddividere il volume significativo in elementi omogenei.

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica, con riferimento al p.c. attuale, è possibile distinguere il terreno secondo le unità geotecniche indicate nella tabella successiva.

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qc MPa	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)	Dr (%)
	da	a						
0	0	0,80÷1,00	P/R	---	---	---	---	---
A	0,80÷1,00	4,60÷6,40	ALS	2,0÷4,5	19,2÷19,5	100÷180	-	0
B	4,60÷6,40	9,20	S/GS	6,6÷39,2	18,5	0	32÷44	45÷95

P/R = terreno pedogenizzato e/o di riporto;

ALS = argille limose variabilmente sabbiose;

S/GS= sabbie e ghiaie in matrice sabbiosa.

8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

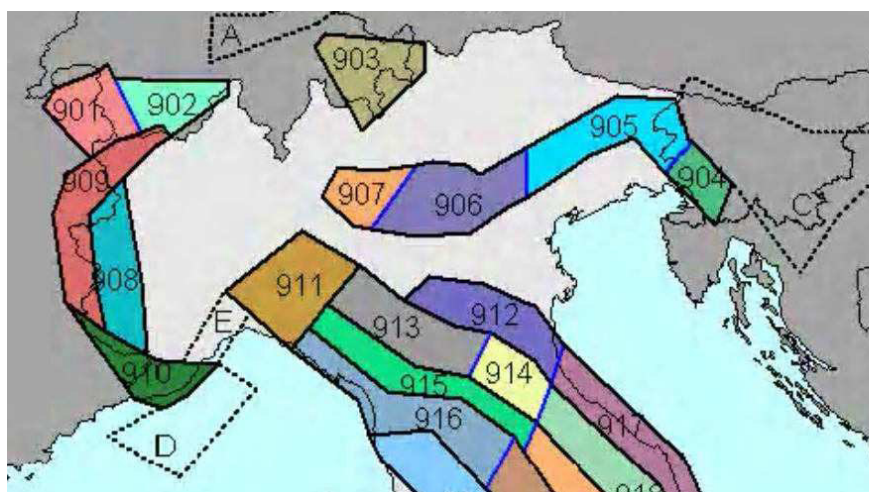
La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni ideali di sito di riferimento con superficie topografica orizzontale di categoria A.

Il Comune di Casalecchio di Reno (TAV. 3 – Mappa di pericolosità sismica) presenta un'accelerazione al suolo tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni $PGA = 0,150 - 0,175g$

La Magnitudo dell'area si ottiene, come riportato negli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica – Gruppo di Lavoro MS 2008" sulla base della zonazione sismogenetica ZS 9, secondo la quale la sismicità può essere distribuita in 36 zone, a ciascuna delle quali è associata una magnitudo massima.

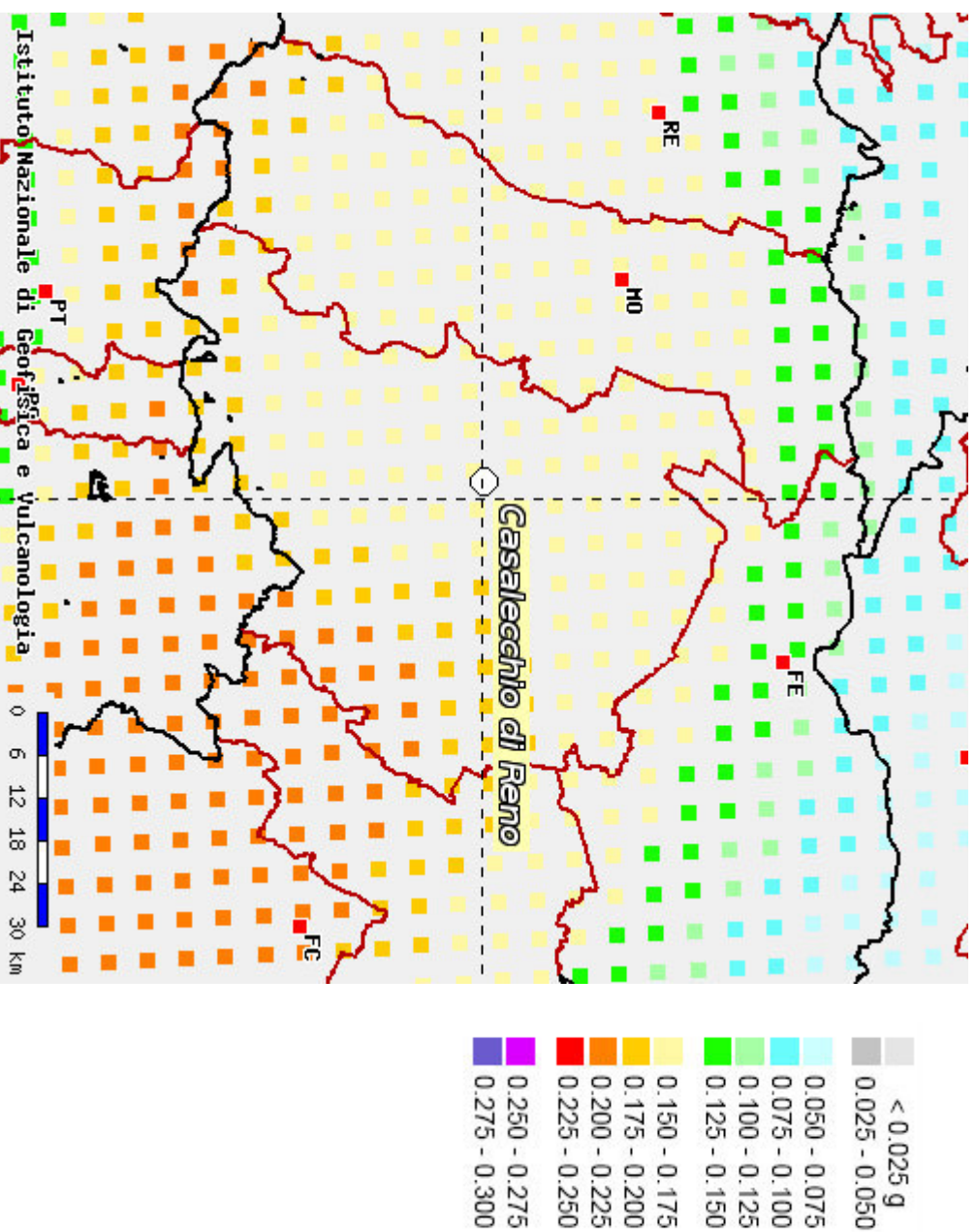
Come evidenziato dalla mappa delle zone sismogenetiche di cui si riporta uno stralcio, l'Emilia Romagna ricade nelle zone 911-914 alle quali è attribuito un valore di M pari a 6,14.



La pericolosità sismica in un generico sito viene definita in termini di valori di accelerazione orizzontale massima e di spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale, in corrispondenza dei punti di un reticolo e per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno ricadenti in un intervallo di riferimento compreso tra 30 e 2475 anni.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presenti nel sito in esame e della morfologia di superficie.

TAV. 3 – MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA



9. MODELLAZIONE SISMICA

9.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale (V_n) è intesa 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.

La vita nominale delle diverse tipologie di opere è riportata nella seguente tabella.

Tabella 2.4.I

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_n (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Nell'area in esame sono previste opere tipo "2" per le quali si prevede una vita nominale $V_n \geq 50$ anni.

9.2. Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso distinte nel modo seguente:

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
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 IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
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.
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 di tipo A e B di cui al D.M. 5/11/2001 n. 6792 "Norme funzionali e geotecniche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A e B. 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 impianti di produzione di energia.

Ad ogni classe d'uso è associato un coefficiente come da tabella seguente:

Tabella 2.4.II

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Le opere da realizzare nell'area in esame sono relative alla Classe II pertanto alle stesse è associato un coefficiente d'uso pari a $C_U = 1,0$.

9.3. Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_n \cdot C_U$$

Per il sito in esame il periodo di riferimento è pari a $V_R = 50$ anni.

9.4. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- 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.

Nella seguente tabella vengono riportati i suddetti parametri elaborati per i siti in esame (individuati dalle coordinate Lat. 44.48869129; Log. 11.24670625), considerando un periodo di riferimento per l'azione sismica (VR) di 50 anni, in relazione al periodo di ritorno e agli stati limite di esercizio e agli stati limite ultimi e relative probabilità di superamento.

Stato limite		PVR (%)	TR (anni)	ag (g)	Fo (-)	Tc* (s)
Stati limite di esercizio	SLO	81	30	0,063	2,486	0,257
	SLD	63	50	0,066	2,491	0,271
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,163	2,391	0,309
	SLC	5	975	0,208	2,421	0,315

9.5. Categoria di sottosuolo

La nuova Normativa per gli effetti locali identifica cinque categorie di sottosuolo (A÷E) suddivisi sulla base dei valori di velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità, e due categorie aggiuntive (S1 e S2) per le quali è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione della azione sismica.

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 $c_{v,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi 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 $70 < c_{v,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi 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 $c_{v,30} < 70$ 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).

Categorie aggiuntive di sottosuolo

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Come riportato nella relazione sismica allegata, i terreni del primo sottosuolo con riferimento al p.c. attuale, presentano una V_{s30} pari a 254 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria C, che comprende *“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 V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fine”)*.

9.6. Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale mentre per configurazioni semplici può essere adottata la seguente tabella.

Tabella 3.2.IV

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Ad ogni categoria topografica è associato un coefficiente di amplificazione topografica come da tabella seguente:

Tabella 3.2.VI

CATEGORIA	T1	T2	T3	T4
COEFFICIENTE S_t	1	1,2	1,2	1,4

L'area in esame si pone in un settore pressoché pianeggiante e/o moderatamente acclive, perciò si configura una categoria topografica tipo T1 cui è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1,0.

9.7. Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1; per le altre categorie vengono calcolati in funzione di a_g , F_0 e T_c^* mediante le espressioni fornite nella seguente tabella.

Tabella 3.2.V

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,7 - 0,6 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,4 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per il sito in esame otteniamo:

Stato limite	S_s	C_c
SLO	1,500	1,643
SLD	1,500	1,616
SLV	1,466	1,547
SLC	1,398	1,536

9.8 Accelerazione massima al sito

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata mediante la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

Nel nostro caso per i parametri considerati in precedenza e per lo stato limite SLV si ottiene un valore pari a 2,344 m/sec².

9.9 Coefficiente sismico orizzontale e verticale

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene mediante la relazione:

$$k_h = \frac{\beta_s \times a_{\max}}{g}$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ricavabile dalla sottostante tabella.

	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

Nel nostro caso assumendo un valore di β_s pari a 0,24, si ottiene un coefficiente sismico orizzontale (k_h) pari a 0,057.

Il coefficiente sismico verticale (k_v) si ottiene mediante la relazione:

$$k_v = 0,5 k_h = 0,0285$$

10. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

In occasione di un evento sismico particolare attenzione deve essere posta nella liquefazione dei terreni, ovvero la fluidificazione degli stessi con perdita improvvisa della resistenza al taglio, tendenza all'addensamento e conseguente riduzione di volume.

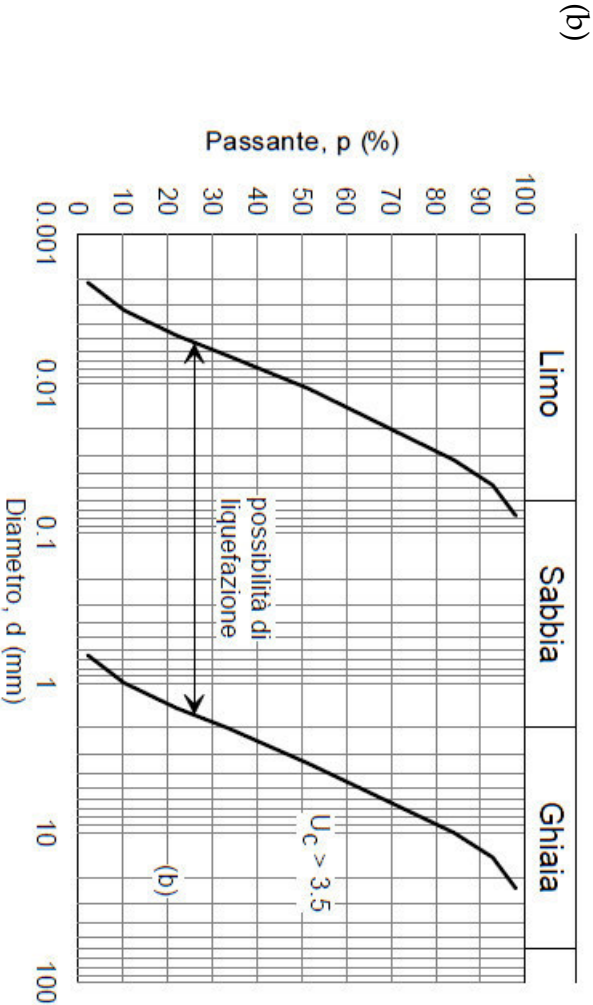
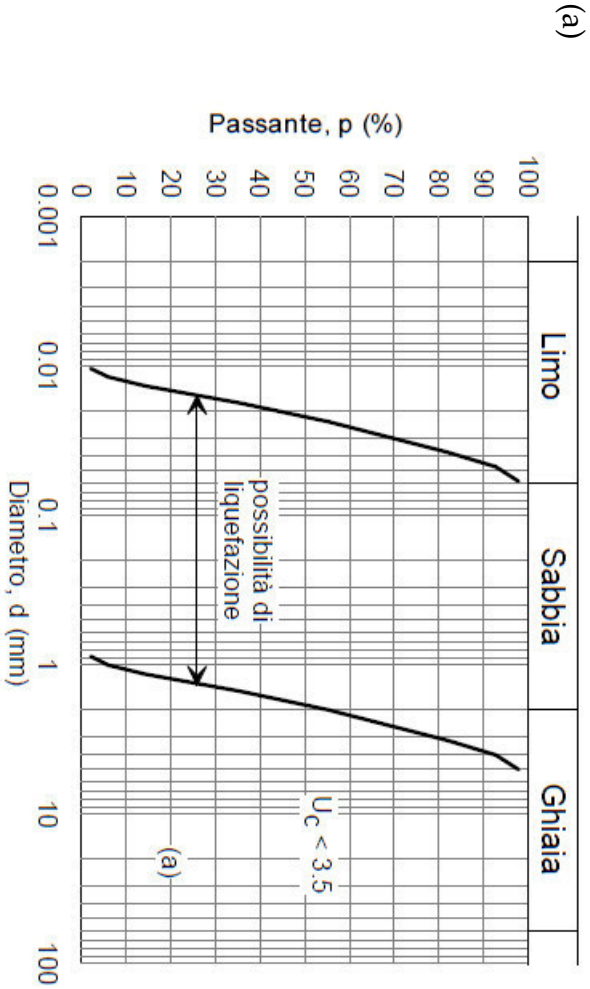
La verifica alla liquefazione può essere omessa quando risulta soddisfatta almeno uno delle seguenti circostanze come da N.T.C. 7.11.3.4.2:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5; come visto in precedenza sulla base degli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica – Gruppo di Lavoro MS 2008" le valutazioni vengono effettuate utilizzando la magnitudo massima attestata di 6,14 (*non soddisfatta*).
2. Accelerazione massima attesa al p.c. in condizioni di campo libero minore di 0,1g; nel nostro caso $a_{maxs} = F.A. \cdot a_g = 0,239g$ (*non soddisfatta*).

Quando le condizioni 1 e 2 non risultano soddisfatte, le indagini devono essere finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle successive condizioni:

3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15,00 m dal p.c., per p.c. suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali; nel nostro caso all'interno dei terreni indagati non è stata rilevata la presenza di falde freatiche o circolazioni idriche localizzate (*soddisfatta*).
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $(q_{c1n}) > 180$; la litologia è rappresentata da una alternanza di limi e argille e ghiaie e sabbie ben addensate non interessate da circolazioni idriche (*soddisfatta*).
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U < 3,5$ ed in figura (b) per terreni con $U > 3,5$; a livello operativo l'applicazione di questo criterio implica l'esecuzione di un sondaggio con prelievo di campioni di sabbia satura.

Essendo soddisfatta almeno una delle precedenti circostanze previste dalle N.T.C. 7.11.3.4.2, non si è proceduto ad eseguire la verifica alla liquefazione.



11. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE

In accordo con le NTC sono stati effettuati i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU).

Secondo la Normativa la valutazione del grado di sicurezza si ottiene adottando il "Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" e verificando la relazione:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

Ed: valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione nelle varie combinazioni di calcolo;

Rd: valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della pressione ammissibile viene eseguita secondo la teoria proposta da *Brinch-Hansen* (1970), estensione dell'equazione di *Buisman* (1935) e *Terzaghi* (1943), basata sulle seguenti ipotesi:

- omogeneità ed isotropia del terreno;
- non resistenza del terreno agli sforzi tensionali di trazione;
- rigidità infinita della struttura di fondazione rispetto al terreno.

Per le considerazioni suddette la formula di *Brinch-Hansen* viene ad assumere la seguente struttura:

$$R_d = (1/2 \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma z_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q) r_g / \gamma_R$$

dove:

γ' = peso di volume del terreno posto al disotto della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

N_γ ; N_c ; N_q = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

c' = coesione del terreno;

$q = (\gamma \cdot D)$ = sovraccarico agente ai bordi della fondazione dove γ è il peso di volume del terreno e D è l'incastro della fondazione;

s_γ ; s_c ; s_q = fattori di forma della fondazione;

d_γ ; d_c ; d_q = fattori di profondità della fondazione;

i_γ ; i_c ; i_q = fattori inclinazione carico sulla fondazione;

g_γ ; g_c ; g_q = fattori dipendenti dall'inclinazione del terreno;

b_γ ; b_c ; b_q = fattori dipendenti dall'inclinazione della fondazione;

$z\gamma$; z_c ; z_q = fattori correzione sismico inerziale;

r_g = fattore riduttivo applicato per elevati valori di B (Bowles);

γ_R = coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali.

Per la cabina elettrica si ipotizza l'adozione di un sistema fondale diretto nastriforme attestato ad una profondità di 1,00÷1,20 m, sufficiente a superare i terreni plastici di superficie, pertanto i terreni interessati dall'intervento sono rappresentati dalle argille limose di consistenza da plastico dura a dura appartenenti alla unità geotecnica A.

La verifica della resistenza di progetto del terreno in condizioni statiche viene eseguita prendendo in esame l'unità geotecnica suddetta.

In presenza di terreni prevalentemente coesivi la verifica della capacità portante degli stessi viene eseguita in condizioni non drenate (condizioni più critiche); in questo caso l'angolo di attrito interno del terreno (φ) viene considerato uguale a zero e la resistenza al taglio totale viene affidata alla sola coesione non drenata il cui valore viene ricavato empiricamente mediante la relazione:

$$C_u = \frac{q_{cm} - \sigma'_{vo}}{N_{cp}}$$

dove:

q_{cm} = valore medio di resistenza meccanica del terreno posto al disotto del piano di posa delle fondazioni;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace;

N_{cp} = coefficiente adimensionale funzione della litologia e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni.

Per le condizioni suddette la formula di *Brinch-Hansen*, non considerando i fattori correttivi che tengono conto dell'approfondimento della fondazione, ipotizzando il piano di posa della fondazione orizzontale, che il carico trasmesso sulla stessa risulti centrato, e per una inclinazione del terreno $\beta = 0$, si riduce a:

$$R_d = (cud \cdot N_c \cdot s_c \cdot z_c + q) \cdot r_g / \gamma_R$$

dove:

cud = coesione non drenata di progetto;

$N_c = (2 + \pi)$ = fattore capacità portante;

z_c = fattore correzione sismico inerziale;

$q = (\gamma \cdot D)$ = sovraccarico agente ai bordi della fondazione, dove γ è il peso di volume del terreno e D è l'incastro medio della fondazione;

s_c = fattore di forma delle fondazioni;

r_g = fattore riduttivo applicato per elevati valori di B (Bowles), pari a $1 - 0,25 \log_{10}(B/2)$; per valori di $B < 2$ m, lo stesso si assume unitario.

Per la verifica del valore di progetto della capacità portante del terreno, la normativa prevede l'utilizzo di valori di progetto (V_d) ottenuti applicando, ai valori caratteristici (V_k), dei coefficienti parziali riduttivi funzione della tipologia di Approccio utilizzata.

Per i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) verrà utilizzato sia l'Approccio 1 Combinazione 2 ($A_2+M_2+R_2$), che risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, che l'Approccio 2 ($A_1+M_1+R_3$).

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti parziali riduttivi previsti dalla normativa per i parametri geotecnici del terreno.

Tabella 6.2.II

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE		
		γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

Il valore caratteristico della coesione non drenata (c_{uk}), trovandoci in presenza di una fondazione rigida cui è associata un importante volume significativo di terreno, è definito come il 5° percentile della distribuzione lognormale della media dei dati delle verticali indagate nel volume di influenza, al quale viene applicato il coefficiente M1 o M2 previsto dalla Normativa per ottenere il valore di c_{ud} .

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma viene introdotto il fattore correttivo z_c ottenuto dalla formula:

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

dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale.

Per un valore di k_h pari a 0,057, si ottiene un valore di z_c pari a 0,982.

Il valore γ_R (coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali) si ricava dalla seguente tabella:

Tabella 6.4.I

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Nel nostro caso, non considerando la superficie efficace della fondazione, otteniamo:

Fondazione diretta nastriforme ($B < 2,00$ m)

- Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)

$$c_{uk} = 90 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_{ud} = 64,3 \text{ kN/m}^2;$$

$$z_c = 0,982;$$

$$q = 19,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$s_c = 1,0;$$

$$r_g = 1,0;$$

$$\gamma_R = 1,8.$$

$$R_d = (64,3 \cdot 5,14 \cdot 0,982 \cdot 1,0 + 19,0) \cdot 1,0/1,8 = 190,9 \text{ kN/m}^2$$

- Approccio 2 (A1+M1+R3)

$$c_{uk} = 90 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_{ud} = 90,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$z_c = 0,982;$$

$$q = 19,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$s_c = 1,0;$$

$$r_g = 1,0;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$R_d = (90,0 \cdot 5,14 \cdot 0,982 \cdot 1,0 + 19,0) \cdot 1,0/2,3 = 205,8 \text{ kN/m}^2$$

Sarà cura del progettista, sulla base della conoscenza dei parametri, della geometria e delle azioni di progetto, la verifica della disequazione $E_d < R_d$ per entrambi gli approcci considerati.

12. CONSIDERAZIONI FINALI

Le aree in esame si ubicano ad una quota variabile mediamente da 65,00 m a 69,00 m s.l.m., in una zona moderatamente acclive compresa tra la fascia collinare pedeappenninica e l'alta Pianura Padana.

La litologia del primo sottosuolo nella fascia Nord, dove è prevista la nuova rotatoria su via Marilyn Monroe, al disotto del piano stradale sino ad una profondità di circa 0,80 m risulta caratterizzata dalla presenza di ghiaie in matrice sabbiosa di buon addensamento costituenti il rilevato stradale.

Sotto, e sino a circa 2,70 m, si evidenziano delle sabbie limose di colore grigiastro, di addensamento da medio a medio buono ed umidità scarsa.

Nella fascia meridionale, dove si prevede il risezionamento della carreggiata di via De Curtis e la messa in opera di una cabina elettrica, al disotto di un orizzonte di terreno di riporto (pacchetto stradale) e/o pedogenizzato dello spessore di 0,80÷1,00 m, sono presenti delle argille limose variabilmente sabbiose di colore nocciola, di consistenza da plastico dura a dura ($q_c = 2,0\div4,5$ MPa; $R_f = 2,9\div6,5$ %) ed umidità medio scarsa, che da una profondità variabile da 4,60 m a 6,40 m sono sostituite da sabbie e delle ghiaie con sabbia di addensamento da medio a medio buono ($q_c = 6,6\div39,2$ MPa; $R_f = 0,6\div1,9$ %) ed umidità medio scarsa.

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova e di sondaggio non è stata evidenziata la presenza di falda freatica di superficie e/o circolazioni idriche localizzate; indagini limitrofe hanno evidenziato come la falda si evidenzia generalmente a partire da profondità mediamente superiori a 20,00 m.

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica è possibile distinguere il terreno secondo le unità geotecniche indicate nella tabella successiva.

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	q_c MPa	γ (kN/mc)	C_u (kPa)	φ (°)	D_r (%)
	da	a						
0	0	0,80÷1,00	P/R	---	---	---	---	---
A	0,80÷1,00	4,60÷6,40	ALS	2,0÷4,5	19,2÷19,5	100÷180	-	0
B	4,60÷6,40	9,20	S/GS	6,6÷39,2	18,5	0	32÷44	45÷95

I del primo sottosuolo con riferimento il p.c. attuale, presentano una V_{s30} pari a 254 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria C, che comprende *“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 V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fine)”*.

Nell'area in esame sedimenti potenzialmente liquefabili sono inesistenti, essendo la litologia di superficie rappresentata da una alternanza di limi e argille e ghiaie e sabbie ben addensate non interessate da circolazioni idriche.

Per la cabina elettrica in progetto si ipotizza l'adozione di un sistema fondale diretto nastriforme attestato ad una profondità media di $1,00 \div 1,20$ m dal p.c. attuale, sufficiente a superare i terreni plastici di superficie.

I terreni argillosi e limosi, presente all'ipotizzato piano di posa delle fondazioni, nel caso di un sistema fondale diretto nastriforme, non considerando la superficie efficace dello stesso, consentono valori di resistenza di progetto dell'ordine di $190,9 \text{ kN/m}^2$ nel caso di verifica mediante "Approccio 1 Combinazione 2" e di $205,8 \text{ kN/m}^2$ nel caso di "Approccio 2".

In considerazione di quanto sopra si può pertanto affermare che, seguendo le prescrizioni riportate in precedenza, da un punto di vista geologico non vi è nulla che impedisca la realizzazione di quanto in progetto.

Casalecchio di Reno, 06 Novembre 2017



[Handwritten signature in blue ink]

A L L E G A T I

Indagine geognostica

Committente: Real Station s.r.l.

Rapporto di prova N°: **11.0692 /RSP**

Località : Casalecchio di Reno (BO)

Cantiere : via Coppi

Data prova: 18/07/2011

n° prova : 2

Quota: ---

Profondità falda : assente

Codice lavoro: 2011.138

Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN

Procedura di prova: IO_003

Note: ---

L1 kg/cm²	L2 kg/cm²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %
29		2,84	137,34	21	4,83
32	53	3,14	137,34	23	4,38
49	70	4,80	228,90	21	4,76
54	89	5,29	209,28	25	3,95
45	77	4,41	189,66	23	4,30
38	67	3,73	189,66	20	5,09
30	59	2,94	137,34	21	4,67
38	59	3,73	196,20	19	5,27
37	67	3,63	183,12	20	5,05
48	76	4,71	294,30	16	6,25
43	88	4,22	222,36	19	5,27
29	63	2,84	143,88	20	5,06
27	49	2,65	150,42	18	5,68
33	56	3,24	91,56	35	2,83
44	58	4,31	111,18	39	2,58
45	62	4,41	104,64	42	2,37
21	37	2,06	117,72	17	5,72
25	43	2,45	104,64	23	4,27
27	43	2,65	124,26	21	4,69
37	56	3,63	202,74	18	5,59
38	69	3,73	248,52	15	6,67
37	75	3,63	228,90	16	6,31
33	68	3,24	222,36	15	6,87
45	79	4,41	255,06	17	5,78
45	84	4,41	300,84	15	6,82
38	84	3,73	189,66	20	5,09
38	67	3,73	196,20	19	5,27
34	64	3,33	209,28	16	6,28
39	71	3,82	189,66	20	4,96
29	58	2,84	150,42	19	5,29
25	48	2,45	104,64	23	4,27
39	55	3,82	71,94	53	1,88
68	79	6,67	104,64	64	1,57
327	343	32,06	196,20	163	0,61
381	411	37,35	209,28	178	0,56
400	432	39,22			7,0 m

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	18/07/2011	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

C P T (CONE PENETRATION TEST)**N. 2**

Committente : Real Station s.r.l.

Località : Casalecchio di Reno (BO) via Coppi

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Rapporto di Prova N°: **11.0692 /RSP**

Quota: ---

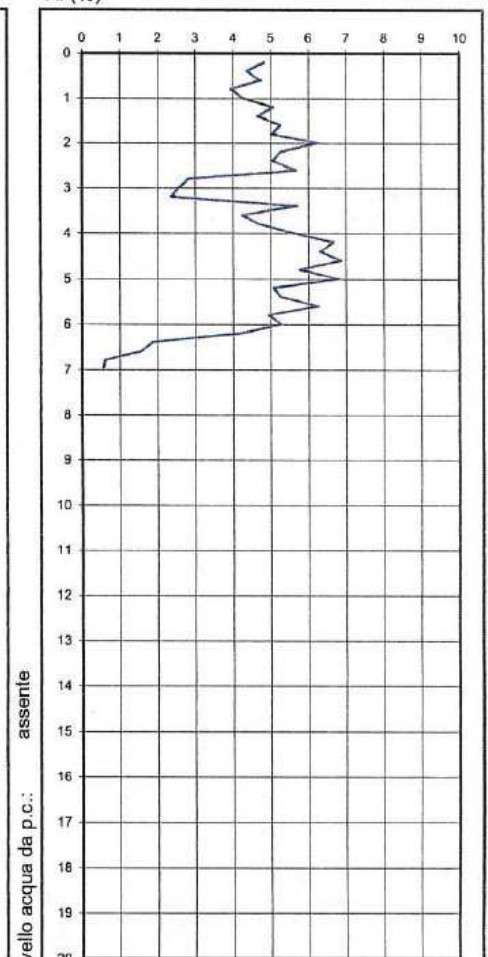
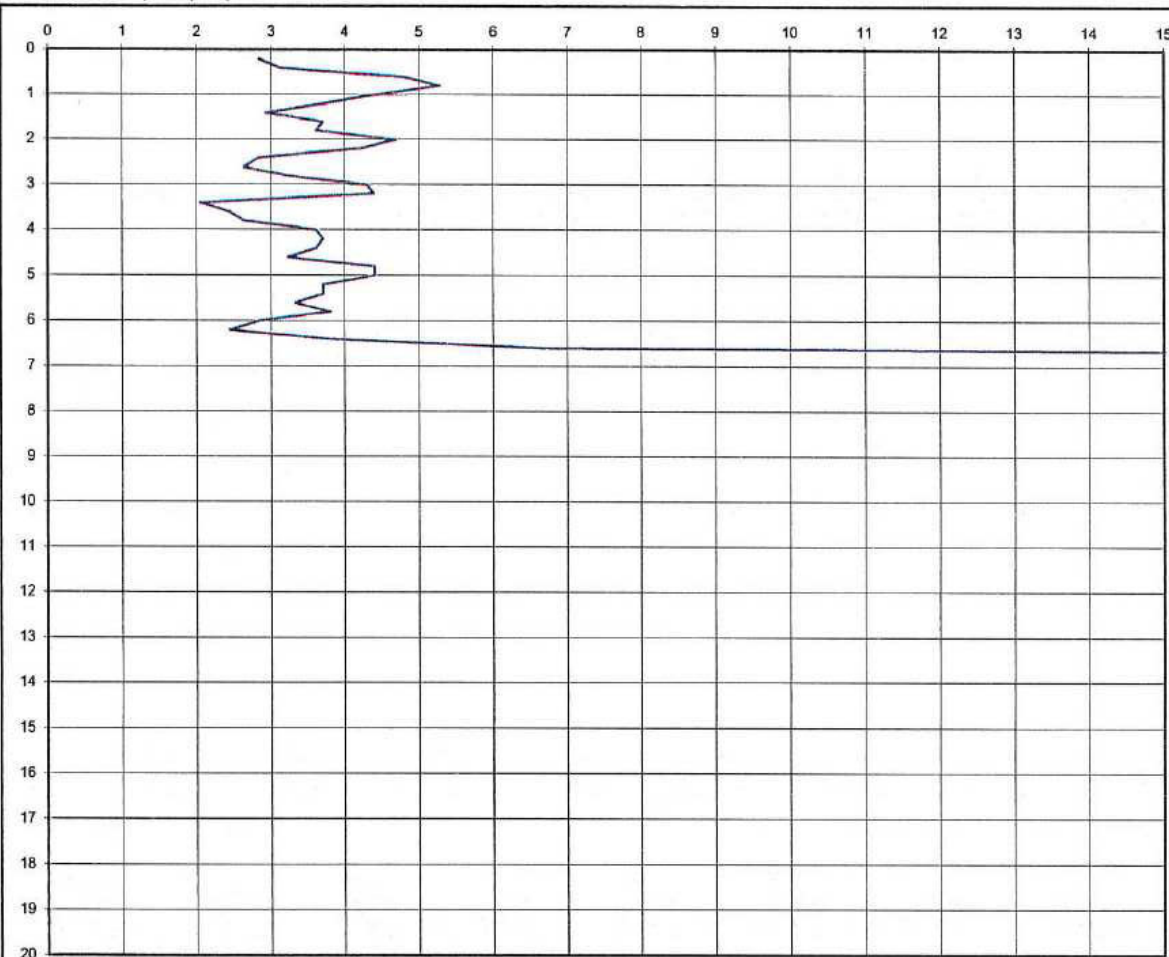
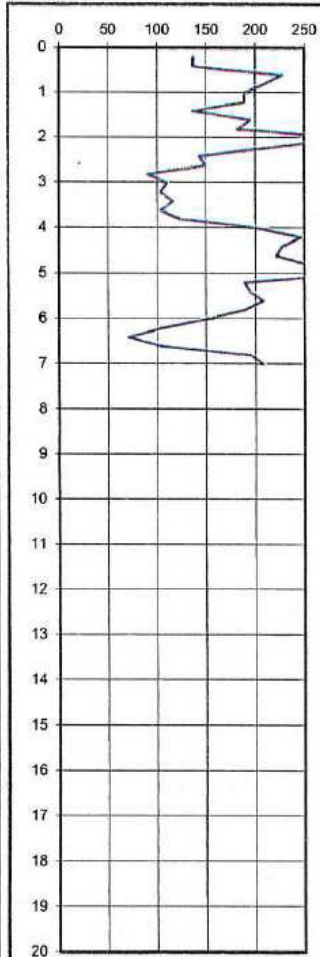
Data prova : 18/07/2011

Codice lavoro: 2011.138

fs resistenza laterale (kPa)

qc resistenza alla punta (MPa)

Rf (%)



Note: ---

Livello acqua da p.c.: assente

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-94	0	18/07/2011	Dr. Tabarroni	Dr. Luca Conti

Commitente: Planning S.r.l.

Rapporto di prova N°: **17.0254 /RSP**

Località: Casalecchio di Reno (BO)

Cantiere: via Antonio de Curtis

n° prova: 9

Data prova: 09/05/2017

Quota: --

Profondità falda: assente

Codice lavoro: 2017.060

Attrezzatura: Penetrometro da 200 kN

Procedura di prova: IO_003

Note: ---

L1 kg/cm²	L2 kg/cm²	qc MPa	fs kPa	qc/fs -	Rf %
8	17	0.78	58.86	13	7.50
8	17	0.78	52.32	15	6.67
10	18	0.98	52.32	19	5.34
6	14	0.59	45.78	13	7.78
18	25	1.76	98.10	18	5.56
34	49	3.33	91.56	36	2.75
43	57	4.22	104.64	40	2.48
35	51	3.43	104.64	33	3.05
29	45	2.84	143.88	20	5.06
35	57	3.43	104.64	33	3.05
36	52	3.53	117.72	30	3.34
27	45	2.65	85.02	31	3.21
28	41	2.75	85.02	32	3.10
28	41	2.75	78.48	35	2.86
33	45	3.24	104.64	31	3.23
30	46	2.94	91.56	32	3.11
30	44	2.94	78.48	37	2.67
25	37	2.45	91.56	27	3.74
81	95	7.94	58.86	135	0.74
20	29	1.96	104.64	19	5.34
23	39	2.25	91.56	25	4.06
36	50	3.53	111.18	32	3.15
34	51	3.33	111.18	30	3.34
105	122	10.29	130.80	79	1.27
190	210	18.63	137.34	136	0.74
137	158	13.43	111.18	121	0.83
218	235	21.37	137.34	156	0.64
214	235	20.98	111.18	189	0.53
328	345	32.16			

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	09/05/2017	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

- Indagini Geognostiche -

40033 CASALECCHIO DI RENO

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT (CONE PENETRATION TEST)**N. 9**

Committente : Planning S.r.l.

Località : Casalecchio di Reno (BO) via Antonio de Curtis

Attrezzatura : Penetrometro da 200 kN

Rapporto di Prova N°: **17.0254 /RSP**

Quota: --

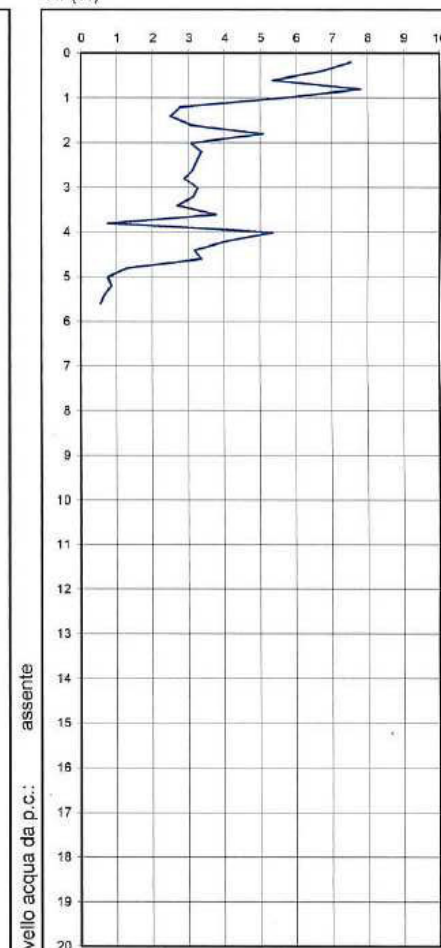
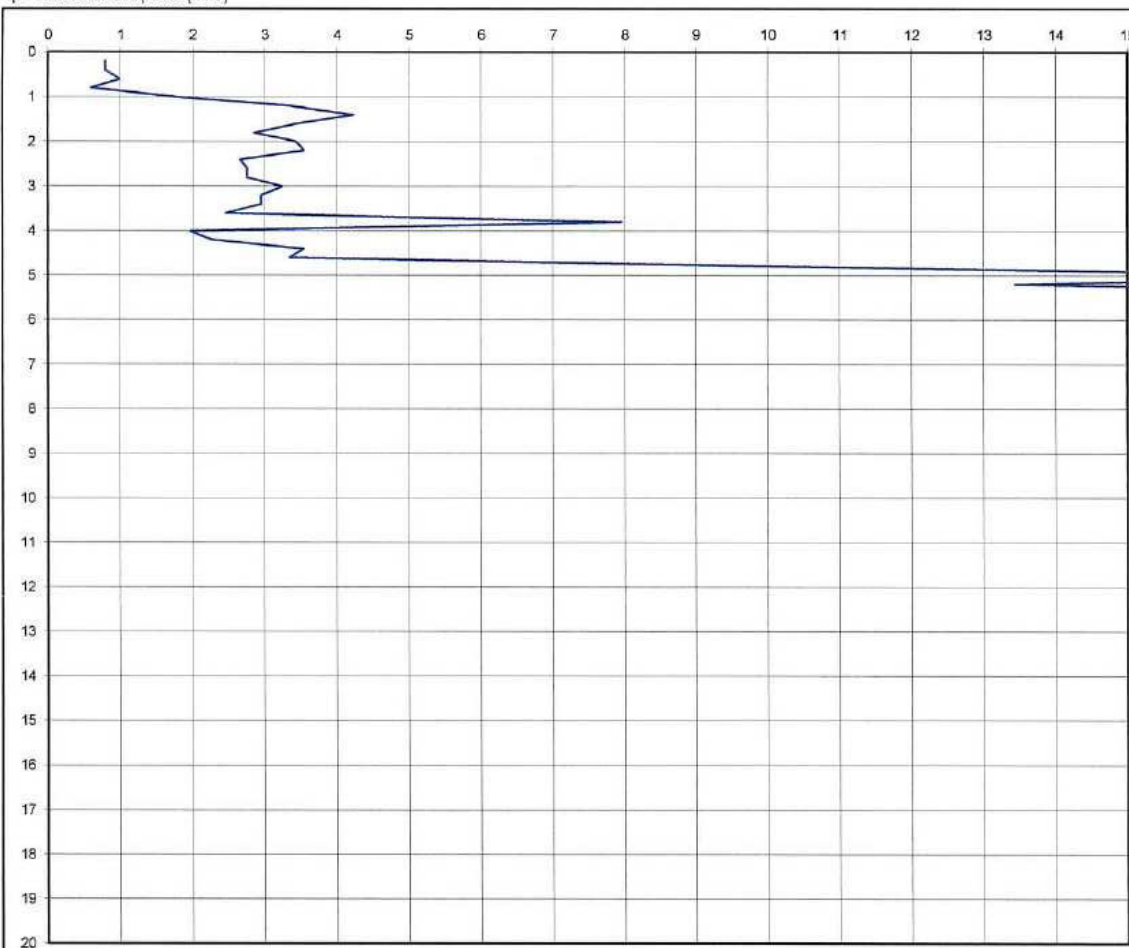
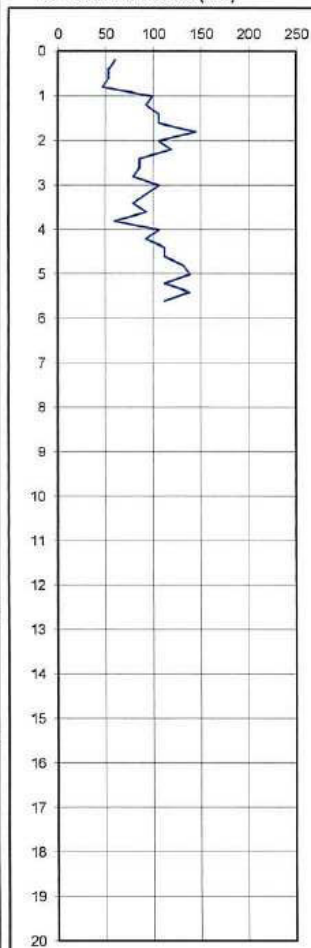
Data prova : 09/05/2017

Codice lavoro: 2017.060

fs resistenza laterale (kPa)

qc resistenza alla punta (MPa)

Rf (%)



Note: ---

Procedura di prova	Normativa di riferimento	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_003	ASTM D 3441-05	0	09/05/2017	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

GO-PROBE Indagini Geognostiche		Comitente Planning		Datore		Foglio N° 17 di 56 RSP	
4003 CASALECIMO DI RENO (BO)		Località Casalecchio di Reno (BO)		Profondità 20.80 m		Coesione Lavoro 2017/080	
Via Cimara 119 Tel. 051/61.31012		Carriere Euroterracotta		Data inizio 12/06/2017		Sondaggio FOGLIO	
		Percorrenza Carotaggio Continuo diam. 101		Data fine 13/06/2017		1	
		Attrezzatura Sonda D-111 R30L		Il geologo Dr. Conti		1/2	
Procedura di Prova ID_001		Rapporto di Prova N° 17 0356 RSP		Rev 0		Data di emissione 13/06/2017	
		Rev 0		Data di emissione 13/06/2017		Lo Spedimentatore Dr. Regazzi	
						Il Direttore di Laboratorio Dr. Conti	

Scala 1:50																
Manovre																
Lunghezza carotiere																
Rivestimento																
Profondità [m]																
Stratigrafia																
Descrizione stratigrafica																
Percentuale Carotaggio																
Campioni																
Prof. SPT																
N° colpi SPT																
Tipo di punta																
Scala 1:50																
P. P. [kg/cmq]																
V. T. [kg/cmq]																
Falda																
Piezometro Norton																

GEO-PROBIS Ingeng. Geomorfiche			Contatore: Real Station 9.7.1 Località: <u>Catascosta di Reno (BO)</u> Cliente: <u>sia Capi</u> Indirizzo: <u>Carriaggio Catascosta dami 101</u> Apparecchio: <u>CMV</u>		Quota: <u>—</u> Profondità: <u>20.00 m</u> Data mis.: <u>18/07/2011</u> Data fine: <u>18/07/2011</u> Esecutori: <u>Dr. Conti</u>		Rap. P. n° 11.0806RSP Carta L. 488/2011 150 SPDM/0101 Foglio: <u>1/1</u>				
Procedura di Prova NO_001		Rapporto di Prova n° 11.0806RSP		Rev. 0		Data di emissione 18/07/2011		La Sperimentazione Dr. Ruggizi		Il Direttore di Laboratorio Dr. Conti	

Scala 1:50	Mantore	Longhezza clarave	Rivestimento	Profondità [m]	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Percentuale Carriaggio	Campioni	Prof. SPT	N° colpi SPT	Tipo di punta	Scala 1:50	P. P. [g/cm³]	V. T. [kg/cm²]	Falda	Piezometro	Note
0.25-1.50																	
1.00-1.50																	
2.00-1.80																	
3.00-1.80																	
4.00-1.80																	
5.00-1.80																	
6.00-1.80																	
7.00-1.80																	
8.00-1.80																	
9.00-1.80																	
10.00-1.80																	
11.00-1.80																	
12.00-1.80																	
13.00-1.80																	
14.00-1.80																	
15.00-1.80																	
16.00-1.80																	
17.00-1.80																	
18.00-1.80																	
19.00-1.80																	
20.00-1.80																	

Indagine sismica

Comune di Casalecchio di Reno

RELAZIONE GEOFISICA

Committente: Geo-Probe S.r.l.

**Determinazione della categoria del suolo di fondazione tramite la
valutazione del parametro V_{s30} in un'area situata in Via Fausto Coppi a
Casalecchio di Reno (BO)**

Luglio 2011

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
Tel. 051.757378 Cell. 349.4515174
C.F. STMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	1
2. RUMORE SISMICO AMBIENTALE.....	3
3. MISURAZIONE DEL RUMORE SISMICO AMBIENTALE.....	4
3.1 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA	4
3.2 ACQUISIZIONE DATI.....	6
3.3 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI.....	7
3.3.1 Indicazione del substrato sismico.....	9
3.4 VALUTAZIONE DEL PARAMETRO V_{s30} E DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DEL SUOLO DI FONDAZIONE	10
4. CONCLUSIONI.....	11

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

1. INTRODUZIONE

Su incarico della ditta Geo-Probe S.r.l. è stata redatta la presente relazione riportante i risultati ottenuti da una registrazione del rumore sismico ambientale di fondo (microtremore) effettuata dallo scrivente in data 20 Luglio 2011 in un'area situata in Via Fausto Coppi a Casalecchio di Reno (BO).

Lo scopo dell'indagine, su richiesta della stessa Geo-Probe S.r.l., è consistito nella determinazione del parametro V_{S30} al fine di classificare il suolo di fondazione del sito in accordo con la normativa vigente:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (14/01/2008): *Norme tecniche per le costruzioni* (G.U. n. 29 del 04/02/2008) – Suppl. Ordinario n° 30

L'area di intervento è ubicata nell'Elemento *Zola Predosa* n° 220111 della Carta Tecnica Regionale alla scala 1:5.000.

L'ubicazione del punto di registrazione è indicata in Tavola 1 di seguito riportata.

Geologo Mirko Sira

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
C.F. STMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

2. RUMORE SISMICO AMBIENTALE

Il rumore sismico ambientale è conosciuto anche con il termine *microtremore*, dato che si manifesta con oscillazioni decisamente di piccola ampiezza (1~10 μm) e nettamente inferiori rispetto a quelle presenti nel campo prossimo all'epicentro di un terremoto. È costituito in piccola parte da onde di volume (P o S) e per lo più da onde superficiali (in particolare onde di Rayleigh) prodotte da interferenza delle prime e con velocità prossime alle onde S.

La sua permanente presenza sull'intera superficie terrestre è dovuta a:

- fenomeni atmosferici (in particolare al moto delle onde oceaniche e del vento);
- attività antropica (come industrie e traffico);
- attività dinamica terrestre.

L'acquisizione dei microtremori viene effettuata con strumenti a metodologia passiva, in quanto agiscono direttamente come sorgente di eccitazione e non richiedono pertanto l'utilizzo di battute o esplosioni classiche della sismica attiva.

La tecnica maggiormente sfruttata per lo studio dei microtremori è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale e conosciuta come HVSr (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*). È infatti un'opinione accettata in letteratura che le singole componenti del rumore ambientale possono presentare ampie variazioni in funzione dei disturbi naturali ed antropici, mentre il rapporto delle componenti orizzontali e della componente verticale tende a rimanere costante conservando così il picco della frequenza di risonanza fondamentale.

Lo sviluppo di questa metodologia ha visto come massimo fautore Nakamura (1989), il quale si è basato su tre assunzioni fondamentali:

1. Considerare l'origine dei microtremori solo da sorgenti superficiali e trascurare le sorgenti profonde.
2. Considerare l'amplificazione come conseguenza della propagazione delle onde all'interno di

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
C.F. STMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

uno strato soffice situato al di sopra di un semispazio rigido e omogeneo tale da creare un forte contrasto di impedenza sismica tra le due parti.

3. Considerare la componente verticale del moto non soggetta a fenomeni di amplificazione dallo strato superficiale ad eccezione delle onde di Rayleigh.

Le registrazioni dei microtremori possono offrire un valido aiuto per ricavare indicazioni riguardanti variazioni litostatigrafiche e per la determinazione della velocità delle onde di taglio. In considerazione di quest'ultimo punto risulta evidente il loro utilizzo pratico ai fini del calcolo del parametro V_{S30} .

3. MISURAZIONE DEL RUMORE SISMICO AMBIENTALE

3.1 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Le registrazioni del rumore sismico ambientale sono state effettuate tramite tromografo digitale *Tromino* della Micromed S.p.A., il quale permette sia l'acquisizione digitale in alta risoluzione in modo passivo e non intrusivo sia il pre-processing dei dati. È costituito da tre velocimetri elettrodinamici ortogonali (N-S, E-W e in senso verticale) con autobloccaggio in fase di non acquisizione e da un GPS interno.

Considerando il suolo come un corpo viscoelastico risulta possibile effettuare la misurazione delle frequenze proprie di oscillazione, riconosciute come funzioni delle proprietà meccaniche dei materiali e della morfologia attorno al sito in esame.

Tramite lo strumento utilizzato per questa indagine, oltre alla registrazione del rumore sismico, è possibile ricavare queste frequenze di risonanza del sottosuolo e anche quelle degli edifici, conoscendo le quali si creano basi utili in fase di progettazione per evitare la produzione di fenomeni di amplificazione sismica dovuti all'accoppiamento tra le due vibrazioni nel caso coincidessero i loro valori in frequenza.

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa

Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174

C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

Ciò produrrebbe un notevole aumento della sollecitazione sulle strutture in caso di evento sismico.

Le principali note tecniche di questo tromografo digitale presentate dalla ditta costruttrice sono di seguito esposte:

PRINCIPALI NOTE TECNICHE	
Alimentazione	2 batterie alcaline x 1.5 VDC AA
Voltaggio interno	+3.3 V, +3.6 V per la sezione analogica
Consumi	75 mW (GPS disattivato), 450 mW (GPS attivo)
Durata delle batterie	80 h di misura continua con GPS disattivato
Numero di canali	3+1 analogici
Amplificatori	tutti canali con input differenziali
Rumore	< 0.5 μ V r.m.s. @128 Hz sampling
Impedenza dell'input	10 ⁶ Ohm
Range di frequenze	DC - 360 Hz
Frequenza di campionamento	16384 Hz per canale
Frequenze di sovracampionamento	32x, 64x, 128x
Conversione A/D	equivalente a 24 bit
Massimo input analogico	51.2 mV (781 nV/digit)
Display grafico	grafico, 128 x 64 pixel, retroilluminato
Tastiera	4 tasti a membrana
Orologio	interno, permanente con datario e allarme, può essere visualizzato anche durante l'acquisizione
GPS	12 canali con time-marker (precisione 1 μ s), può essere visualizzato anche durante l'acquisizione
Livella	a bolla d'aria, elevata precisione orizzontale, sensibilità 5' d'arco (0.083°)
Connessioni	porta USB, tipo B
Registrazione dati	memoria interna, standard 512 Mb, opzionale fino a 2 Gb
Dimensione e peso	10 x 14 x 7.7 (altezza) cm 1.1 kg contenitore di alluminio
Accoppiamento col terreno	su punte e cuscinetto reologico
Condizioni operative	temperatura - 10 / +70°C umidità 0-90% senza condensa
Impermeabilità	indice di protezione IP = 65 (resistente alla polvere, resistente agli spruzzi)
Sensori	3 velocimetri elettodinamici ortogonali ad alta risoluzione autobloccaggio quando non in acquisizione

Tabella 1: Principali note tecniche dello strumento di acquisizione.

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa

Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174

C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

L'elaborazione dei dati prevede i seguenti passaggi ed è stata effettuata tramite software *Grilla*, in dotazione allo strumento, con cui è possibile effettuare analisi spettrali e analisi HVSR (in funzione del tempo ed in funzione della direzione):

1. suddivisione della registrazione del rumore sismico nelle sue tre componenti in intervalli della durata di qualche decina di secondi ciascuno;
2. analisi spettrale del segnale nelle tre componenti;
3. correzione da andamenti anomali (*detrend*);
4. riduzione della dispersione del segnale (*tapering*);
5. calcolo della FFT (*Fast Fourier Transform*) e analisi spettrale PSD (*Power Spectral Density*);
6. lisciamiento;
7. media degli HVSR calcolati sulla varie finestre.

3.2 ACQUISIZIONE DATI

Al fine di tarare al meglio gli spessori e le velocità sismiche degli strati la registrazione è stata eseguita in prossimità del sondaggio a carotaggio continuo effettuato nell'area in esame.

Le misure sono state effettuate su terreno soffice argilloso ad erba corta. Le condizioni meteo durante la registrazione sono state buone. Il vento è stato di debole entità e dunque tale da non creare disturbo ai dati.

Lo scrivente ritiene che non ci siano state altre condizioni sfavorevoli atte a produrre vibrazioni aggiuntive a quelle di interesse.

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

3.3 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

Il grafico 1, indicante gli spettri delle tre componenti ortogonali tra loro, non mostra particolari andamenti imputabili a fonti di rumore antropico. Anche l'accoppiamento dello strumento con il terreno risulta di buona qualità, dal momento che nessuna delle tre curve tende ad avere un andamento completamente discordante da quello delle altre due. Pertanto i picchi principali e secondari presenti nel grafico 2, indicante il diagramma HVSR, sono da considerare naturali.

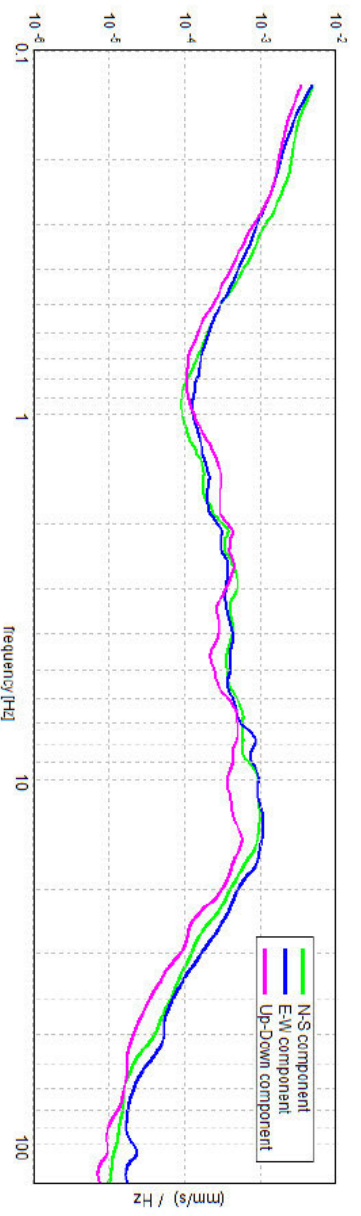


Grafico 1: Spettri delle tre componenti ortogonali rilevate nella registrazione R1.

Il grafico 2 mostra un picco principale a circa 10 Hz riconosciuto come il contatto tra i materiali fini superficiali e le ghiaie rinvenuto alla profondità di 7.1 m nel carotaggio continuo. Tale picco è stato sfruttato per ancorare il diagramma H/V ai dati stratigrafici ricavando così le velocità sismiche all'interno dei materiali.

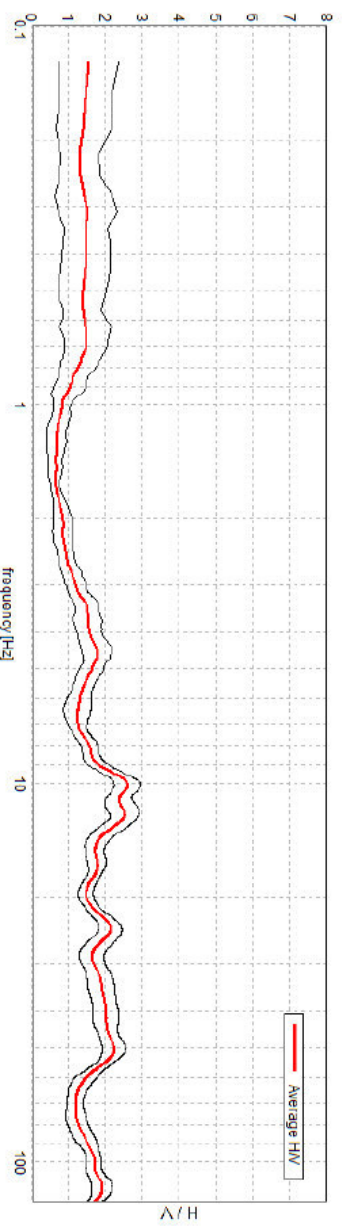


Grafico 2: Diagramma HVSR indicante lo spettro del moto del suolo rilevato nella registrazione R1.

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
 Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
 C.F. STMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

Determinazione della categoria del suolo di fondazione tramite la valutazione del parametro V_{S30} in un'area situata in Via Fausto Coppi a Casalecchio di Reno (BO).
 Committente: Geo-Probe S.r.l.

Luglio 2011 – 086

Le velocità estratte per gli spessori dei materiali nel punto di registrazione R1 vengono di seguito esposte.

	Profondità (m)	V_s (m/sec)
Strato sismico 1	0.0 – 0.7	160
Strato sismico 2	0.7 – 7.1	240
Strato sismico 3	7.1 – 9.2	400
Strato sismico 4	9.2 – 11.8	240
Strato sismico 5	11.8 – 14.8	400
Strato sismico 6	14.8 – 84.8	240
Strato sismico 7	84.8 – 434.8	530
Strato sismico 8	da 434.8	800

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
 Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
 C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

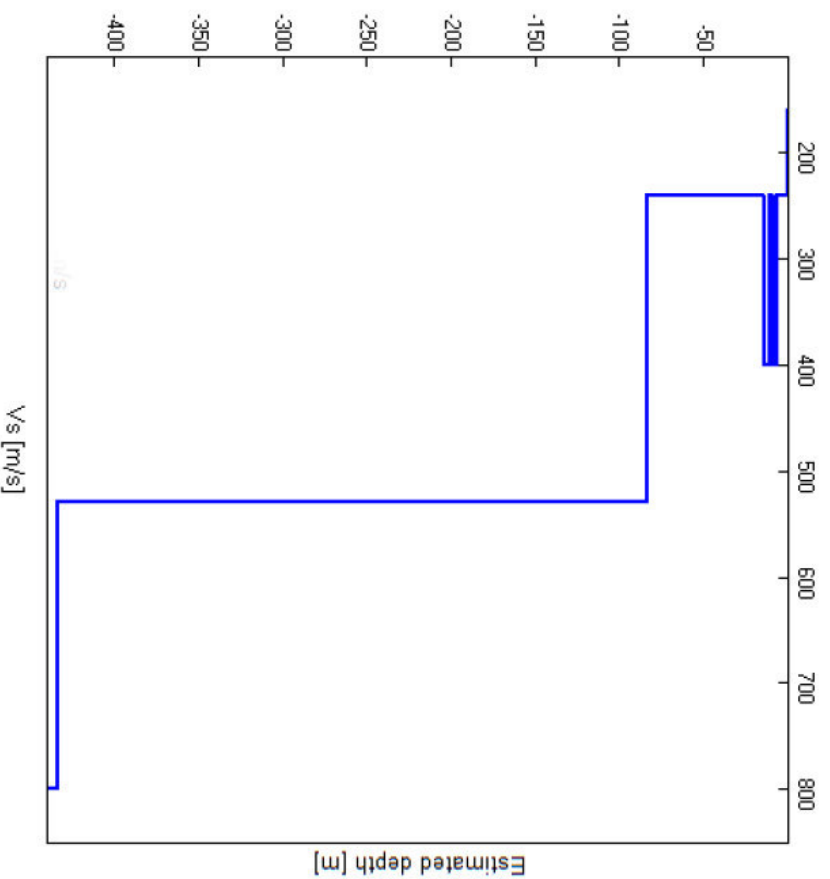
3.3.1 Indicazione del substrato sismico

Il *substrato sismico* viene definito come lo strato sismico in cui V_S risulta maggiore o uguale ad 800 m/s.

Il software di elaborazione dei dati registrati con il tromografo digitale Tromino comprende un codice che simula le onde di superficie (Rayleigh e Love). Ciò permette di creare una curva HV sintetica e conseguentemente stimare l'andamento della velocità nella verticale di indagine.

Ovviamente questo approccio può essere basato solo su una buona conoscenza della stratigrafia, per lo meno superficiale, ed in particolare sulla profondità di almeno un riflettore sismico utile ad ancorare le frequenze della curva HVSR.

Nel caso in esame si è ottenuto il seguente profilo di velocità:



Il risultato mostra la presenza del substrato sismico alla profondità di circa 430 metri.

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

3.4 VALUTAZIONE DEL PARAMETRO V_{s30} E DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DEL

SUOLO DI FONDAZIONE

Sulla base dei risultati ricavati nel paragrafo 3.3, ed in accordo con l'attuale normativa, viene calcolato il valore del parametro V_{s30} tramite la formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{si}}}$$

Da cui, rispetto al piano campagna, si ottiene:

$$V_{s30} (0.0 \div 30.0) = 254 \text{ m/sec}$$

Considerando invece varie possibili profondità dell'intervento che verrà effettuato nell'area in esame, si ricava:

$$V_{s30} (1.0 \div 31.0) = 258 \text{ m/sec}$$

$$V_{s30} (2.0 \div 32.0) = 258 \text{ m/sec}$$

$$V_{s30} (3.0 \div 33.0) = 258 \text{ m/sec}$$

$$V_{s30} (4.0 \div 34.0) = 258 \text{ m/sec}$$

Per le velocità sopra elencate, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, viene associata una categoria di suolo di fondazione di tipo C definita:

C - *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
 Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
 C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

4. CONCLUSIONI

I risultati della registrazione dei microtremori vengono sinteticamente esposti di seguito:

1. Il sito in esame mostra un picco principale a circa 10 Hz riconosciuto come il contatto tra i materiali fini superficiali e le ghiaie rinvenuto alla profondità di 7.1 m nel carotaggio continuo;

2. Rispetto al piano campagna si ottiene:

$$V_{S30} (0.0\div30.0) = 254 \text{ m/sec}$$

Considerando invece varie possibili profondità dell'intervento che verrà effettuato nell'area in esame, si ricava:

$$V_{S30} (1.0\div31.0) = 258 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (2.0\div32.0) = 258 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (3.0\div33.0) = 258 \text{ m/sec}$$

$$V_{S30} (4.0\div34.0) = 258 \text{ m/sec}$$

3. La categoria del suolo di fondazione per le velocità sopra elencate è pertanto di tipo C.

Lo scrivente resta a disposizione per qualsiasi ulteriore chiarimento o caso dubbio.

Zola Predosa, 21 Luglio 2011

Geologo Mirko Sita



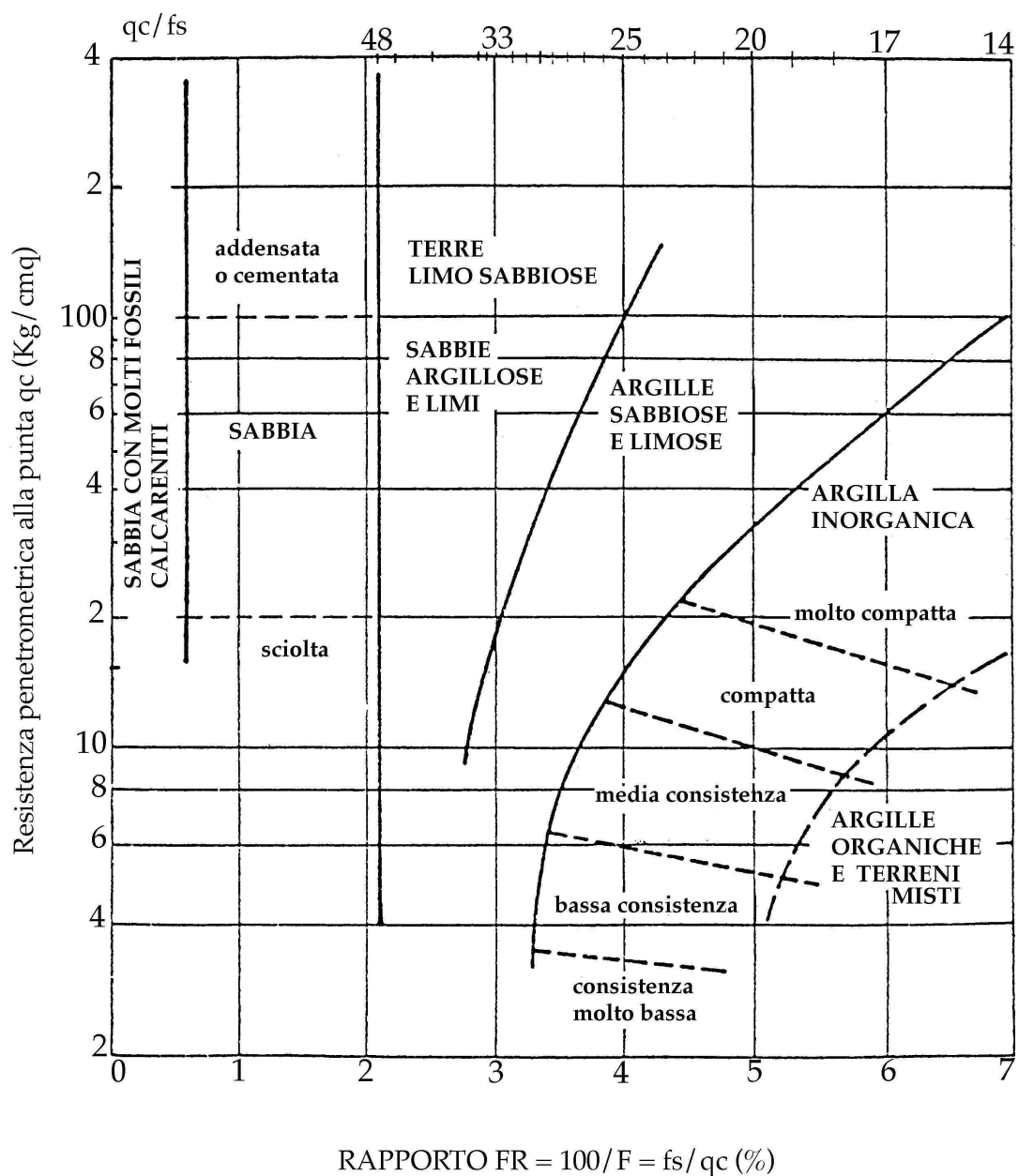
Geologo Mirko Sita

Via Leonardo da Vinci, 17 – 40069 Zola Predosa
 Tel. 051-757378 Cell. 349-4515174
 C.F. STIMRK74B15A944T – P.I. 02344551201

Classificazione orientativa dei terreni
(*Schmertmann, 1978*)

CLASSIFICAZIONE ORIENTATIVA DEI TERRENI IN BASE AI DATI PENETROMETRICI STATICI q_c E f_s

(Schmertmann, 1978)



Real Station s.r.l.
via Coppi - Casalecchio di Reno (BO)
CPT 2

11138002

Prof m	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma kg/m ³	Sigma V kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI	DR %	Mv cm ² /Kg	Kvitz Kg/cm ³	Perm cm/sec
0.20		Argilla molto compatta	1940	1940	0.039	1.450	0	0	0.007184	2.9000	2.00e-004
0.40		Argilla limosa	1944	1944	0.078	1.600	0	0	0.006250	3.2000	4.68e-004
1.00		Argilla sabbiosa e limosa	1960	1960	0.195	2.467	0	0	0.004054	3.2889	4.16e-004
		Argilla molto compatta	1948	1948	0.351	1.788	0	0	0.005594	3.5750	1.09e-004
1.80		Argilla molto compatta	1957	1957	0.429	2.275	0	0	0.004396	4.5500	1.29e-005
2.20		Argilla molto compatta	1939	1939	0.507	1.400	0	0	0.007764	2.8000	6.96e-005
2.80		Limo argilloso	1945	1945	0.546	1.650	0	0	0.010101	2.2000	9.01e-003
3.20		Sabbia argillosa e limosa	1850	1850	0.620	0.000	35	48	0.011236	2.9667	1.64e-002
3.80		Argilla compatta	1934	1934	0.736	1.217	0	0	0.010628	2.4333	2.30e-004
4.60		Argilla molto compatta	1949	1949	0.892	1.813	0	0	0.005517	3.6250	4.40e-006
5.00		Argilla molto compatta	1957	1957	0.970	2.250	0	0	0.004444	4.5000	3.19e-006
5.80		Argilla molto compatta	1950	1950	1.126	1.863	0	0	0.005369	3.7250	4.96e-005
6.20		Sabbia	1850	1850	1.204	1.350	0	0	0.008418	2.7000	2.23e-004
6.40		Sabbia	1850	1850	1.241	0.000	31	31	0.017094	1.9500	4.52e-002
6.60		Sabbia	1850	1850	1.278	0.000	33	49	0.009804	3.4000	7.40e-002
7.20		Gravina	1850	1850	1.389	0.000	41	100	0.002708	18.4667	3.93e-001

Planning S.r.l.

via Antonio De Curtis - Casalecchio di Reno (BO)

CPT 9

17060009

Prof mt	Strati	Tipologia	Gamma kg/m ³	Gamma kg/m ³	Si ena * kg/cm ²	CU kg/cm ²	FI %	DR %	Mv cm ² /Kg	K kg/cm ³	Per cm/sec
0.80		Argilla organica/t. misti	1892	1892	0.151	0.400	0	0	0.019231	1.6000	9.02e-006
1.00		Argilla compatta	1922	1922	0.190	0.900	0	0	0.021368	1.8000	7.72e-005
1.20		Limo argilloso	1946	1946	0.229	1.700	0	0	0.009804	2.2667	1.04e-002
1.40		Sabbia argillosa e Argilla limosa	1850	1850	0.266	0.000	39	63	0.01628	2.8667	1.59e-002
2.20		Limo argilloso	1946	1946	0.421	1.688	0	0	0.005926	3.3750	2.22e-003
2.80		Argilla limosa	1939	1939	0.538	1.383	0	0	0.012048	1.8444	6.00e-003
3.60		Ghiaia	1941	1941	0.693	1.475	0	0	0.006780	2.9500	4.76e-003
3.80		Argilla compatta	1850	1850	0.730	0.000	37	66	0.012346	4.0500	2.94e-001
4.20		Limo argilloso	1929	1929	0.807	1.075	0	0	0.014094	2.1500	3.63e-004
4.60		Sabbia densa o compatta	1947	1947	0.885	1.750	0	0	0.005524	2.3333	4.39e-003
5.20		Ghiaia	1900	1900	0.999	0.000	38	80	0.004630	7.2000	2.28e-001
5.80		Ghiaia	1850	1850	1.110	0.000	41	98	0.003947	12.6667	4.52e-001