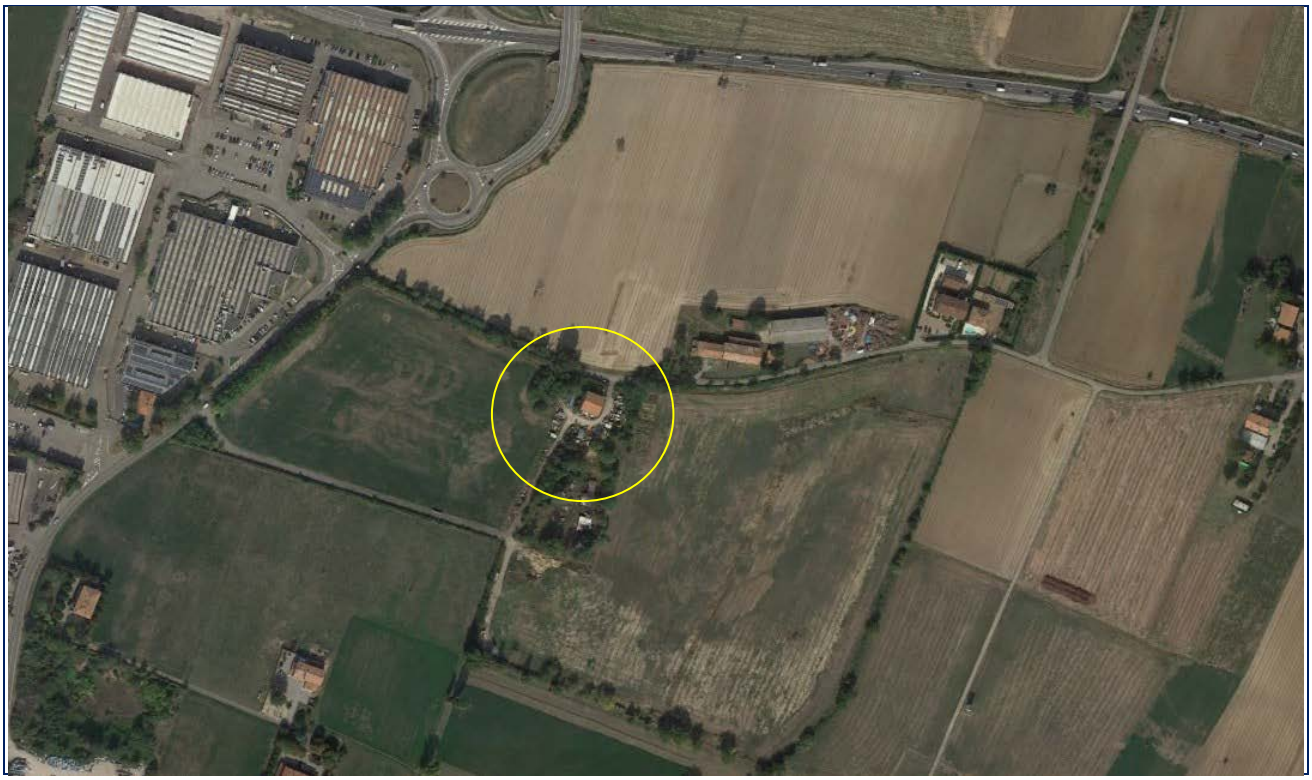
COMUNE DI FIORANO MODENESE

PROVINCIA DI MODENA

RELAZIONE GEOLOGICA inerente le indagini eseguite, la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. DM 14/01/08)

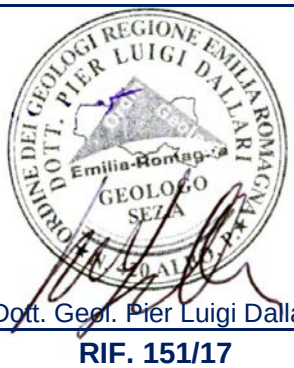
RELAZIONE GEOTECNICA basata sulle indagini geognostiche effettuate, al fine della caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno del sito (6.2.2. DM 14/01/08)

Relazione concernente la "**RISPOSTA SISMICA DEL SITO**" (D.M. 14/01/08 - NNTC)



OGGETTO:

Studio del terreno di fondazione di un'area che sarà interessata da interventi edilizi a un fabbricato civile esistente, sita in via Montagnani



Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

RIF. 151/17

Marzo 2017

ASSOCIATO

GEO GROUP s.r.l.
Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Tel. 059/3967169
Fax. 059/5960176
E-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it

CERTIFICAZIONE DI SISTEMA QUALITÀ DNV·GL ISO 9001
AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE QUALITÀ CERTIFICATO DA DNV = ISO 9001 =

Relazione Tecnica

comprendente:

RELAZIONE GEOLOGICA inerente le indagini geognostiche eseguite, la definizione delle unità litotecniche, gli eventuali processi geomorfologici al fine della modellazione geologica del sito (*6.2.1. DM 14/01/08*)

RELAZIONE GEOTECNICA basata sulle indagini eseguite, fornisce tutti i dati geotecnici necessari per il progetto, la caratterizzazione e la modellazione del volume significativo di terreno interessato (*6.2.2. DM 14/01/08*)

Relazione concernente la "**RISPOSTA SISMICA DEL SITO**" (*ai sensi del D. M. 14/01/2008 NNTC*) e la verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) (*6.4 del D.M. 14/01/08*) al fine della progettazione per azioni sismiche

MICROZONAZIONE SISMICA dell'area secondo gli *indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica*, ai sensi della *Delibera di Assemblea Legislativa n.112/2007* e della *Delibera Giunta Regionale n. 2193/2015* e dell'*Ordinanza n. 70 del 13/11/2012.*

OGGETTO:

studio geologico, geotecnico e sismico di un'area che sarà oggetto di un P.O.C., sita in via Montagnani nel Comune di Fiorano Modenese (MO)

G E O G R O U P s.r.l.
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41123 Modena
Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019
p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

Indice del contenuto

1. PREMESSE....3
1.1INQUADRAMENTO GEOGRAFICO....4
2. RELAZIONE GEOLOGICA....6
2.1MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA....6
2.2INDAGINI GEOTECNICHE....8
2.2.1 Prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT....8
2.3CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE....11
3 RELAZIONE GEOTECNICA....12
3.1MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO....12
3.2TIPOLOGIA DI FONDAZIONI IPOTIZZATE E CALCOLO DELLA CAPACITÁ PORTANTE....14
3.3VERIFICA DEI CEDIMENTI....15
3.4MODULO DI SOTTOFONDO....15
4 CLASSIFICAZIONE e CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE (CALCOLO DEGLI SLU)....16
4.1INDAGINI GEOFISICHE....16
4.1.1 Indagine sismica con metodo Multichannel Analysis of Surface Waves -MASW....16
4.1.2 Indagine sismica con metodo Refraction Microtremors (Re.Mi.)....18
4.1.3 Classificazione del terreno in base alle $V_{S,30}$ – D.M. 14/01/2008....18
4.1.4 Indagini sismiche Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSR) – Metodo di Nakamura....19
4.2SISMICITÀ DELL'AREA....21
4.4MICROZONAZIONE SISMICA: Rischio Sismico....24
4.4.1 II LIVELLO DI APPROFONDIMENTO – ANALISI SEMPLIFICATA....24
4.3PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE - VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) – PAR.6.4 DM 14/01/08....26
4.4VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE....30
5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE....35

Tavole

Tav. n. 1:	Carta corografica	scala 1: 25.000;
Tav. n. 2:	Carta topografica	scala 1: 10.000;
Tav. n. 3:	Ripresa satellitare dell'area di interesse	scala grafica;
Tav. n. 4:	Carta della litologia di superficie	scala 1: 5.000;
Tav. n. 5:	Indagini geognostiche	scala grafica;
Tav. n. 6:	PTCP-Rischio sismico: carta delle aree suscettibili di effetti locali	scala grafica.

Allegati

ALL. n. 1 Prove penetrometriche statiche CPT corredate di interpretazione geotecnica;
ALL. n. 2 Verifiche geotecniche;
ALL. n. 3 Indagini sismiche;
ALL. n. 4 Verifica alla liquefazione.

1. PREMESSE

In accordo con il tecnico progettista, nel mese di marzo 2017 è stato eseguito il presente studio geologico, geotecnico e sismico sul sottosuolo di un'area, sita in via Montagnani nel Comune di Fiorano (MO). In tale area, che sarà oggetto di un P.O.C., sono previsti interventi di demolizione e ricostruzione di un fabbricato esistente.

Fig. 1.1: Ripresa satellitare dell'area oggetto di studio; immagine tratta da *Google Maps*

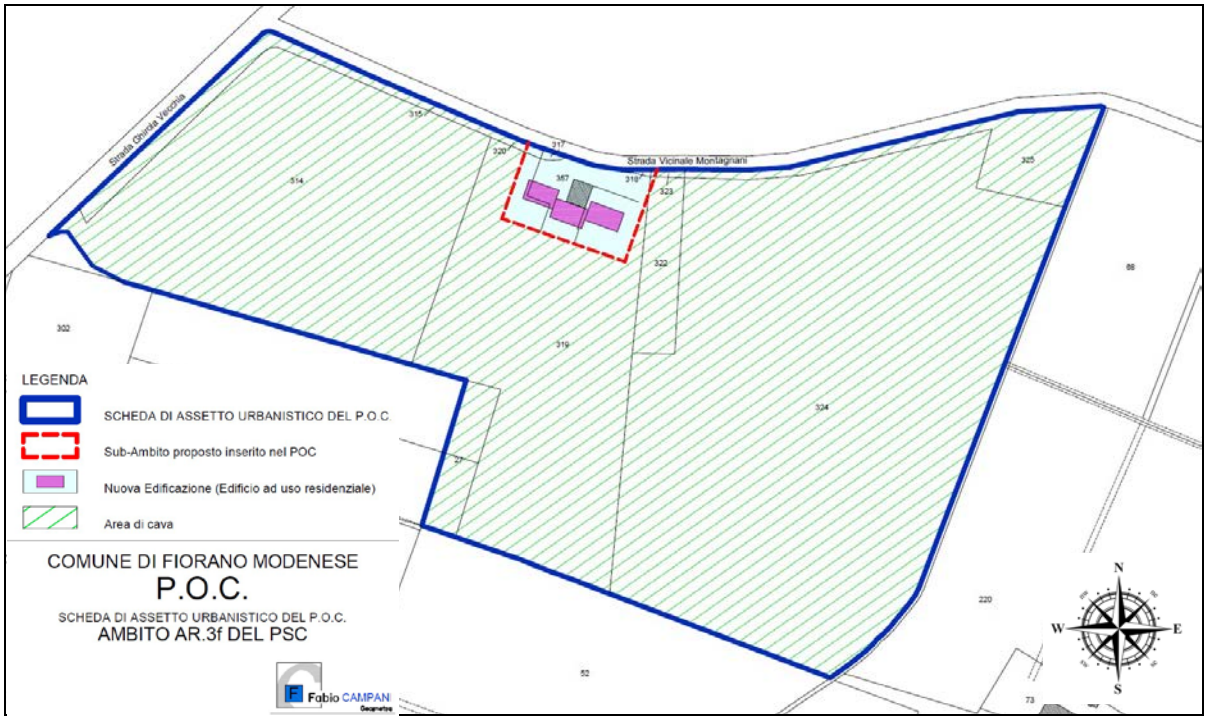


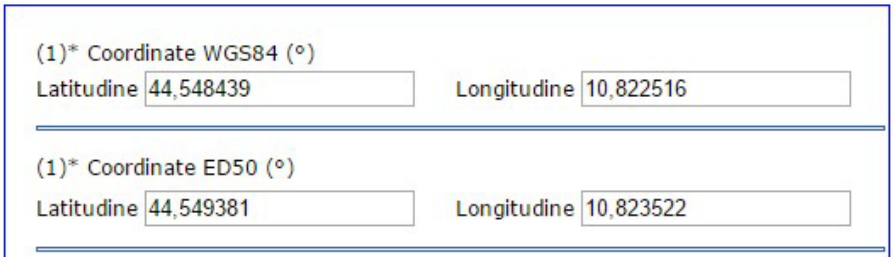
Fig. 1.2: Ubicazione dell'area in oggetto (disegno fornito dal tecnico progettista)

Fig. 1.3: Inquadramento geografico dell'area di studio (immagine tratta da *Google Earth*).

1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il fabbricato in oggetto si colloca nel territorio comunale di Fiorano Modenese, in un'area di campagna, in prossimità di un'area industriale. L'abitato principale di Fiorano Modenese sorge a sud rispetto all'area in oggetto. Per un completo inquadramento geografico dell'area di studio si rimanda alla consultazione della cartografia allegata, in particolare alla "Carta corografica" (**tav. n. 1**), in scala 1:25.000, tavole CTR n. 219NE e 219NO, nella "Carta topografica" (**tav. n. 2**) in scala 1:10.000, sezioni CTR n. 219020 e n. 219060, e nella "Ripresa satellitare dell'area di interesse" (**tav. n. 3**).

Le coordinate geografiche relative al sito in oggetto sono le seguenti (da www.geostru.com/us/parametri-sismici/):



Per ottemperare alle richieste del D.M. 14/01/2008 il succitato studio verrà suddiviso nei seguenti ambiti:

*1) **RELAZIONE GEOLOGICA** riguardante le indagini geognostiche eseguite, la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. D.M. 14/01/08);*

*2) **RELAZIONE GEOTECNICA** basata sulle indagini eseguite, fornisce la caratterizzazione e la modellazione del volume significativo di terreno interessato (6.2.2. D.M. 14/01/08);*

*3) Relazione concernente la **"RISPOSTA SISMICA DEL SITO"** (ai sensi del D.M. 14/01/2008 NNTC), la verifica dello Stato Limite Ultimo (SLU) (par. 6.4 del D.M. 14/01/08) e la verifica a possibili fenomeni di liquefazione (D.M. 14 /01/2008).*

*4) **MICROZONAZIONE SISMICA DELL'AREA*** ai sensi della *Delibera Assemblea Legislativa (DAL) n. 112/2007 Art. 16 c.1 "indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica*" e successiva DGR 2193/2015

2. RELAZIONE GEOLOGICA

2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA

L'area in oggetto ricade nella fascia di alta pianura padana modenese formata da depositi di conoide del fiume Secchia, alla quota topografica media di circa 110 m s.l.m.

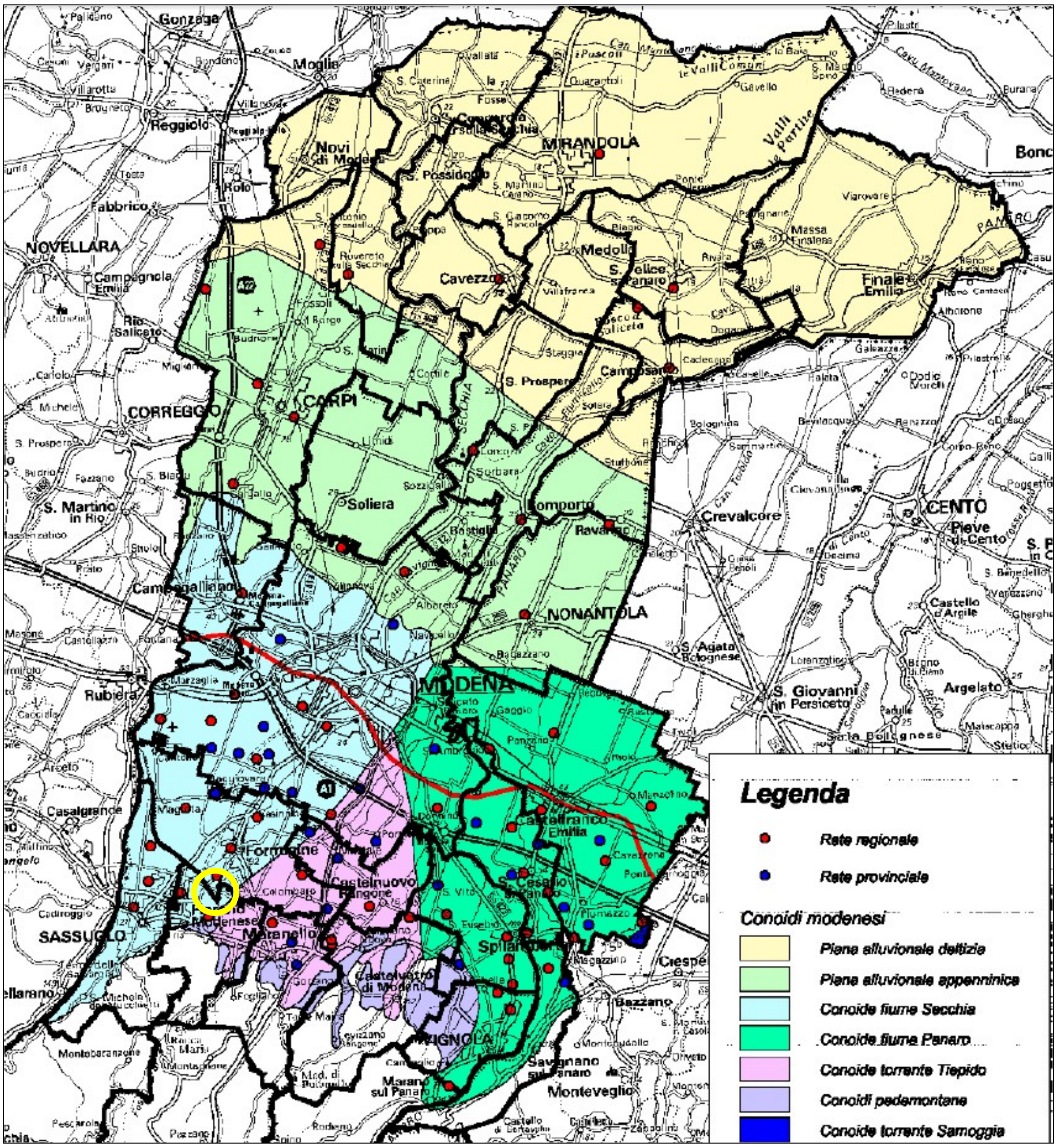


Fig. 2.1 - Carta delle conoidi della pianura modenese; nel cerchio giallo l'area oggetto del presente studio (tratto da PTCP DI MODENA – QUADRO CONOSCITIVO - ALLEGATO 3: QUADRO CONOSCITIVO IN RELAZIONE AL TEMA DELLE ACQUE, Adottato con Delibera di Consiglio Provinciale n° 112 del 22 luglio 2008)

Da quanto si evince dalla "Carta della litologia di superficie", scala 1: 5.000, **(Tav. n. 4)** tratta dalla "Carta geologica - Progetto CARG" a cura della Regione Emilia Romagna, nell'area oggetto di studi affiora la seguente litologia:

SUCCESSIONE NEOGENICO-QUATERNARIA DEL MARGINE APPENNINICO PADANO

AES8 – Subsintema di Ravenna:

Ghiaie e ghiaie sabbiose, passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. A tetto suoli a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente fino a 150 cm e parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. Contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. Potenza fino a oltre 25 m. *Olocene (età radiometrica della base: 11.000 - 8.000 anni).*

CMZ – SINTEMA DI COSTAMEZZANA

Sabbie gialle in strati da sottili a spessi con lamine piano-parallele od oblique, poco cementate, con intercalazioni a luoghi lentiformi di ghiaie e di orizzonti di peliti grigio chiare. Contatto inferiore graduale per alternanze su FAA. Spessore da 5 a 50 metri circa. *Pleistocene inferiore-medio?*

L'area di interesse risulta intensamente modellata da attività antropiche, rappresentate soprattutto dalla coltivazione di cave di argilla attualmente non più attive.

2.2 INDAGINI GEOTECNICHE

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto, in data 16/03/2017 sono state eseguite in sito le seguenti indagini geognostiche :

- **N.2 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PUNTA MECCANICA CPT**

I diagrammi e l'interpretazione geotecnica relativi alle prove penetrometriche CPT eseguite sono riportati nell'**allegato n. 1**.

2.2.1 Prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT

Lo strumento impiegato per eseguire le prove è un penetrometro Gouda da 200 kN di spinta montato su cingoli gommati, le cui caratteristiche tecniche sono riassunte nella seguente tabella:

Punta meccanica	**Begemann**
Spinta	**100 kN**
Intervalli di misura	**20 cm**
Parametri registrati	**Rp** (resistenza alla punta)
	Rl (resistenza attrito laterale)
Area punta	**10 cm^2**
Angolo alla punta	**60°**

Nell'**Allegato n. 1** sono riportati le tabelle e i grafici riguardanti la prova eseguita, corredata dell'elaborazione geotecnica e litostratigrafica.

La prova penetrometrica statica CPT ("Cone Penetration Test") viene realizzata infiggendo nel terreno, alla velocità di 2 cm/sec, la punta meccanica Begemann. La punta (**Fig. 2.2.1.1**) presenta alla sua estremità inferiore un cono avente un angolo al vertice di 60°, un diametro alla base di 36 mm e quindi un area di base di 10 cm^2. Esso supporta lungo il suo stelo un manicotto d'attrito, la cui superficie laterale è di 150 cm^2.

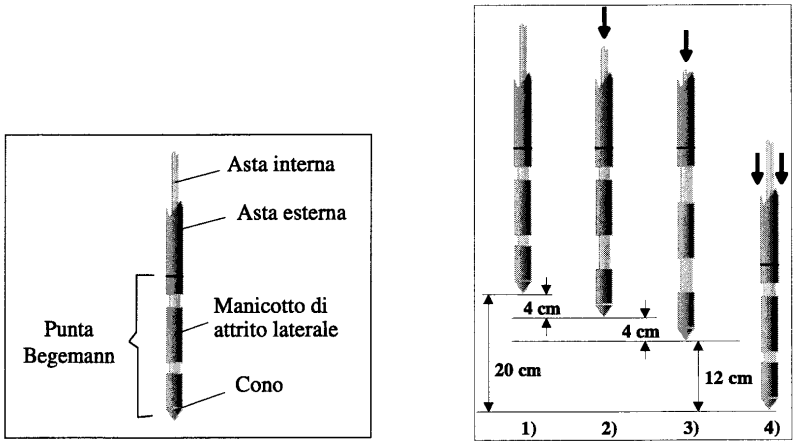


Figura 2.2.1.1 – Punta Begemann (a) e schema di avanzamento (b).

I valori degli sforzi di reazione che il suolo oppone alla penetrazione della punta, allo scorrimento del manicotto laterale e l'avanzamento dell'insieme punta più aste, verranno registrati ogni 20 cm di avanzamento in profondità.

L'esecuzione della prova avviene tramite il seguente schema di avanzamento :

1) posizione di riposo con punta completamente chiusa;
2) spinta esercitata sulle aste interne con avanzamento di 4 cm del solo cono; visualizzazione dello sforzo di punta (Rp);
3) spinta esercitata sulle aste interne con avanzamento di 4 cm di cono + manicotto; visualizzazione dello sforzo di punta + attrito laterale (Rl);
4) spinta esercitata sulle aste esterne con avanzamento di 12 cm e ritorno alla posizione di riposo con punta completamente chiusa; visualizzazione dello sforzo di punta + attrito + attrito della batteria di aste (Rt).

Nella fase d'avanzamento in cui viene letta la resistenza alla punta, il display restituisce automaticamente il carico unitario di resistenza (Rp) tenuto conto della superficie di infissione di circa 10 cm^2. Nella fase di avanzamento in cui viene letta la somma delle resistenze alla punta ed al manicotto di frizione il display visualizza il carico assoluto espresso in kg diviso per 10 (Rl).

Ad ogni profondità di misura (**x**), i valori reali della resistenza alla penetrazione della punta "$\mathbf{q_c}$" e dell'attrito laterale locale "$\mathbf{f_s}$" possono essere calcolati tramite le seguenti formule:

$$\mathbf{q_c}(x) = Rp\ (x)\ \ [kg/cm^2]$$

dove:
AP (Area Punta) = 10 cm^2
AM (Area Manicotto Laterale) = 150 cm^2

$$f_s(X) = (Rl(x+1) - Rp(x+1)) \cdot (AP/AM) \quad = \quad (Rl(x+1) - Rp(x+1)) / 15$$

La particolare punta utilizzata per la perforazione "FrictionJacketCone" è servita a determinare, oltre al carico di rottura, anche la litologia dei terreni investigati: dal rapporto tra la resistenza penetrometrica alla punta e la resistenza laterale locale è infatti possibile risalire, attraverso l'esperienza di ***Begemann***, modificata da ***Schmertmann***(di seguito descritti), alla granulometria, e di conseguenza alla litologia, dei terreni attraversati dall'indagine.

Metodo di Begemann:

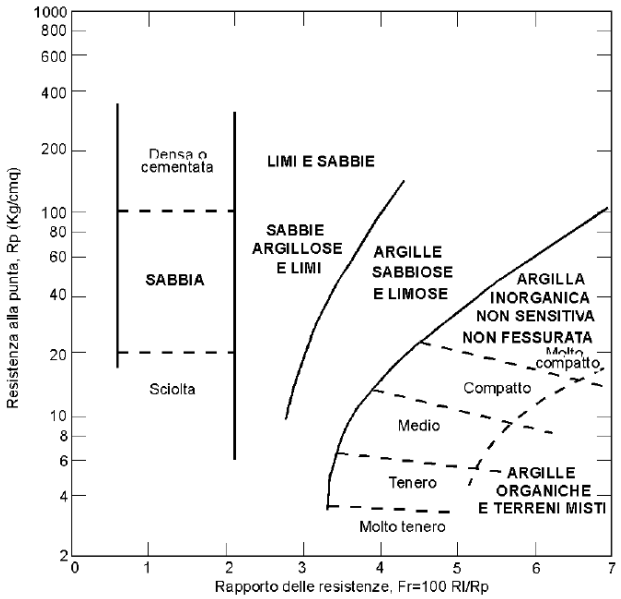
Il metodo di BEGEMANN considera il **rapporto tra Rp e Rl** come parametro indicativo delle variazioni litologiche. In particolare l'Autore suggerisce le seguenti correlazioni:

Rapporto Rp/Rl	Litologia
Rp/Rl < 15	Argilla organica e torba
15 < Rp/Rl < 20	Limo e/o argilla inorganica
30 < Rp/Rl < 60	Limo sabbioso e sabbia limosa
Rp/Rl > 60	Sabbie o sabbia più ghiaia

Va ricordato che tali correlazioni sono valide solo per terreni immersi in falda.

Metodo di Schmertmann:

Il metodo di SCHMERTMANN considera come indicativo della litologia della verticale indagata il rapporto delle resistenze **Fr** (con **Fr%=100 Rl/Rp**), secondo il grafico seguente:



2.3 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT eseguite, illustrati nell'**allegato n. 1**, si può riassumere quanto segue:

- l'area indagata risulta caratterizzata dalla presenza di terreni di origine alluvionale; in particolare, si rilevano terreni coesivi di tipo argilloso-limosi a consistenza da media a elevata, fino a circa -8.40 m da p.c.; dopodiché segue un livello di terreni incoerenti sabbioso-limosi mediamente addensati, dello spessore di circa 1 m, a seguire si individua il tetto del primo livello ghiaioso addensato, che ha portato a rifiuto le attrezzature strumentali alle quote di -9.00 m da p.c. (CPT n.1) e -9.40 m da p.c. (CPT n. 2).

- Al termine delle prove penetrometriche statiche non è stata rilevata la presenza di acqua all'interno dei fori di sondaggio.

3 RELAZIONE GEOTECNICA

3.1 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Il modello geotecnico è finalizzato a fornire tutti i dati geotecnici necessari per il futuro progetto. Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle indagini geotecniche eseguite, e descritte nel paragrafo 2.3, si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato:

MODELLO GEOTECNICO MEDIO DEL SOTTOSUOLO

Strato	Profondità	Falda	Litotipo	Parametri geotecnici	
1	0.0 – 2.20 m da p.c.		Argilla limosa a consistenza media	γ	1800 kg/cm^3 ≈ 18.00 kN/m^3
				γ'	2100 kg/cm^3 ≈ 21.00 kN/m^3
				C_{uk}	0.60 kg/cm^2 ≈ 6.0 kN/m^2
				C'_k	0.06 kg/cm^2 ≈ 0.6 kN/m^2
				M_0	50.0 kg/cm^2 ≈ 5000 kN/m^2
				ϕ_k	23°
				v	0.40
				Es	84.0 kg/cm^2 ≈ 8400 kN/m^2
2	2.20 – 8.40 m da p.c.		Argilla limosa consistente	γ	1850 kg/cm^3 ≈ 18.50 kN/m^3
				γ'	2150 kg/cm^3 ≈ 21.50 kN/m^3
				C_{uk}	0.90 kg/cm^2 ≈ 90.0 kN/m^2
				C'_k	0.09 kg/cm^2 ≈ 9.0 kN/m^2
				M_0	85.0 kg/cm^2 ≈ 8500 kN/m^2
				ϕ_k	26°
				v	0.35
				Es	126.0 kg/cm^2 ≈ 12600 kN/m^2
3	8.40 – 9.40 m da p.c.		Sabbia limosa mediamente addensata	γ	1850 kg/cm^3 ≈ 18.50 kN/m^3
				γ'	2150 kg/cm^3 ≈ 21.50 kN/m^3
				Dr	45%
				ϕ_k	32°
				v	0.35
				Es	180 kg/cm^2 ≈ 18000 kN/m^2
4	9.40 – 15.00 m da p.c.		Ghiaia sabbiosa addensata	γ	1900 kg/cm^3 ≈ 19.00 kN/m^3
				γ'	2200 kg/cm^3 ≈ 22.00 kN/m^3
				Dr	90%
				ϕ_k	36°
				v	0.30
				Es	800 kg/cm^2 ≈ 80000 kN/m^2

Legenda	γ	=	peso specifico terreno naturale
	γ'	=	peso specifico terreno saturo
	C_{uk}	=	coesione non drenata caratteristica
	C'_k	=	coesione efficace caratteristica (valore cautelativo)
	Dr	=	densità relativa
	M_0	=	modulo di deformazione edometrico
	Es	=	modulo di deformazione elastico
	ϕ_k	=	angolo d'attrito caratteristico

Si riportano di seguito le referenze bibliografiche e le correlazioni utilizzate per la determinazione dei parametri geotecnici sopra illustrati:

γ' = peso dell'unità di volume (efficace) del terreno [Terzaghi & Peck 1967 - Bowles 1982]
C_{uk} = coesione non drenata (terreni coesivi) [Formula di Lunne & Eide]
Dr = densità relativa (terreni granulari) [Schmertmann 1976]
M_0 = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973]
Es = modulo elastico (terreni coesivi) [Trofimemkov 1974]
ϕ_k = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari) [Meyerhof 1956/1976, sabbie limose]
ϕ_k = angolo di attrito interno efficace (terreni coesivi) [prove di laboratorio CID da Noi eseguite su analoghi litotipi presso Nostro laboratorio certificato dal "Ministero delle infrastrutture e dei trasporti n.1845" per l'esecuzione e certificazione di prove su terre e rocce, categoria A]

3.2 TIPOLOGIA DI FONDAZIONI IPOTIZZATE E CALCOLO DELLA CAPACITÁ PORTANTE

Al solo fine di calcolare la capacità portante del terreno è stata formulata un'ipotesi di **fondazioni superficiali nastriformi in c.a..** In fase esecutiva si dovranno poi rivalutare i dati sulla base dei dati strutturali realistici. Per il calcolo della capacità portante del terreno si sono utilizzati i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione della prova penetrometrica eseguita. Si riportano di seguito i dati relativi al terreno e alle fondazioni ipotizzate.

FONDAZIONI NASTRIFORMI IN C.A.

larghezza della base	**B**	=	1.50 m
lunghezza della fondazione	**B^{l}**	=	5.00 m
profondità della quota di imposta	**D**	=	-1.00 m da p.c.

terreno di fondazione

peso specifico terreno naturale	**γ**	=	1800 kg/m^3 ≈ 18.00 kN/m^3
peso specifico terreno saturo	**γ'**	=	2100 kg/m^3 ≈ 21.00 kN/m^3
coesione non drenata caratteristica	**C_{uk}**	=	0.60 kg/cm^2≈ 60.0 kN/m^2
coesione efficace caratteristica	**C'_k**	=	0.06 kg/cm^2≈ 6 kN/m^2
angolo d'attrito caratteristico	**φ_K**	=	23°
modulo di Poisson	**v**	=	0.40
modulo di deformazione edometrico	**Mo**	=	50.0 kg/cm^2≈ 5000 kN/m^2
modulo di deformazione elastico	**Es**	=	84.0 kg/cm^2≈ 8400 kN/m^2
profondità falda freatica	**Dw**	=	--
pendenza del terreno	**β**	=	~ 0°

Il calcolo della pressione ammissibile è stato eseguito utilizzando l'equazione di **Terzaghi** per fondazioni superficiali nastriformi in c.a. con la condizione a breve termine dove **Cu ≠ 0** e **φ= 0** (condizione più gravosa).

Considerando, inoltre, un fattore di sicurezza **Fs = 3** si ottengono i seguenti risultati:

PRESSIONE AMMISSIBILE- Q_{amm}

(VERIFICA A BREVE TERMINE: Cu ≠ 0 E φ= 0)

Quota di imposta	Pressione limite	Pressione ammissibile
- 1.00 m da p.c.	3.61 kg/cm^2 ≈ 361 kN/^{2}	**1.20 kg/cm^2 ≈ 120 kN/m^2**

3.3 VERIFICA DEI CEDIMENTI

È stato eseguito il calcolo della distribuzione delle tensioni indotte al terreno di fondazione dall'intervento in progetto secondo il metodo di Newmark (**Allegato n. 2**).

Il metodo di Newmark si basa sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semi-infinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo.

Per la verifica dei cedimenti sono stati considerati i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione delle prove penetrometriche eseguite in sito ed è stato ipotizzato un carico applicato al terreno di fondazione, per l'intervento in progetto, pari a **P = 1.20 kg/cm^2 ≈ 120 kN/m^2**, pari alla pressione ammissibile.

Tutto ciò premesso, sono stati ottenuti i seguenti risultati:

C E D I M E N T I

Quota di imposta **D = - 1.00 m da piano campagna** Carico applicato sul terreno **P = 1.20 kg/cm^2 ≈ 129 kN/m^2**	
Metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi	
Cedimento totale terreno di fondazione	**S = 1.14 cm**

3.4 MODULO DI SOTTOFONDO

Il modello di Winkler considera il terreno come formato da una distribuzione di vincoli semplici bilaterali elastici. La relazione che ne regola il comportamento è di tipo lineare tra il cedimento (w) e la pressione di contatto (p): ***p = kw***.

Il parametro k è detto costante di sottofondo. Come è noto, k non dipende solo dal terreno ma anche dai carichi applicati, dalle proprietà del terreno, dalla forma e le dimensioni della fondazione.

Utilizzando la Formula di Bowles (1974):

k (kN/mc) = 40 *Qlim *Fc,

dove Fc = 2.54/cedimento della fondazione (cm), considerando i cedimenti di riferimento calcolati ed i carichi ipotizzati e sopra riportati, si sono ottenuti i seguenti risultati per il **modulo di sottofondo** (o **costante di Winkler**):

carico applicato	cedimento di riferimento	modulo di sottofondo (K di Winkler)
P = 1.20 kg/cm^2 ≈ 120 kN/m^2	S = 1.14 cm	K = 3.21 kg/cm^3 ≈ 32100 kN/m^3

4 CLASSIFICAZIONE e CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE (CALCOLO DEGLI SLU)

4.1 INDAGINI GEOFISICHE

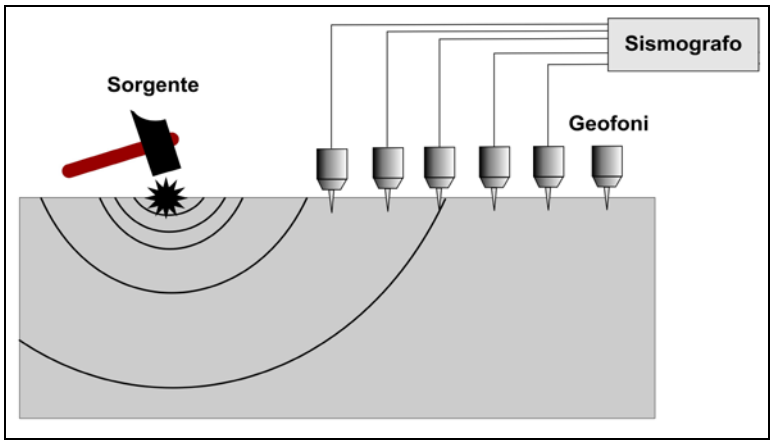
Per la classificazione sismica dell'area di studio in data 16/03/2017 sono state eseguite in sito le seguenti indagini geofisiche:

- **N. 1 INDAGINE SISMICA MASW**;
- **N. 1 INDAGINE SISMICA Re.Mi.**;
- **N. 2 INDAGINI SISMICHE HVSR.**

I risultati delle indagini sismiche sopracitate sono riportati nell'**allegato n. 3**.

4.1.1 Indagine sismica con metodo Multichannel Analysis of Surface Waves -MASW

Acquisendo attivamente i segnali delle onde rifratte alla superficie da una sorgente provocata artificialmente, la tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) permette di ricostruire il profilo verticale delle Vs con procedimenti di modellazione diretta delle velocità di fase delle onde. Partendo dal sismogramma registrato mediante la sorgente energizzante in asse con lo stendimento, viene eseguita un'analisi spettrale che consente di elaborare un'immagine della distribuzione del segnale di velocità sismica in funzione delle diverse frequenze che lo compongono. Da tale elaborazione, tramite una fase di "picking" del segnale ad elevata intensità, si ottiene la "curva di dispersione", dalla cui inversione si calcola il modello sismo-stratigrafico espresso in termini di velocità delle onde di taglio (Vs).



Schema di Array lineare e punto energizzante.

Ripresa fotografica dello stendimento sismico MASW/Re.Mi. eseguito in sito in data 16/03/2017

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, V(fase)/freq., può essere convertito nel profilo Vs/profondità. Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello teorico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico) onde ricavare il modello reale.

L'indagine sismica **MASW** è stata eseguita in sito utilizzando 24 geofoni verticali, distanziati di 5 m, con frequenza naturale di 4.5 Hz fissati al terreno ad intervalli regolari. I dati sono stati registrati mediante un sismografo *Geode Geometrics 24* bit, con velocità di campionamento (sample rate) di 0.25 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 2 secondi. Le battute sono state effettuate mediante un grave da 8,0 kg di massa.

4.1.2 Indagine sismica con metodo Refraction Microtremors (Re.Mi.)

La tecnica di acquisizione conosciuta come *Refraction Microtremors* (Re.Mi.), permette di campionare le frequenze più basse, caratterizzanti le porzioni più profonde del sottosuolo. In generale le tecniche sfruttano la capacità di poter mettere in relazione le velocità di fase e le frequenze, relative alle onde di taglio, con le forme di dispersione delle onde di superficie. I microtremori sismici naturali determinano, in corrispondenza della superficie, la formazione di onde superficiali di Rayleigh.
Si utilizzano dunque i microtremori naturali come sorgente sismica, i quali vengono misurati attraverso geofoni verticali disposti secondo array lineari. L'analisi avviene grazie a un passaggio delle registrazioni ottenute, attraverso la trasformata di Fourier, da un dominio spazio/tempo a un dominio frequenza/inverso della velocità. Il risultato dell'analisi è l'identificazione dello spettro energetico del segnale, in funzione della frequenza e dell'inverso della velocità. Dato che i livelli energetici possono variare significativamente alle diverse frequenze, lo spettro durante la fase di elaborazione viene normalizzato.

L'indagine sismica **Re.Mi.** è stata eseguita in sito utilizzando 24 geofoni verticali, distanziati di 5 m, con frequenza naturale di 4.5 Hz fissati al terreno ad intervalli regolari. I dati sono stati registrati mediante un sismografo *GEODE Geometrics 24 bit*, con velocità di campionamento (sample rate) di 4 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 30 secondi.

4.1.3 Classificazione del terreno in base alle $V_{S,30}$ – D.M. 14/01/2008

L'elaborazione delle indagini sismiche MASW e Re.Mi. restituisce un grafico che riporta la curva di dispersione attraverso un'immagine a colori che mostra il profilo delle velocità delle onde di Rayleigh come velocità di fase e frequenza. Analizzando tale grafico si ottiene un modello teorico dell'andamento delle Vs con la profondità fino ad una quota di –30.00 m dal piano di posa delle fondazioni, attraverso la formula:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_i \frac{hi}{Vsi}}$$

Dall'elaborazione delle indagini eseguite e sopracitate sono stati ottenuti i valori di Vs_{30} riportati nella seguente tabella:

indagine MASW	Vs_{30}=**396 m/s**
Indagine Re.Mi.	Vs_{30}=**408 m/s**

Pertanto, secondo la classificazione del suolo imposta dalle NNTC 2008, sulla base dei risultati sopraccitati si definisce il terreno di fondazione dell'area studiata come appartenente alla **CATEGORIA B**, corrispondente a

"ROCCE TENERE E DEPOSITI DI TERRENI A GRANA GROSSA MOLTO ADDENSATI O TERRENI A GRANA FINA MOLTO 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 **360 M/S** E **800 M/S** (OVVERO CON VALORI DI **$N_{SPT,30}$> 50** NEI TERRENI A GRANA GROSSA E **Cu_{30}> 250 KPA** NEI TERRENI A GRANA FINA)".

4.1.4 Indagini sismiche Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSR) – Metodo di Nakamura

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di **indagine sismica passiva HVSR** (***H**orizontal to **V**ertical **S**pectral **R**atio – Metodo di Nakamura*) è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso. L'utilizzo di algoritmi di calcolo finalizzati ad una modellizzazione sintetica dello spettro H/V, permette di correlare ogni picco spettrale con le discontinuità presenti nel sottosuolo (per esempio i cambi litologici). I dati che si possono ricavare sono spessori, profondità e velocità di propagazione delle onde di taglio all'interno del sismo–strato individuato. Tramite l'elaborazione di moti superiori e l'analisi dell'andamento delle tre componenti del moto, è possibile distinguere i picchi di origine naturale da quelli generati dai moti superiori o da artefatti, al fine di garantire una corretta interpretazione dello spettro sismico registrato. La tecnica dei rapporti spettrali (HVSR) trova la sua massima applicazione negli studi di microzonazione sismica poiché fornisce un parametro fondamentale (frequenza propria di risonanza di sito) per una corretta progettazione di edifici antisismici. Negli ultimi anni si è affermata anche per la sua versatilità poiché si è dimostrato come lo spettro sismico può rappresentare un modello sismo – stratigrafico del sottosuolo.

La tecnica **HVSR** è totalmente **non invasiva, molto rapida**, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazioni

esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un "velocimetro triassiale" conforme alle norme SESAME.

I risultati che si possono ottenere da indagini sismiche HVSR sono:

- La **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto **dimensionamento degli edifici antisismici**. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare strutture aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno, per evitare l'effetto di "**doppia risonanza**", fenomeno estremamente pericoloso per la stabilità delle costruzioni.
- La **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se, in caso di sisma, la costruzione potrà essere o meno a rischio.
- La **stratigrafia del sottosuolo** con un *range* di indagine compreso tra 0.5 e 700 m di profondità, anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la tecnica **HVSR**, in termini di **stratigrafia del sottosuolo**, è rappresentato dalla definizione di strato, inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un **contrasto d'impedenza**, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Nell'analisi dei dati ottenuti dall'elaborazione delle indagini sismiche HVSR non è stato riscontrato nessun picco di frequenza caratteristico del sito.

4.2 SISMICITÀ DELL'AREA

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale proposta a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche, **il Comune di Fiorano Modenese (MO)** risulta appartenente alla **classe di sismicità 2**, indicativa di una zona a media sismicità.

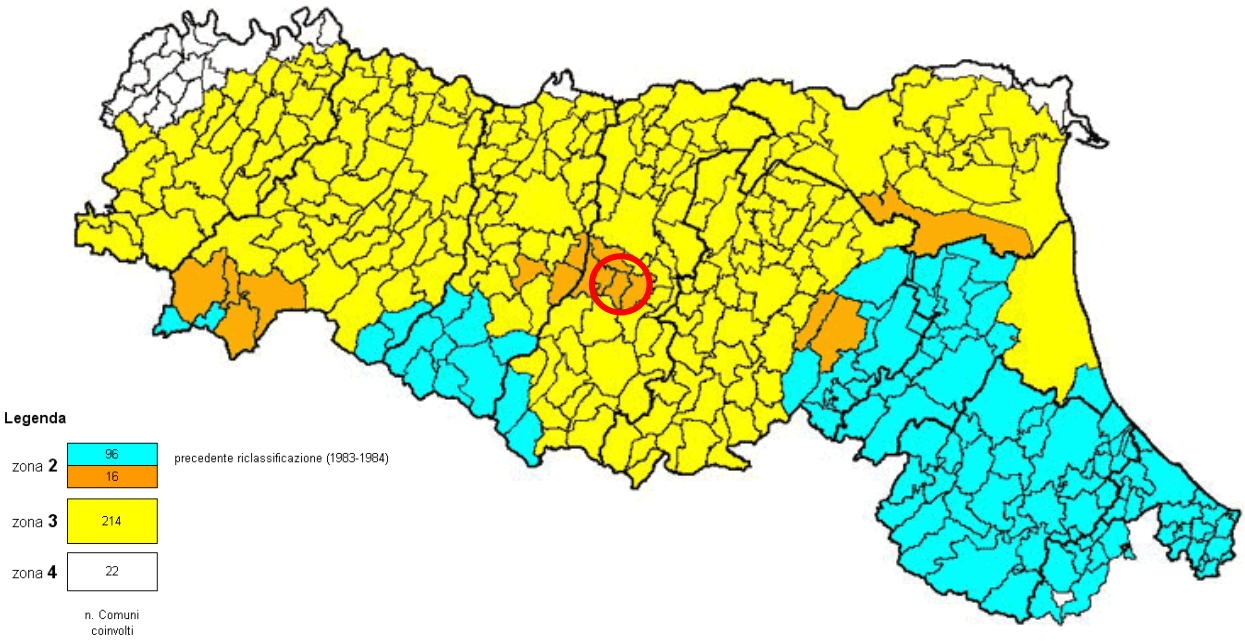


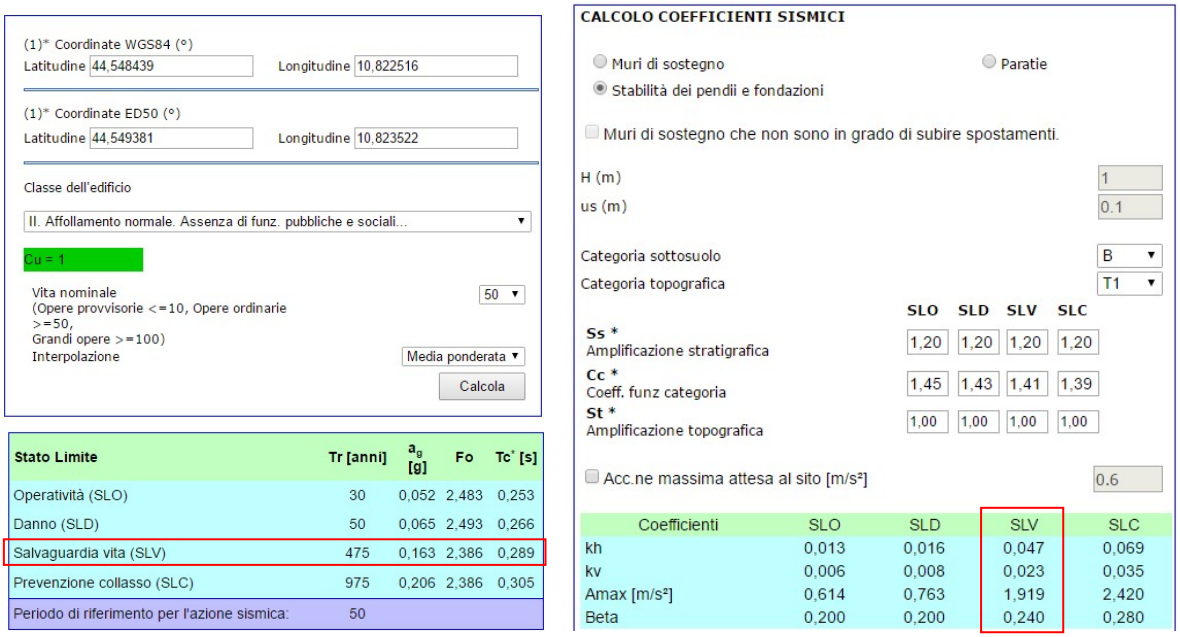
Figura 4.2.1 – Classificazione sismica vigente dei comuni della regione Emilia-Romagna, ed ubicazione del territorio comunale di Carpi.

La suddivisione del territorio nazionale in zone a diversa classe di sismicità, caratterizzate da un valore di accelerazione di picco ed un corrispondente spettro di risposta elastico da utilizzare nella progettazione, risulta in realtà superata dall'entrata in vigore delle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (N.N.T.C.), che ha limitato l'importanza della classificazione sismica alla gestione della pianificazione ed al controllo del territorio da parte degli enti pubblici.

Sulla base dei contenuti del **D.M. 14/01/2008 - N.N.T.C.** per ogni costruzione deve essere definita un'accelerazione di riferimento propria, in funzione delle coordinate geografiche dell'area e della vita nominale dell'opera.

Per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (**Sistema di riferimento ED50**): Latitudine: 44.549381°, Longitudine 10.823522°, in relazione ad un

periodo di riferimento $\mathbf{T_R}$ stimato di 475 anni, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa $\mathbf{a_g}$ pari a **$a_{g\ attesa}$= 0.163**.



(1)* Coordinate WGS84 (°)
Latitudine 44,548439 Longitudine 10,822516

(1)* Coordinate ED50 (°)
Latitudine 44,549381 Longitudine 10,823522

Classe dell'edificio
II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Cu = 1

Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100) 50
Interpolazione Media ponderata
Calcola

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0,052	2,483	0,253
Danno (SLD)	50	0,065	2,493	0,266
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,163	2,386	0,289
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,206	2,386	0,305
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

Muri di sostegno Paratie
Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m) 1
us (m) 0.1

Categoria sottosuolo B
Categoria topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss * Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
Cc * Coeff. funz categoria	1,45	1,43	1,41	1,39
St * Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,013	0,016	0,047	0,069
kv	0,006	0,008	0,023	0,035
Amax [m/s²]	0,614	0,763	1,919	2,420
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

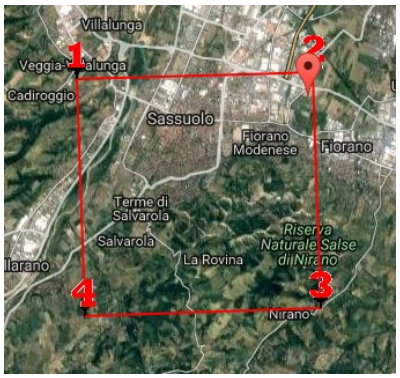


Fig. 4.2.2 - Parametri sismici caratteristici della maglia di punti riportata in figura, in cui ricade l'area oggetto del presente studio (da www.geostru.com/us/parametri-sismici/)

L'accelerazione orizzontale di picco attesa $\mathbf{a_g}$ è definita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. L'accelerazione $\mathbf{a_g}$ rappresenta uno dei parametri principali che definisce la **pericolosità sismica di base**, insieme ai parametri $\mathbf{F_0}$ e **Tc*** dello spettro di risposta elastico, desumibili nelle tabelle riportate sopra.

Ai fini della definizione dell'azione sismica, determinata la pericolosità sismica di base, occorre valutare gli **effetti di sito** mediante specifiche analisi di risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica, sulla base di quanto previsto dalle N.N.T.C., si può fare riferimento ad un approccio semplificato che **si basa sull'individuazione della**

categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche del sito, in funzione delle quali si definiscono l'entità dell'amplificazione stratigrafica e topografica.

Sulla base delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni" (D.M. 14 Gennaio 2008), e basandoci sui dati ottenuti dalle indagini geofisiche da noi eseguite **nel sito oggetto del presente studio,** si **classifica** il terreno di fondazione in oggetto, come appartenente alla **categoria B**

Si ricava quindi il **fattore stratigrafico S_s**, caratteristico del sito secondo le N.N.T.C. - D.M. 14/01/2008, mediante la seguente relazione, valida per sottosuoli di categoria **B**:

$$\mathbf{1.00 \leq S_s = 1.40 - (0.40 \bullet F_o \bullet a_g/g) \leq 1.20} \qquad (4.1)$$

dove:

- **F_o** = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2; per il sito oggetto di studio tale valore, calcolato mediante l'utilizzo di apposito software, risulta pari a **2.386**;
- **a_g/g** = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a **475** anni/accelerazione di gravità;
- **S_S** = coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione 4.1.1; per il sito oggetto di studio risulta pari a **1.20;**

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si ricava il fattore topografico **S_T** dalla seguente tabella:

Categoria topografica	Ubicazione opera/intervento	ST
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media ≤ 15°	**1.0**
T2	Pendii con inclinazione media > 15°	**1.2**
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15°≤ i ≤ 30°	**1.2**
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione madia > 30°	**1.4**

Per l'area studiata, sita, come suddetto in una zona di pianura e appartenente, quindi alla categoria topografica **T1**, si ottiene un fattore topografico **S_T** pari a **1.0**.

In base a tali valori del fattore stratigrafico **S_S** e del fattore topografico **S_T** si procede al calcolo dell' accelerazione massima orizzontale **A_{max}**:

$$\mathbf{A_{max} = S_S \bullet S_T \bullet a_g = 1.20 \bullet 1.0 \bullet 0.163\ g = 0.196_g}$$

4.4 MICROZONAZIONE SISMICA: Rischio Sismico

Secondo quanto esposto nell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna con deliberazione n.112 - oggetto n°2131 del 02/05/2007 e successiva modifica D.G.R. 2193/2015, sono stati forniti i criteri per l'individuazione delle aree soggette ad effetti locali e per la microzonazione sismica del territorio con particolare riguardo alla tipologia ed al livello di approfondimento degli studi da effettuare per una migliore definizione della risposta sismica locale.

La microzonazione sismica risulta essere un efficace strumento di prevenzione e riduzione del rischio sismico, in quanto rappresenta la suddivisione dettagliata del territorio in base al comportamento dei terreni durante un evento sismico e ai possibili effetti indotti (risposta sismica locale). Lo studio di microzonazione sismica consiste di due fasi: la prima vuole identificare le zone del territorio suscettibile di effetti locali, mentre la seconda ha come obiettivo la microzonazione del territorio attraverso due differenti livelli di approfondimento, un'analisi semplificata (secondo livello di approfondimento) o un'analisi più approfondita (terzo livello di approfondimento).

4.4.1 II LIVELLO DI APPROFONDIMENTO – ANALISI SEMPLIFICATA

Dalla consultazione del PTCP di Modena (**tav. n. 6** della presente relazione) e dello **Studio di Microzonazione Sismica di Secondo Livello del Comune di Fiorano Modenese** (aprile 2012) il lotto in oggetto ricade nelle aree soggette ad **approfondimenti di II livello**.

Per la valutazione del coefficiente di amplificazione litologico, nelle aree in cui è ritenuto sufficiente l'analisi semplificata, si utilizzano gli abachi, le formule e le procedure indicate nell'allegato A2 della DGR 2193/2015.

Si procede, pertanto, alla verifica del fattore di amplificazione secondo approccio DGR 2193/2015, attraverso la comparazione degli abachi contenuti nella predetta normativa, considerando i risultati ottenuti dalle indagini geognostiche eseguite in sito (indagini sismiche *Re.Mi. = 381 m/s e MASW: Vs_{30} = 390 m/s*)

L'area in oggetto, sulla scorta delle informazioni geologiche disponibili e precedentemente illustrate, risulta inserita in un contesto di **MARGINE di tipo B**, *caratterizzato da spessore dei terreni fini superiore a 30 m; gli strati grossolani sovrastano altri strati di terreni fini fino al substrato.* Si illustra successivamente la tabella di riferimento per la stima del fattore di amplificazione del moto sismico e delle relative intensità spettrali:

$Vs_{30}(m/s) \rightarrow$	150	200	250	300	350	400
F.A. PGA	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.5
F.A. SI1	1.9	1.9	1.9	1.8	1.7	1.6
F.A. SI2	2.9	2.8	2.5	2.3	2.1	2.0
F.A. SI3	3.3	3.1	2.7	2.4	2.2	2.0

Considerando i risultati delle indagini geofisiche eseguite, si ricavano per conseguenza i seguenti parametri:

F.A. P.G.A. = 1.5

F.A. SI1 = 1.6

F.A. SI2 = 2.0

F.A. SI3 = 2.3

dove:

- PGA= accelerazione massima orizzontale alla superficie
- SI = indice di Housner
- F.A. P.G.A.= Fattore di amplificazione P.G.A.
- F.A. S1 (intensità spettrale 0.1sec<T_o<0.5sec)
- F.A. S2 (intensità spettrale 0.5sec<T_o<1.0sec)
- F.A. S3 (intensità spettrale 1.0sec<T_o<1.5sec)

Adottando un fattore di amplificazione della PGA pari a 1.50 e un valore di PGA di base pari a 0.163g (Tr 475 anni SLV), si ottiene un valore di PGA in superficie pari a:

A_{max} = 0.245 g (Approccio DGR 2193/15 II livello di approfondimento)

4.3 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE - VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) – PAR.6.4 DM 14/01/08

In relazione a quanto esposto nel D.M. 14 Gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", si procede alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (**SLU**).

Nelle verifiche agli stati limite si distinguono:

- EQU: stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- STR: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- GEO: stato limite di resistenza del terreno.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$\mathbf{Ed \leq Rd}$$

Dove: Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni;
Rd = valore di progetto della resistenza del terreno.

Per quanto riguarda le **azioni**, i relativi coefficienti parziali γ_F sono indicati nella seguente tabella:

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parziale γ_F (o γ_F)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali[(1)]	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
[(1)] Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti					

Tab. n. 4. 1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, dove:
γ_{G1} = coefficiente parziale del peso proprio della struttura;
γ_{G2} = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili.

Si precisa che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

La **resistenza** Rd del terreno può essere determinata:

1) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella seguente tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi al particolare tipo di opera:

Parametro cui applicare il coefficiente parziale		**Coefficiente parziale γ_M**	**(M1)**	**(M2)**
Descrizione	**Simbolo**			
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

Tab. 4.2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

2) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati delle prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi al particolare tipo di opera;

3) sulla base di misure dirette effettuate su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi al particolare tipo di opera.

Si precisa che per le rocce ed i materiali lapidei, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_u, deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu} = 1,6$.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

La verifica nei confronti degli stati limite ultimi viene effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

a) SLU di tipo geotecnico (GEO):
   - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
   - Collasso per scorrimento sul piano di posa;
   - Stabilità globale.

b) SLU di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione Ed ≤ Rd sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.
- Stabilità globale, utilizzando la combinazione "2" (A2+M2+R2) e tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze globali

c) Le rimanenti verifiche devono essere effettuate seguendo almeno uno dei seguenti approcci (ed utilizzando i valori dei coefficienti parziali):

- **Approccio 1**: Combinazione 1 (A1+M1+R1)
  Combinazione 2 (A2+M2+R2)
- **Approccio 2**: Combinazione (A1+M1+R3)

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

Tab. 4.3: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Fattori correttivi sismici: Paolucci e Pecker (1997)

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma nei riguardi della determinazione del q_{lim} vengono introdotti, all'interno della formula di Terzaghi, i fattori correttivi z:

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot K_h \qquad z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0.35} \qquad z_\gamma = z_q$$

Dove il K_h è il coefficiente sismico orizzontale. Le verifiche sono state effettuate considerando quindi i seguenti parametri sismici:

- a_{MAX} (ag/g): **0.245g** (Approccio DGR 2193/15, II livello di approfondimento);
- coefficiente intensità sismica del terreno K_h: **0.047**

Nel nostro caso specifico, per quanto riguarda le **opere di fondazione ipotizzate**, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi è stato calcolato lo ***SLU sia a breve che a lungo termine*** per l'intervento in progetto**,** utilizzando i seguenti approcci di calcolo:

1) Approccio 1 - combinazione **2 (A2 + M2 + R2);**

2) Approccio 2 - combinazione 1 **(A1 + M1 + R3).**

Utilizzando, quindi, l'**Approccio 1**, combinazione **2 (A2+M2+R2),** lo stato limite ultimo nel caso in esame, ottenuto in condizioni "**non drenate"** dove **Cu ≠ 0 e φ = 0,** applicando il coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata, secondo la seguente relazione: **Cu_d = Cuk / 1.4,** dove **Cu_d** = **coesione non drenata di progetto** e **Cu_k** = **coesione non drenata caratteristica**, sarà pari a

SLU **CONDIZIONE STATICA [Terzaghi]**
BREVE TERMINE CONDIZIONI NON DRENATE - F.S. 1.8

Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	**Carico limite ultimo SLU**
- 1.00 m da p.c.	B = 1.50 m	**1.46 kg/cm^2 ≈ 146 kN/m^2**

Utilizzando sempre l'**Approccio 1**, combinazione **2 (A2 + M2 + R2)** si è calcolato lo stato limite ultimo in condizioni **"drenate"**, con **c' ≠ 0** e **φ ≠ 0,** utilizzando un **angolo di attrito caratteristico** del valore **φ'k = 23°** e una **coesione efficace caratteristica** del valore **c'_k = 6.0 kPa.** Applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione: **tg φ'd = tg φ'k /1.25** si ottiene il valore **di angolo d'attrito di progetto**: **φ'd ≈ 18°** ed una **coesione caratteristica di progetto** di **c'_d = 4.8 kPa** Quindi, secondo la formula di Terzaghi, si ottiene per l'intervento in progetto, uno stato limite ultimo pari a:

SLU **CONDIZIONE STATICA [Terzaghi]**
LUNGO TERMINE CONDIZIONI DRENATE - F.S. 1.8

Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	**Carico limite ultimo SLU**
- 1.00 m da p.c.	B = 1.50 m	**1.37 kg/cm^2 ≈ 137 kN/m^2**

SLU **CONDIZIONE SISMICA PSEUDOSTATICA** [Paolucci e Pecker]
LUNGO TERMINE CONDIZIONI DRENATE - F.S. 1.8

Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	**Carico limite ultimoSLU**
- 1.00 m da p.c.	B = 1.50 m	**1.57 kg/cm^2 ≈ 157 kN/m^2**

Utilizzando invece l'**Approccio 2**, combinazione **(A1+M1+R3)** il carico limite ultimo nel caso in esame, ottenuto in condizioni "**non drenate",** dove **Cu ≠ 0 e φ = 0,** applicando il coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata secondo la seguente relazione **Cu_d = Cu_k / 1.0,** per cui si avrà **Cu_d = Cu_k,** dove **Cud** = **coesione non drenata di progetto** e **Cu_k** = **coesione non drenata caratteristica**, sarà pari a:

SLU **CONDIZIONE STATICA** [Terzaghi]
BREVE TERMINE CONDIZIONI NON DRENATE - F.S. 2.3

Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	**Carico limite ultimo SLU**
- 1.00 m da p.c.	B = 1.50 m	**1.57 kg/cm^2 ≈ 157 kN/m^2**

Per quanto riguarda il carico limite ultimo in condizioni **"drenate"**, dove **c' ≠ 0** e **φ ≠ 0,** sempre seguendo l'**Approccio 2**, combinazione **(A1 + M1 + R3)** è stato considerato un **angolo di attrito caratteristico** del valore **φ'_k = 23°** ed una **coesione efficace caratteristica** del valore **c'_k = 6.0 kPa.** Essendo i coefficienti parziali di riduzione dei parametri geotecnici uguali a **γ_M = 1.0** si ottengono i seguenti valori di progetto: **φ'_d = 23°** e **c'_d = 6.0 kPa.** Quindi, secondo la formula di Terzaghi, si ottiene, per l'intervento in progetto, uno stato limite ultimo pari a:

SLU **CONDIZIONE STATICA** [Terzaghi]
LUNGO TERMINE CONDIZIONI DRENATE - F.S. 2.3

Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	**Carico limite ultimo SLU**
- 1.00 m da p.c.	B = 1.50 m	**1.79 kg/cm^2 ≈ 179 kN/m^2**

SLU **CONDIZIONE SISMICA PSEUDOSTATICA** [Paolucci e Pecker]
LUNGO TERMINE CONDIZIONI DRENATE - F.S. 2.3

Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	**Carico limite ultimo SLU**
- 1.00 m da p.c.	B = 1.50 m	**1.74 kg/cm^2 ≈ 174 kN/m^2**

4.4 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. I fenomeni di liquefazione interessano i **depositi sabbiosi saturi** e dipendono da:

- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;
- genesi e storia geologica dei terreni;
- fattori ambientali.

Un ***terreno incoerente saturo***, in assenza di sollecitazioni sismiche, è soggetto soltanto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti (in campo libero e con superficie piana).
Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la

pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza.

Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Di conseguenza, maggiore è la ***durata di un terremoto*** (maggior numero di cicli), più alta è la possibilità che si arrivi alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'***ampiezza della vibrazione*** e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione.

Il terreno può essere però soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie o alla sua particolare posizione (per es. al di sotto di un versante). In questo caso l'instaurarsi del fenomeno della liquefazione dipende, oltre che dalle caratteristiche del sisma, anche dal rapporto che si stabilisce tra le tensioni di taglio indotte da quest'ultimo e quelle statiche preesistenti al terremoto.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso.

Tanto minore è il ***grado di addensamento*** del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Anche la ***distribuzione***, la ***forma delle particelle*** e il ***grado di uniformità*** influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso.

Per quanto riguarda la ***storia delle sollecitazioni sismiche***, si può affermare che precedenti deformazioni moderate influiscano positivamente sulla resistenza del deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di riliquefazione.

I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti. A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo.

Inoltre, la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile e omogenea per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità.

Dopo aver caratterizzato il terreno attraverso l'interpretazione di dati da prove penetrometriche statiche CPT, è stata eseguita una stima del rischio di liquefazione di terreni sotto falda in condizioni sismiche, mediante il metodo semplificato di **"Robertson e Wride"**.

I metodi semplificati richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'*accelerazione sismica orizzontale massima* in superficie e della *magnitudo di riferimento*.

I dati del sisma di progetto sono stati ricavati attraverso l'analisi probabilistica dei dati del Catalogo Sismico Nazionale.

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la **resistenza al taglio mobilitabile nello strato** (**R**) e lo **sforzo tangenziale indotto dal sisma** (**T**). In pratica si avrà:

$$F_s = \frac{R}{T}$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione se il coefficiente di sicurezza Fs sarà minore di 1.

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

La grandezza **T** viene ricavata attraverso la relazione:

$$T = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} r_d \frac{1}{MSF};$$

dove:

a_{max}	= accelerazione sismica massima;
g	= accelerazione di gravità = 980.7 cm/s^2;
σ_{v0}	= pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
σ_{v0}'	= pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;
r_d	= coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema: r_d=1-0.00765z per z≤9.15 m r_d=1.174-0.0267z per 9.15<z≤23 m r_d=0.774-0.008z per 23<z≤30 m r_d=0.5 per z>30 m
MSF	= coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma.

Il metodo di **Robertson e Wride** permette di correlare la resistenza al taglio **R** mobilitata nel terreno con i risultati delle prove penetrometriche statiche (CPT). La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$R = 0.883\left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000}\right] + 0.05 \qquad \text{per } (q_{c1n})_{cs} < 50 \text{ e}$$

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

La grandezza $(q_{c1n})_{cs}$ rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente.
Viene considerato **non** liquefacibile un deposito in cui sia Fs>1.

Calcolo dell'indice di liquefacibilità

Una stima del rischio di liquefazione complessivo lungo una verticale di calcolo viene fornita dal parametro indice di liquefazione **IL**. Tale indice viene definito dalla seguente relazione:

$$IL = \sum_{i=1}^{n} FW(z)\Delta z$$

dove:

n = numero degli intervalli di calcolo di Fs lungo la verticale;
F = 1-Fs per Fs≤1 e F = 0 per Fs>1;
Δz = spessore dell'intervallo di calcolo;
W(z) = 10 – 0,5z, con z = profondità di calcolo (massimo 20 m).

In base al valore di IL ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso la seguente tabella:

IL	**Rischio di liquefazione**
IL=0	Molto basso
0<IL≤5	Basso
5<IL≤15	Alto
15<IL	Molto alto

La verifica alla liquefazione è stata eseguita considerando una magnitudo di riferimento **M = 6.14,** un'accelerazione massima al suolo **A_{max} = 0.245g** (calcolata secondo **Approccio DGR 2193/15 II livello di approfondimento)** e ipotizzando la soggiacenza della falda freatica alla profondità di **D_w = –1.00 m da p.c.**. Si è così ottenuto, per l'area in esame, un

valore di **indice di liquefazione (Metodo di Robertson e Wride, 1997)** pari a **IL = 0.0**, corrispondente ad un **rischio di liquefazione molto basso**.

5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il presente studio geologico - geotecnico e sismico è relativo al sottosuolo di un'area che sarà interessata da interventi edilizi su un fabbricato esistente, sita in via Montagnana nel Comune di Fiorano Modenese (MO).

Sulla base dei dati emersi dalle indagini geotecniche eseguite (§ 2.2), si fornisce per il terreno di fondazione indagato, il **modello geotecnico** medio riportato nel § 3.1 della presente relazione.

Per l'intervento in progetto è stata eseguita una stima della **capacità portante** del terreno di fondazione relativamente a delle **fondazioni superficiali nastriformi in c.a**. approfondite alla quota **D = -1.00 m da p.c.**

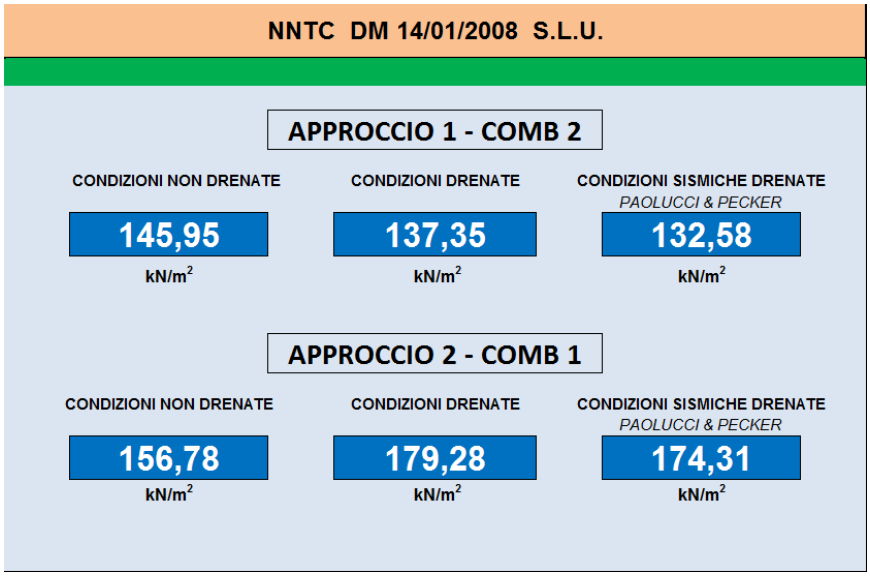
In relazione a quanto esposto nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni in zona sismica del Gennaio 2008, redatto dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, si è proceduto alla **verifica nei confronti degli stati limite ultimi** (**SLU**). Nel nostro caso specifico, per quanto riguarda le **opere di fondazione**, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi è stato calcolato l'SLU sia **a breve che a lungo termine** per l'intervento in progetto, utilizzando i seguenti approcci di calcolo:

a) **Approccio 1**, combinazione **2 (A2 + M2 + R2);**
b) **Approccio 2** combinazione **(A1 + M1 + R3)**.

I risultati sono visibili nel § 4.3.

Si riassumono nella seguente tabella i valori di portanza del terreno di fondazione calcolati agli stati limite ultimi **SLU** relativamente alle fondazioni ipotizzate e sopra descritte.

PRESSIONE AMMISSIBILE T.A.	
B = 1.50 m	**1.20 kg/cm^2 ≈ 120 kN/m^2**



Si ricorda che i valori di portanza, di cedimenti e di stati limite ultimi sopra riportati sono relativi a delle fondazioni nastriformi da noi ipotizzate; in fase di progettazione esecutiva sarà pertanto necessario eseguire nuovamente la stima di questi parametri considerando i dati strutturali definitivi.

La **caratterizzazione sismica** del sito è stata condotta sulla base di un'indagine sismica di tipo MASW e un'indagine sismica di tipo Re.Mi. eseguite in sito (§ 4.1), che hanno permesso di determinare che:

- la velocità media delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità $\mathbf{V_{s30}}$ ha i seguenti valori:

indagine MASW	Vs_{30}=**396 m/s**
Indagine Re.Mi.	Vs_{30}=**408 m/s**

- sulla base delle N.N.T.C., e tenendo conto dell'indagine sismica sopraccitata, si classifica il terreno di fondazione in oggetto come appartenente alla **categoria B,** corrispondente a

> "ROCCE TENERE E DEPOSITI DI TERRENI A GRANA GROSSA MOLTO ADDENSATI O TERRENI A GRANA FINA MOLTO 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 **360 M/S** E **800 M/S** (OVVERO CON VALORI DI $N_{SPT,30}$ > **50** NEI TERRENI A GRANA GROSSA E Cu_{30} > **250 KPA** NEI TERRENI A GRANA FINA)".

Inoltre, secondo quanto indicato dalle N.N.T.C., per ogni costruzione deve essere definita un'accelerazione di riferimento propria, in funzione delle coordinate geografiche dell'area e della vita nominale dell'opera. All'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (**Sistema di riferimento ED50**): Latitudine: 44.549381°, Longitudine 10.823522°, in relazione ad un periodo di riferimento T_R stimato di 475 anni, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa a_g pari a **$a_{g\ attesa}$= 0.163**.

La presente relazione è stata redatta in accordo con i nuovi indirizzi di Microzonazione sismica della Regione Emilia Romagna (**DGR 2193/2015**). In accordo con la predetta normativa e sulla scorta delle prescrizioni di piano (PSC del Comune di Campogalliano) è stata eseguita una valutazione del fattore di amplificazione e delle relative intensità spettrali secondo uno studio di II livello di approfondimento. Considerando i risultati delle indagini geofisiche eseguite, si ricavano per conseguenza i seguenti parametri:

F.A. P.G.A. = 1.5

F.A. SI1 = 1.6

F.A. SI2 = 2.0

F.A. SI3 = 2.3

Adottando un fattore di amplificazione della PGA pari a 1.50 e un valore di PGA di base pari a 0.163g (Tr 475 anni SLV), si ottiene un valore di PGA in superficie pari a:

A_{max} = 0.245 g (Approccio DGR 2193/15 II livello di approfondimento)

La verifica alla liquefazione è stata eseguita considerando una magnitudo di riferimento **M = 6.14,** un'accelerazione massima al suolo **A_{max} = 0.245g** (calcolata secondo **Approccio DGR 2193/15 II livello di approfondimento)** e ipotizzando la soggiacenza della falda freatica alla profondità di **D_w = –1.00 m da p.c.**. Si è così ottenuto, per l'area in esame, un valore di **indice di liquefazione (Metodo di Robertson e Wride, 1997)** pari a **IL = 0.0**, corrispondente ad un **rischio di liquefazione molto basso**.

A disposizione per ulteriori chiarimenti cogliamo l'occasione per porgere distinti saluti.

Modena, 30 marzo 2017

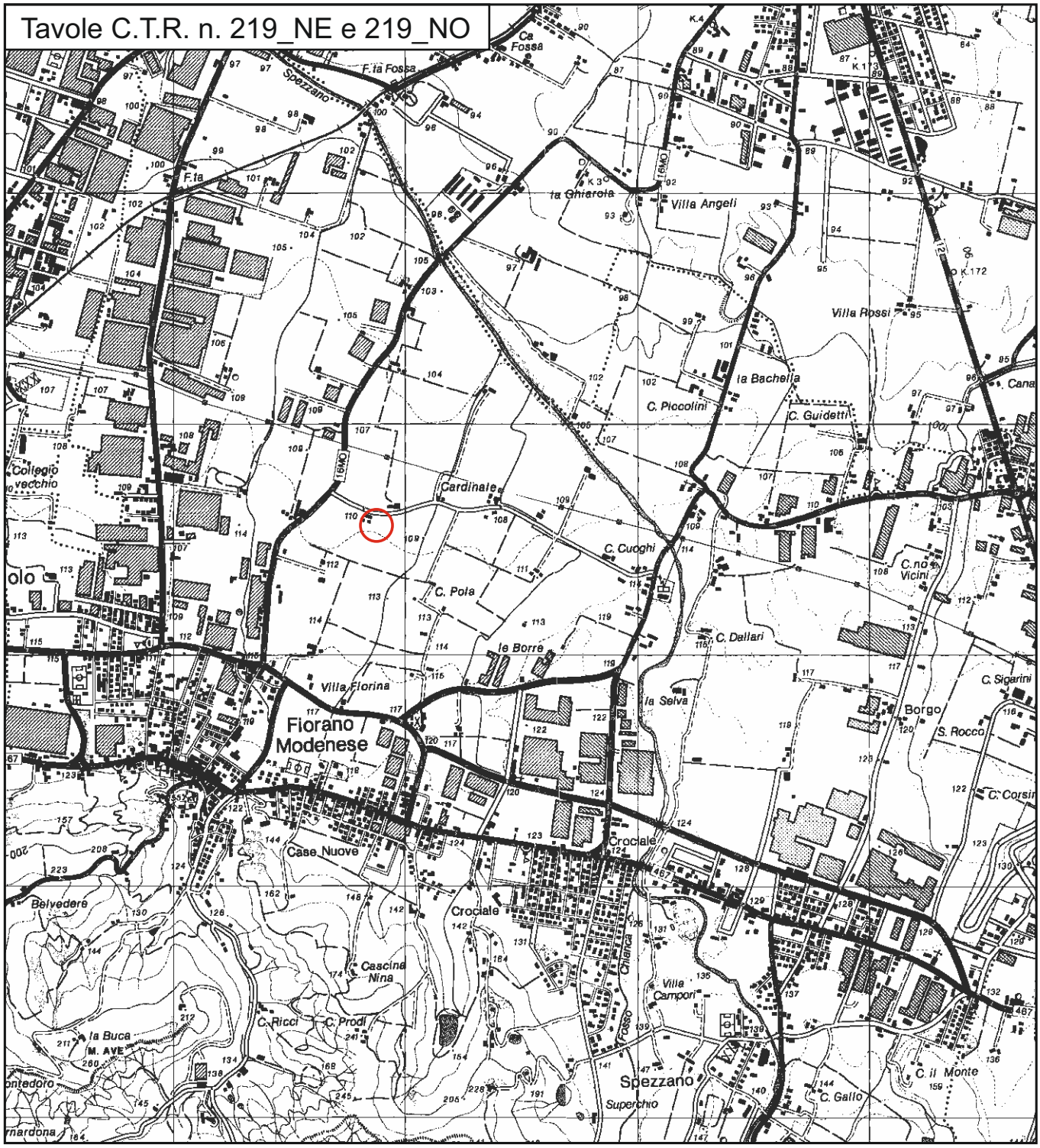
Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

G E O G R O U P s.r.l.
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41123 Modena
Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019
p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

TAVOLE

Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019 – e-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA :02981500362 – www.geogroupmodena.it

GEO GROUP s.r.l.
Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41123 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - E-mail: info@geogroupmodena.it



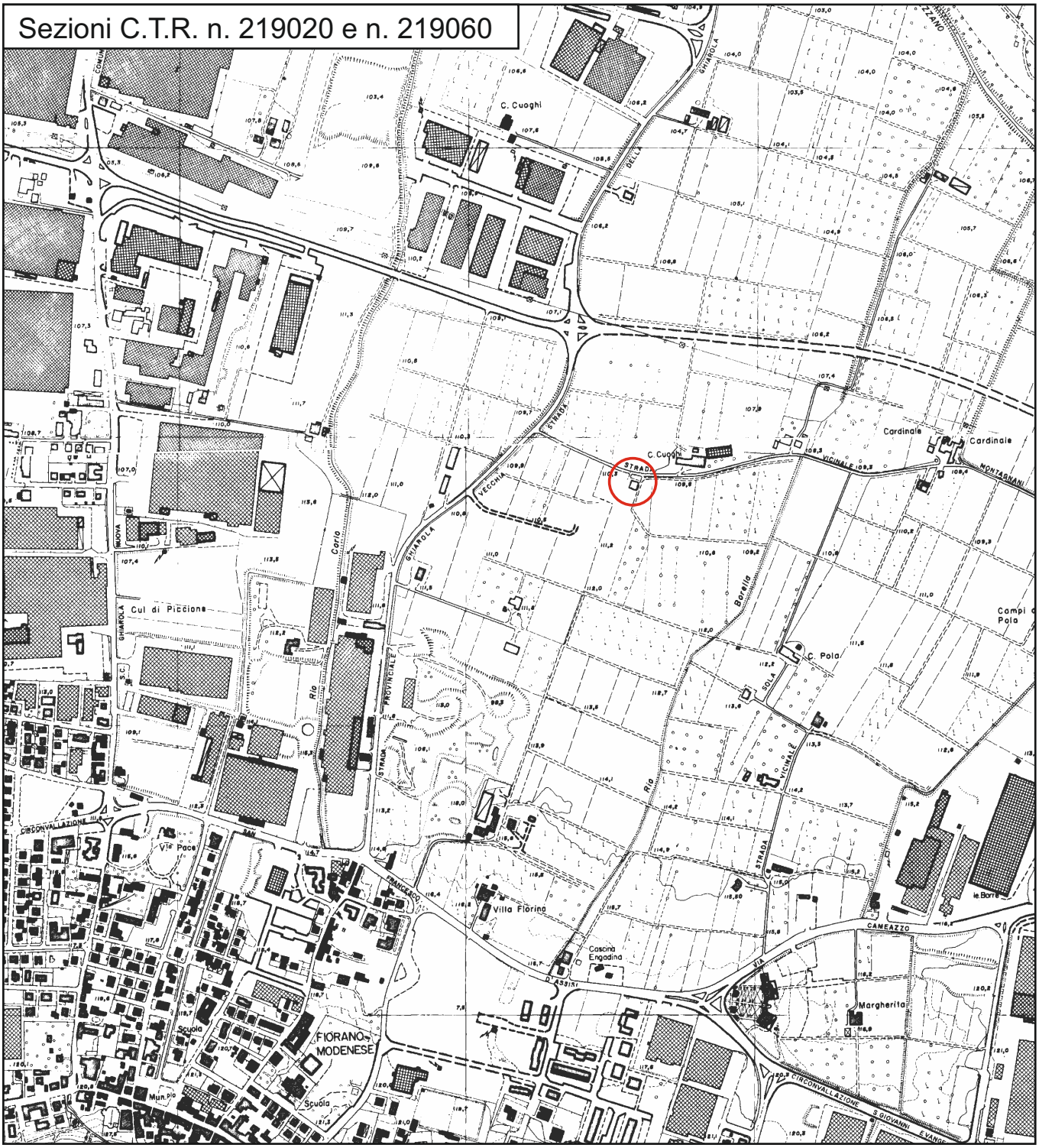
Tav. n. 1 “Carta Corografica”

Scala 1: 25000

Area di interesse

GEO GROUP s.r.l.
Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it

Sezioni C.T.R. n. 219020 e n. 219060

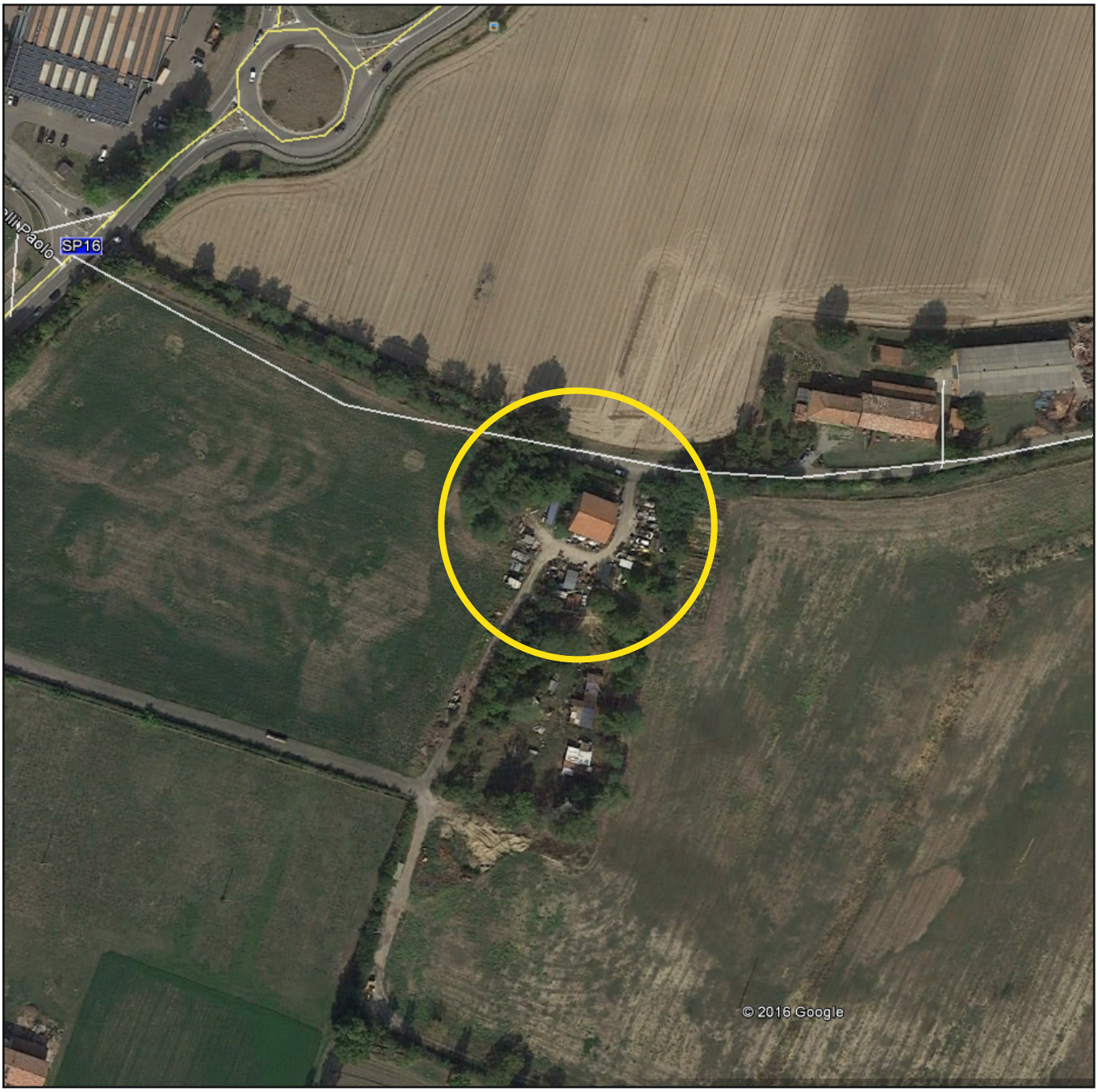


Tav. n. 2 “Carta Topografica”

Scala 1: 10000

Area di interesse

GEO GROUP S.R.L.
Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - e-mail: info@gegroupmodena.it



Tav. n. 3 “Ripresa satellitare dell’area di interesse”

(tratta da “Google Earth”)

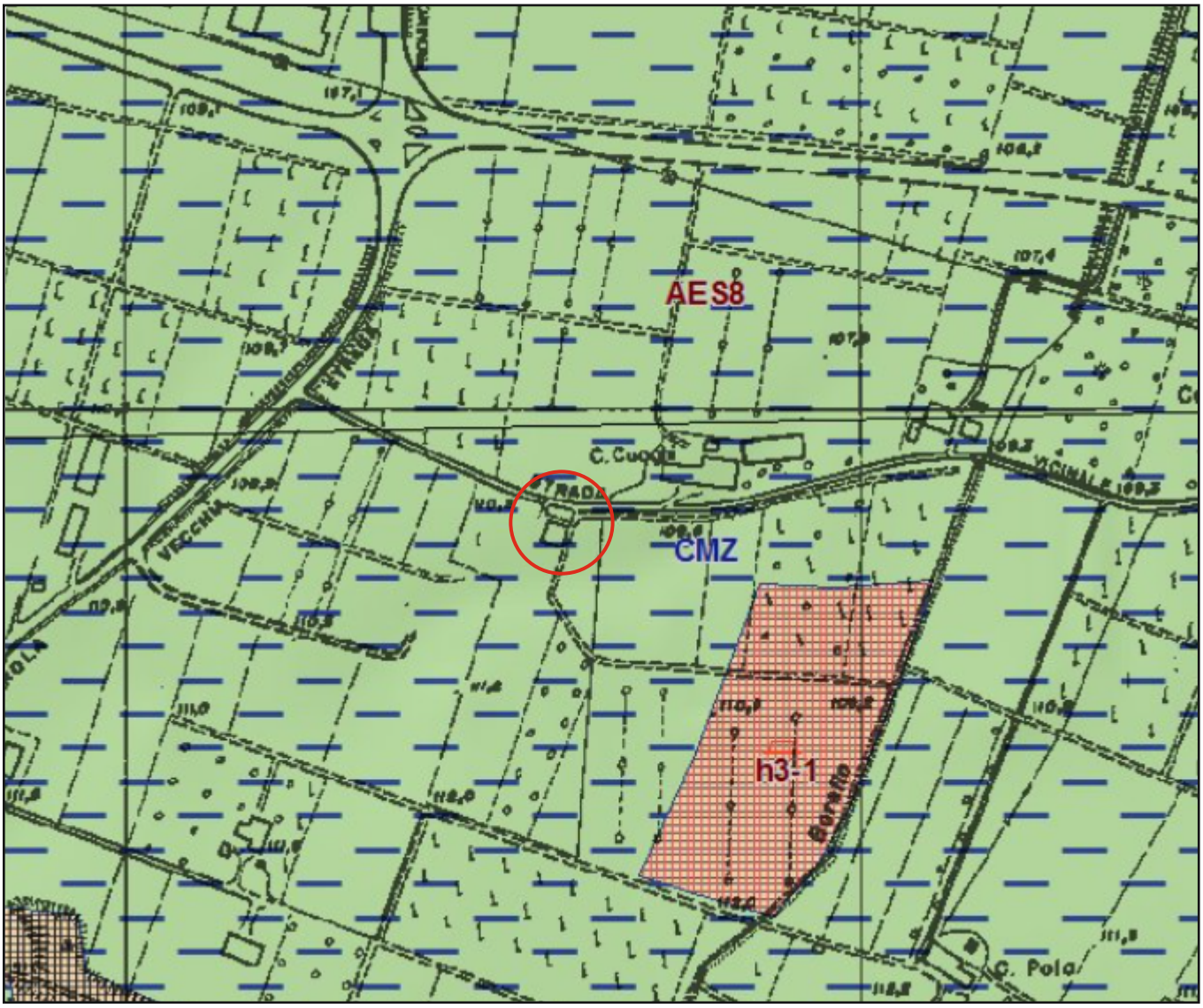
Scala grafica

Area oggetto di studio

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

182, via C. Costa 41123 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - E-mail: info@geogroupmodena.it



Tav. n. 4 “Carta della litologia di superficie”

Scala 1: 5000

Legenda

Linee geomorf./antrop. (10K)

- orlo di terrazzo fluviale

Ambienti deposiz. e litologie (10K)

- Ghiaia Sabbiosa - Piana alluvionale
- Limo - Piana alluvionale

Coperture quaternarie (10K)

- AES7a - Unità di Niviano
- AES7b - Unità di Vignola
- AES8 - Subsintema di Ravenna
- AES8a - Unità di Modena
- b1 - Deposito alluvionale in evoluzione
- h - Deposito antropico
- h3-1 - Cava attiva
- h3-3 - Cava riempita

Limiti di unità geologiche (10K)

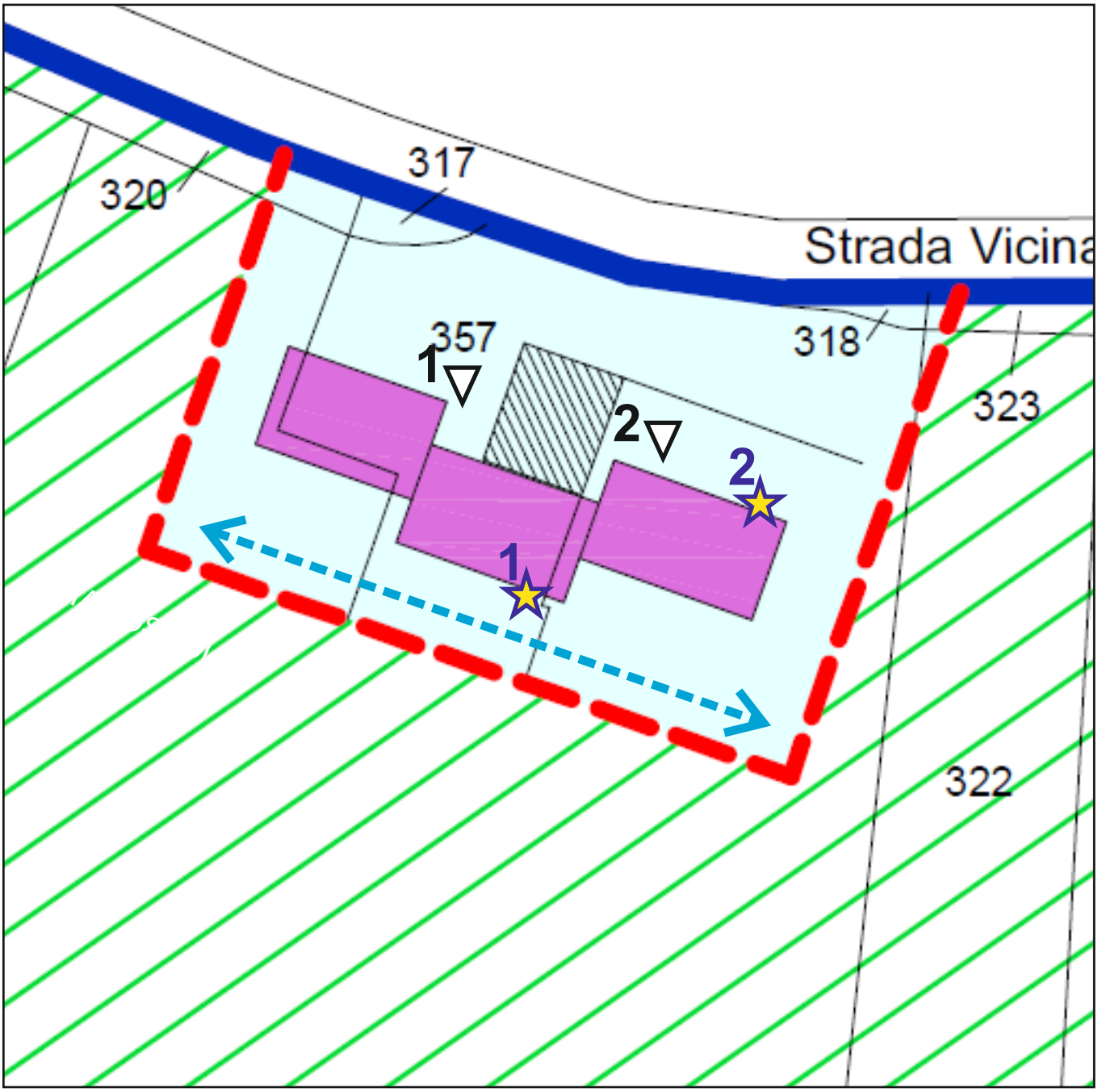
- faglia certa
- limite di natura incerta

Unità geologiche (10K)

- CMZ - Sintema di Costamezzana
- FAA - Argille Azzurre

tratto da servizio geologico sismico e dei suoli — RegioneEmilia-Romagna

GEO GROUP S.R.L.
Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - e-mail: info@geogroupmodena.it



Tav. n. 5 “Indagini geognostiche”

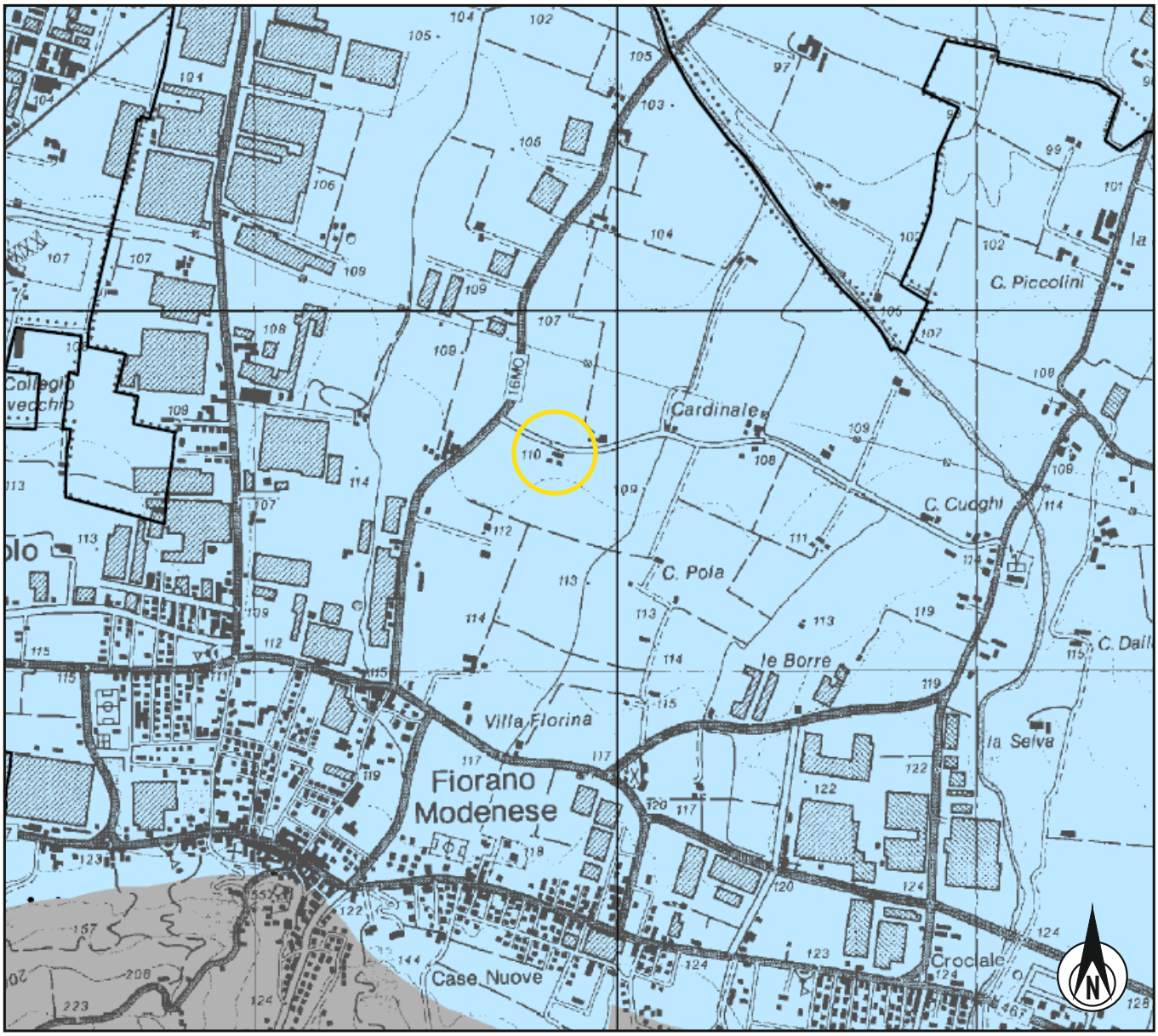
Scala grafica

prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT

indagini sismiche HVSR

indagini sismiche MASW e Re.Mi.

GEO GROUP s.r.l.
Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it



Tav. n. 6
"PTCP - Rischio sismico: carta delle aree suscettibili di effetti locali"

Scala grafica

LEGENDA

Area di interesse

	5	**Area potenzialmente soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche** studi*: valutazione del coefficiente di amplificazione litologico; microzonazione sismica*: approfondimenti di II livello.

tratto da

ALLEGATO 1

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PUNTA MECCANICA CPT

Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019 – e-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA :02981500362 – www.geogroupmodena.it

GEO GROUP S.R.L.
via Cesare Costa, 182 - 41100 Modena

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA
FATTORI DI CONVERSIONE

Strumento utilizzato:
Pagani TG63-100 -

Caratteristiche:

- punta conica meccanica Ø 35.7 mm, area punta Ap = 10 cm²
- punta conica meccanica angolo di apertura: α = 60°
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' (Ø = 35.7 mm - h = 133 mm - Am = 150 cm²)
- velocità di avanzamento costante V = 2 cm/sec (± 0,5 cm / sec)
- spinta max nominale dello strumento Smax variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione CT = SPINTA (Kg) / LETTURA DI CAMPAGNA
  (dato tecnico legato alle caratteristiche del penetrometro utilizzato, fornito dal costruttore)

fase 1 - resistenza alla punta: qc (MPa) = (L1) x CT /10

fase 2 - resistenza laterale locale: fs (kPa) = [(L2) - (L1)] x CT / 150

fase 3 - resistenza totale : Rt (kPa) = (Lt) x CT

- Prima lettura = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta (fase 1)
- Seconda lettura = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)
- Terza lettura = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

N.B. : la spinta S (Kg) , corrispondente a ciascuna fase , si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione CT .

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

CONVERSIONI
1 kN (kiloNewton) = 1000 N ≈ 100 kg = 0,1 t
1 MN (megaNewton) = 1.000 kN = 1.000.000 N ≈ 100 t
1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m² = 0,001 MN/m² = 0,001 MPa ≈ 0,1 t/m² = 0,01 kg/cm²
1 MPa (megaPascal) = 1 MN/m² = 1.000 kN/m² = 1000 kPa ≈ 100 t/m² = 10 kg/cm²
1 kg/cm² = 10 t/m² ≈ 100 kN/m² = 100 kPa = 0,1 MN/m² = 0,1 MPa
1 t = 1000 kg ≈ 10 kN

GEO GROUP S.R.L.
via Cesare Costa, 182 - 41100 Modena

LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE CORRELAZIONI GENERALI

Valutazioni in base al rapporto: F = (qc / fs)
Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977
Valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

F = qc / fs	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
F ≤ 1470 kPa	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
1470 kPa < F ≤ 2940 kPa	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
2940 kPa < F ≤ 5880 kPa	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
F > 5880 kPa	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

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

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

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

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

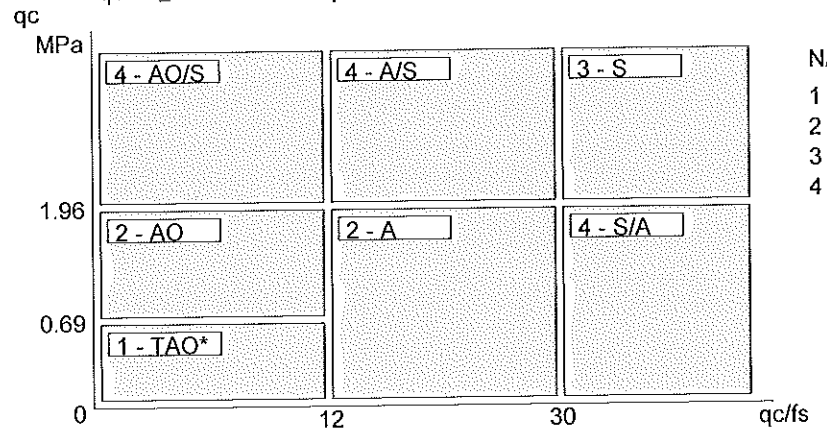
GEO GROUP S.R.L.
via Cesare Costa, 182 - 41100 Modena

LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI
SPECIFICHE TECNICHE

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

qc ≤ 1.96 MPa : possibili terreni COESIVI — anche se (qc / fs) > 30

qc ≥ 1.96 MPa : possibili terreni GRANULARI — anche se (qc / fs) < 30



NATURA LITOLOGICA
1 - COESIVA (TORBOSA) ALTA COMPRIM.
2 - COESIVA IN GENERE
3 - GRANULARE
4 - COESIVA / GRANULARE

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

γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : γ' - qc - natura]
(Terzaghi & Peck 1967 - Bowles 1982)

$\sigma'vo$ = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')

Cu = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : Cu - qc]

OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - Cu - σ 'vo]
(Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)

Eu = modulo di deformazione non drenato (terreni coesivi) [correl. : Eu - Cu - OCR - Ip Ip= ind.plast.]
Eu50 - Eu25 corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976)

E' = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [correlazioni : E' - qc]
E'50 - E'25 corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (coeff. di sicurezza F = 2 - 4 rispettivamente)
Schmertmann 1970 / 1978 - Jamiolkowski ed altri 1983)

Mo = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [correl. : Mo - qc - natura]
Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973)

Dr = densità relativa (terreni granulari N. C. - normalmente consolidati)
[correlazioni : Dr - Rp - σ 'vo (Schmertmann 1976)]

Ø' = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : Ø' - Dr - qc$_\sigma$ 'vo)
ØCa - Caquot (1948)
ØDB - De Beer (1965)
ØDM - Durgunoglu & Mitchell (1975) (sabbie N.C.)
ØKo - Koppejan (1948)
ØSc - Schmertmann (1978)
ØMe - Meyerhof (1956 / 1976) (sabbie limose)

F.L. = accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)
(g = accelerazione gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (Amax/g) - Dr]

Vs = velocità di propagazione delle onde sismiche (Iyisan 1996)

GEO GROUP S.R.L.
via Cesare Costa, 182 - 41100 Modena

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

CPT	1
riferimento	792-2017
certificato n°	7861

Committente: **studio tecnico**
Cantiere: **studio del terreno di fondazione**
Località: **Fiorano Modenese (MO) via Montagani**

U.M.: MPa | Data esec.: 16/03/2017
Pagina: 1/4 | Data certificato: 27/03/2017
Elaborato: | Falda: Non rilevata

H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %
0.20	0.00	0.00		0.00	140.00	0	
0.40	19.00	40.00		1.86	107.00	18	5.6
0.60	14.00	30.00		1.37	147.00	10	10.5
0.80	16.00	38.00		1.57	107.00	15	6.7
1.00	14.00	30.00		1.37	80.00	18	5.7
1.20	12.00	24.00		1.18	120.00	10	10.0
1.40	17.00	35.00		1.67	93.00	18	5.5
1.60	20.00	34.00		1.96	100.00	20	5.0
1.80	17.00	32.00		1.67	107.00	16	6.3
2.00	39.00	55.00		3.82	160.00	24	4.1
2.20	76.00	100.00		7.45	133.00	57	1.8
2.40	54.00	74.00		5.29	333.00	16	6.2
2.60	50.00	100.00		4.90	400.00	13	8.0
2.80	50.00	110.00		4.90	467.00	11	9.3
3.00	50.00	120.00		4.90	487.00	10	9.7
3.20	52.00	125.00		5.10	340.00	15	6.5
3.40	49.00	100.00		4.80	353.00	14	7.2
3.60	43.00	96.00		4.21	220.00	20	5.1
3.80	40.00	73.00		3.92	267.00	15	6.7
4.00	40.00	80.00		3.92	273.00	15	6.8
4.20	35.00	76.00		3.43	240.00	15	6.9
4.40	35.00	71.00		3.43	247.00	14	7.1
4.60	43.00	80.00		4.21	333.00	13	7.7
4.80	40.00	90.00		3.92	400.00	10	10.0
5.00	40.00	100.00		3.92	353.00	11	8.8
5.20	40.00	93.00		3.92	140.00	29	3.5
5.40	35.00	56.00		3.43	320.00	11	9.1
5.60	40.00	88.00		3.92	267.00	15	6.7
5.80	38.00	78.00		3.72	300.00	13	7.9
6.00	35.00	80.00		3.43	307.00	11	8.8
6.20	38.00	84.00		3.72	293.00	13	7.7
6.40	36.00	80.00		3.53	253.00	14	7.0
6.60	37.00	75.00		3.63	260.00	14	7.0
6.80	35.00	74.00		3.43	260.00	13	7.4
7.00	36.00	75.00		3.53	240.00	15	6.7
7.20	44.00	80.00		4.31	287.00	15	6.5
7.40	35.00	78.00		3.43	220.00	16	6.3
7.60	24.00	57.00		2.35	113.00	21	4.7
7.80	27.00	44.00		2.65	127.00	21	4.7
8.00	46.00	65.00		4.51	200.00	23	4.3
8.20	50.00	80.00		4.90	333.00	15	6.7
8.40	60.00	110.00		5.88	467.00	13	7.8
8.60	60.00	130.00		5.88	333.00	18	5.6
8.80	50.00	100.00		4.90	133.00	38	2.7
9.00	350.00	370.00		34.30	133.00	263	0.4
9.20	380.00	400.00		37.24			

H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %

H = profondità
L1 = prima lettura (punta)
L2 = seconda lettura (punta + laterale)
Lt = terza lettura (totale)
CT =10.00 costante di trasformazione

qc = resistenza di punta
fs = resistenza laterale calcolata 0.20 m sopra quota qc
F = rapporto Begemann (qc / fs)
Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)*100

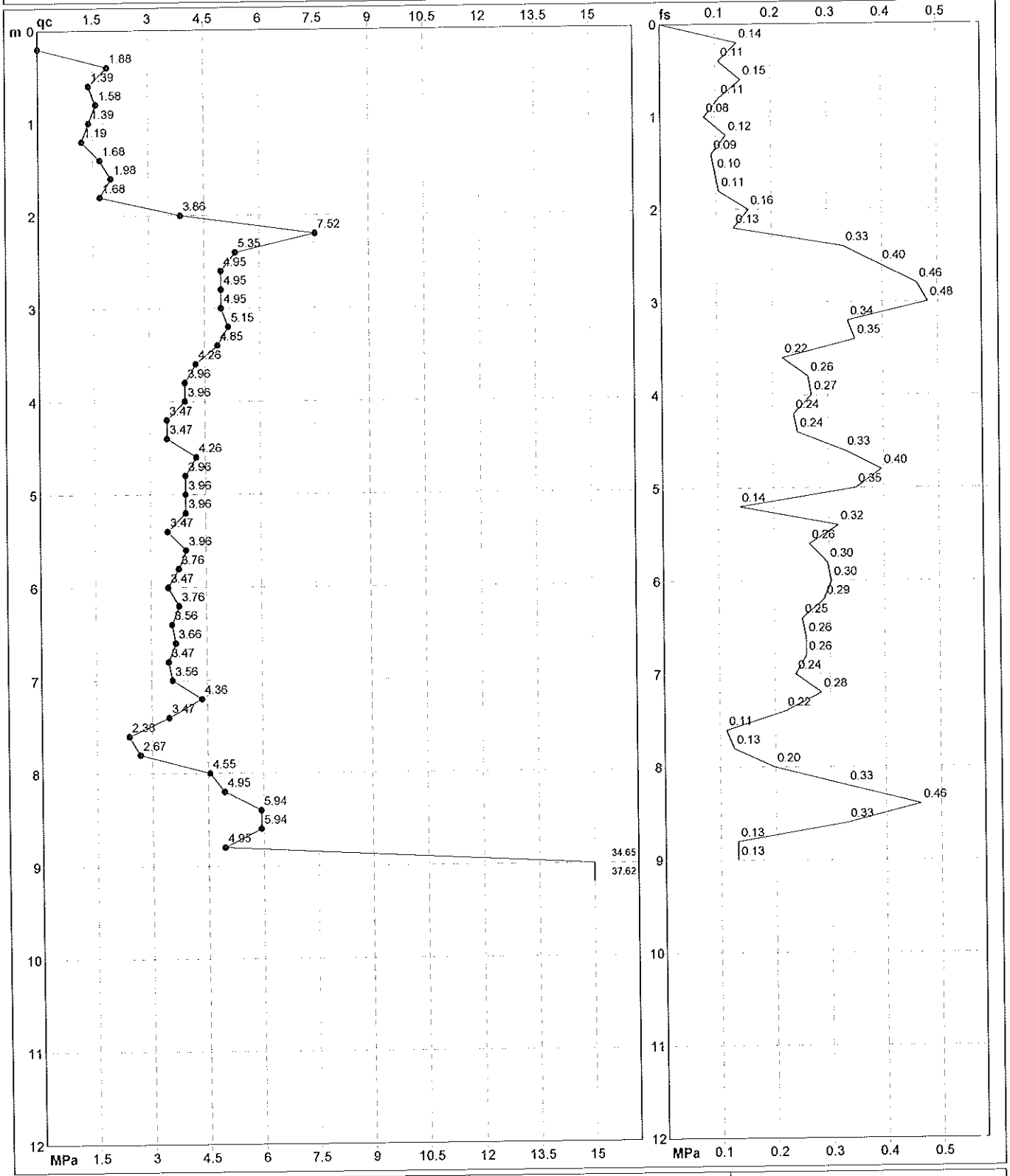
GEO GROUP S.R.L.
via Cesare Costa, 182 - 41100 Modena

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
DIAGRAMMI DI RESISTENZA

CPT	1
riferimento	792-2017
certificato n°	7861

Committente: studio tecnico
Cantiere: studio del terreno di fondazione
Località: Fiorano Modenese (MO) via Montagani

U.M.: MPa | Scala: 1:60 | Pagina: 2/4 | Elaborato:
Data esec.: 16/03/2017
Data certificato: 27/03/2017
Falda: Non rilevata



Penetrometro: Pagani TG63-100
Responsabile: Dott. Pier Luigi Dallari
Assistente:

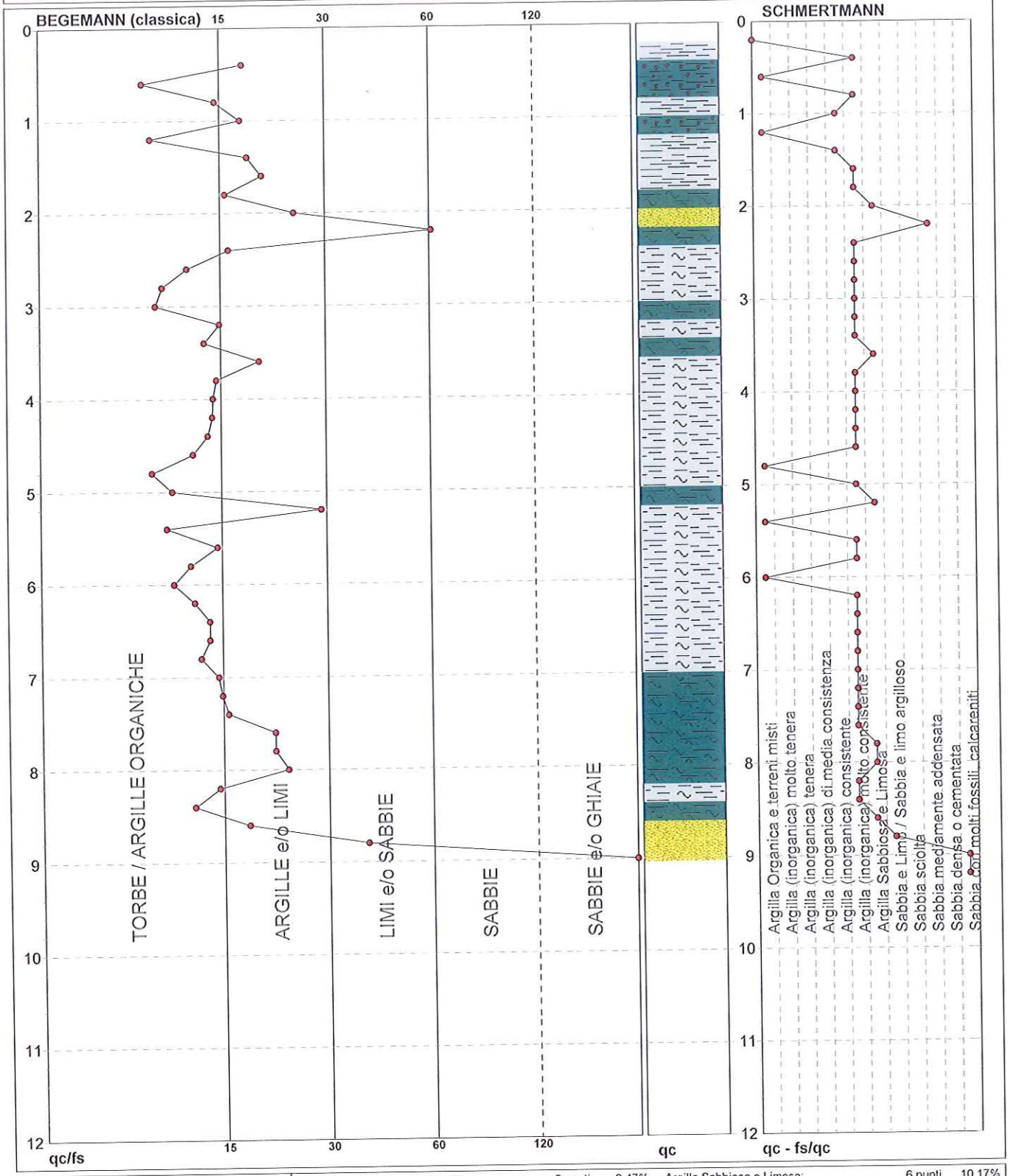
Preforo: m
Corr.astine: kN/ml
Cod. punta:

GEO GROUP S.R.L.
via Cesare Costa, 182 - 41100 Modena

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT	1
riferimento	792-2017
certificato n°	7861

Committente:	studio tecnico	U.M.:	MPa	Data esec.:	16/03/2017
Cantiere:	studio del terreno di fondazione	Scala:	1:60		
Località:	Fiorano Modenese (MO) via Montagani	Pagina:	3/4	Data certificato:	27/03/2017
		Elaborato:		Falda:	Non rilevata



Torbe / Argille org. :	25 punti,	42.37%	Argilla Organica e terreni misti:	5 punti,	8.47%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	6 punti, 10.17%
Argille e/o Limi :	17 punti,	28.81%	Argilla (inorganica) consistente:	2 punti,	3.39%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	1 punti, 1.69%
Limi e/o Sabbie :	2 punti,	3.39%	Argilla (inorganica) molto consist.:	28 punti,	47.46%	Sabbia mediamente addensata:	1 punti, 1.69%
						Sabbia con molti fossili, calcareniti:	1 punti, 1.69%
Sabbie e/o Ghiaie :	1 punti,	1.69%					

GEO GROUP S.R.L.
via Cesare Costa, 182 - 41100 Modena

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
PARAMETRI GEOTECNICI

CPT	1
riferimento	792-2017
certificato n°	7861

Committente: studio tecnico
Cantiere: studio del terreno di fondazione
Località: Fiorano Modenese (MO) via Montagani

U.M.: MPa
Pagina: 4/4
Elaborato:

Data esec.: 16/03/2017
Data certificato: 27/03/2017
Falda: Non rilevata

							NATURA COESIVA					NATURA GRANULARE										
Prof.	qc	qc/fs	zone	γ'	σ'vo	Vs	Cu	OCR	Eu50	Eu25	Mo	Dr	øSc	øCa	øKo	øDB	øDM	øMe	F.L.	E'50	E'25	Mo
m	U.M.			t/m³	kPa	m/s	kPa	%	U.M.	U.M.	U.M.	%	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)		U.M.	U.M.	U.M.
0.20	--	--		1.85	3.6	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
0.40	1.86	17.76		1.99	7.5	168	76.0	99.9	12.9	19.4	5.7	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
0.60	1.37	9.52		1.94	11.3	150	62.4	52.9	10.6	15.9	4.7	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
0.80	1.57	14.95		1.96	15.2	157	68.2	41.1	11.6	17.4	5.1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.00	1.37	17.50		1.94	19.0	150	62.4	27.8	10.6	15.9	4.7	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.20	1.18	10.00		1.92	22.7	141	56.0	19.4	9.5	14.3	4.4	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.40	1.67	18.28		1.97	26.6	161	70.9	21.4	12.1	18.1	5.3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.60	1.96	20.00		1.93	30.4	171	78.4	20.5	13.3	20.0	5.9	45	42	30	27	26	35	27	--	3.3	4.9	5.9
1.80	1.67	15.89		1.97	34.2	161	70.9	15.6	12.1	18.1	5.3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2.00	3.82	24.38		2.00	38.1	220	127.4	28.4	21.7	32.5	11.5	63	43	33	30	28	37	30	--	6.4	9.6	11.5
2.20	7.45	57.14		1.96	42.0	283	--	--	--	--	--	83	45	35	33	31	40	33	--	12.4	18.6	22.3
2.40	5.29	16.22		2.01	45.9	249	176.4	33.6	30.0	45.0	15.9	69	44	33	30	28	38	31	--	8.8	13.2	15.9
2.60	4.90	12.50		2.01	49.9	242	163.3	27.7	27.8	41.7	14.7	65	43	33	30	28	37	31	--	8.2	12.3	14.7
2.80	4.90	10.71		2.01	53.8	242	163.3	25.2	27.8	41.7	14.7	63	43	32	29	27	36	31	--	8.2	12.3	14.7
3.00	4.90	10.27		2.01	57.7	242	163.3	23.0	27.8	41.7	14.7	61	43	32	29	27	36	31	--	8.2	12.3	14.7
3.20	5.10	15.29		2.01	61.7	245	169.9	22.3	28.9	43.3	15.3	61	43	32	29	27	36	31	--	8.5	12.7	15.3
3.40	4.80	13.88		2.01	65.6	240	160.1	19.1	27.2	40.8	14.4	57	43	31	28	26	35	31	--	8.0	12.0	14.4
3.60	4.21	19.55		2.00	69.5	228	140.5	15.1	23.9	35.8	12.6	51	42	30	27	25	34	30	--	7.0	10.5	12.6
3.80	3.92	14.98		2.00	73.5	222	130.7	12.9	22.2	33.3	11.8	48	42	30	26	25	33	30	--	6.5	9.8	11.8
4.00	3.92	14.65		2.00	77.4	222	130.7	12.1	22.2	33.3	11.8	46	42	29	26	25	33	30	--	6.5	9.8	11.8
4.20	3.43	14.58		1.98	81.3	211	114.3	9.6	19.6	29.4	10.3	40	41	28	25	24	32	29	--	5.7	8.6	10.3
4.40	3.43	14.17		1.98	85.1	211	114.3	9.1	20.2	30.3	10.3	39	41	28	25	23	32	29	--	5.7	8.6	10.3
4.60	4.21	12.91		2.00	89.1	228	140.5	11.1	23.9	35.8	12.6	45	42	29	26	24	33	30	--	7.0	10.5	12.6
4.80	3.92	10.00		2.00	93.0	222	130.7	9.6	22.4	33.6	11.8	42	41	28	25	24	32	30	--	6.5	9.8	11.8
5.00	3.92	11.33		2.00	96.9	222	130.7	9.1	23.0	34.5	11.8	41	41	28	25	24	32	30	--	6.5	9.8	11.8
5.20	3.92	28.57		2.00	100.8	222	130.7	8.7	23.9	35.8	11.8	40	41	28	25	23	32	30	--	6.5	9.8	11.8
5.40	3.43	10.94		1.98	104.7	211	114.3	7.0	26.3	39.4	10.3	34	41	27	24	23	31	29	--	5.7	8.6	10.3
5.60	3.92	14.98		2.00	108.6	222	130.7	7.9	26.2	39.2	11.8	38	41	28	24	23	31	30	--	6.5	9.8	11.8
5.80	3.72	12.67		1.99	112.5	218	124.1	7.1	28.1	42.1	11.2	35	41	27	24	23	31	30	--	6.2	9.3	11.2
6.00	3.43	11.40		1.98	116.4	211	114.3	6.1	30.6	45.9	10.3	32	41	27	23	22	30	29	--	5.7	8.6	10.3
6.20	3.72	12.97		1.99	120.3	218	124.1	6.5	31.0	46.4	11.2	34	41	27	24	22	30	30	--	6.2	9.3	11.2
6.40	3.53	14.23		1.99	124.2	214	117.6	5.9	33.1	49.6	10.6	31	40	26	23	22	30	30	--	5.9	8.8	10.6
6.60	3.63	14.23		1.99	128.1	216	120.9	5.8	34.2	51.3	10.9	31	41	26	23	22	30	30	--	6.0	9.1	10.9
6.80	3.43	13.46		1.98	132.0	211	114.3	5.2	36.1	54.2	10.3	29	40	26	23	21	29	29	--	5.7	8.6	10.3
7.00	3.53	15.00		1.99	135.9	214	117.6	5.2	37.2	55.8	10.6	29	40	26	23	21	29	30	--	5.9	8.8	10.6
7.20	4.31	15.33		2.00	139.8	230	143.7	6.5	36.0	54.0	12.9	35	41	27	24	22	30	31	--	7.2	10.8	12.9
7.40	3.43	15.91		1.98	143.7	211	114.3	4.7	39.9	59.9	10.3	27	40	26	22	21	29	29	--	5.7	8.6	10.3
7.60	2.35	21.24		1.94	147.5	183	87.1	3.3	41.2	61.7	7.1	13	39	24	20	19	27	28	--	3.9	5.9	7.1
7.80	2.65	21.26		1.95	151.3	192	92.8	3.4	42.5	63.8	7.9	16	39	24	21	20	27	28	--	4.4	6.6	7.9
8.00	4.51	23.00		2.01	155.2	234	150.3	6.0	41.0	61.5	13.5	34	41	27	23	22	30	31	--	7.5	11.3	13.5
8.20	4.90	15.02		2.01	159.2	242	163.3	6.5	41.1	61.6	14.7	36	41	27	24	22	30	31	--	8.2	12.3	14.7
8.40	5.88	12.85		2.02	163.1	259	196.0	7.9	39.3	58.9	17.6	42	41	28	24	23	31	32	--	9.8	14.7	17.6
8.60	5.88	18.02		2.02	167.1	259	196.0	7.7	40.6	60.9	17.6	41	41	27	24	23	31	32	--	9.8	14.7	17.6
8.80	4.90	37.59		1.92	170.8	242	--	--	--	--	--	35	41	26	23	22	30	31	--	8.2	12.3	14.7
9.00	34.30	263.16		2.15	175.0	503	--	--	--	--	--	100	46	36	33	31	40	40	--	57.2	85.8	102.9
9.20	37.24	--		2.15	179.2	519	--	--	--	--	--	100	46	36	34	31	40	40	--	62.1	93.1	111.7

GEO GROUP S.R.L.
via Cesare Costa, 182 - 41100 Modena

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

CPT	2
riferimento	792-2017
certificato n°	7862

Committente: **studio tecnico**
Cantiere: **studio del terreno di fondazione**
Località: **Fiorano Modenese (MO) via Montagani**

U.M.: MPa | Data esec.: 16/03/2017
Pagina: 1/4 | Data certificato: 27/03/2017
Elaborato: | Falda: Non rilevata

H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %
0.20	0.00	0.00		0.00	233.00	0	
0.40	35.00	70.00		3.43	200.00	18	5.7
0.60	20.00	50.00		1.96	220.00	9	11.0
0.80	22.00	55.00		2.16	153.00	14	7.0
1.00	17.00	40.00		1.67	93.00	18	5.5
1.20	14.00	28.00		1.37	87.00	16	6.2
1.40	12.00	25.00		1.18	120.00	10	10.0
1.60	18.00	36.00		1.76	120.00	15	6.7
1.80	16.00	34.00		1.57	107.00	15	6.7
2.00	17.00	33.00		1.67	233.00	7	13.7
2.20	35.00	70.00		3.43	260.00	13	7.4
2.40	36.00	75.00		3.53	273.00	13	7.6
2.60	33.00	74.00		3.23	267.00	12	8.1
2.80	35.00	75.00		3.43	333.00	11	9.5
3.00	40.00	90.00		3.92	240.00	17	6.0
3.20	44.00	80.00		4.31	293.00	15	6.7
3.40	42.00	86.00		4.12	213.00	20	5.1
3.60	30.00	62.00		2.94	147.00	20	4.9
3.80	26.00	48.00		2.55	140.00	19	5.4
4.00	23.00	44.00		2.25	100.00	23	4.3
4.20	25.00	40.00		2.45	113.00	22	4.5
4.40	23.00	40.00		2.25	360.00	6	15.7
4.60	30.00	84.00		2.94	200.00	15	6.7
4.80	30.00	60.00		2.94	260.00	12	8.7
5.00	35.00	74.00		3.43	213.00	16	6.1
5.20	28.00	60.00		2.74	267.00	10	9.5
5.40	30.00	70.00		2.94	267.00	11	8.9
5.60	28.00	68.00		2.74	213.00	13	7.6
5.80	31.00	63.00		3.04	247.00	13	8.0
6.00	28.00	65.00		2.74	227.00	12	8.1
6.20	28.00	62.00		2.74	253.00	11	9.0
6.40	26.00	64.00		2.55	213.00	12	8.2
6.60	33.00	65.00		3.23	200.00	17	6.1
6.80	32.00	62.00		3.14	213.00	15	6.7
7.00	34.00	66.00		3.33	220.00	15	6.5
7.20	40.00	73.00		3.92	233.00	17	5.8
7.40	35.00	70.00		3.43	200.00	18	5.7
7.60	30.00	60.00		2.94	173.00	17	5.8
7.80	24.00	50.00		2.35	207.00	12	8.6
8.00	27.00	58.00		2.65	267.00	10	9.9
8.20	40.00	80.00		3.92	333.00	12	8.3
8.40	80.00	100.00		4.90	133.00	38	2.7
8.60	80.00	105.00		7.84	167.00	48	2.1
8.80	60.00	115.00		7.84	367.00	22	4.6
9.00	40.00	90.00		5.88	133.00	45	2.2
9.20	280.00	300.00		27.44	200.00	140	0.7
9.40	370.00	400.00		36.26			

H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %

H = profondità
L1 = prima lettura (punta)
L2 = seconda lettura (punta + laterale)
Lt = terza lettura (totale)
CT =10.00 costante di trasformazione

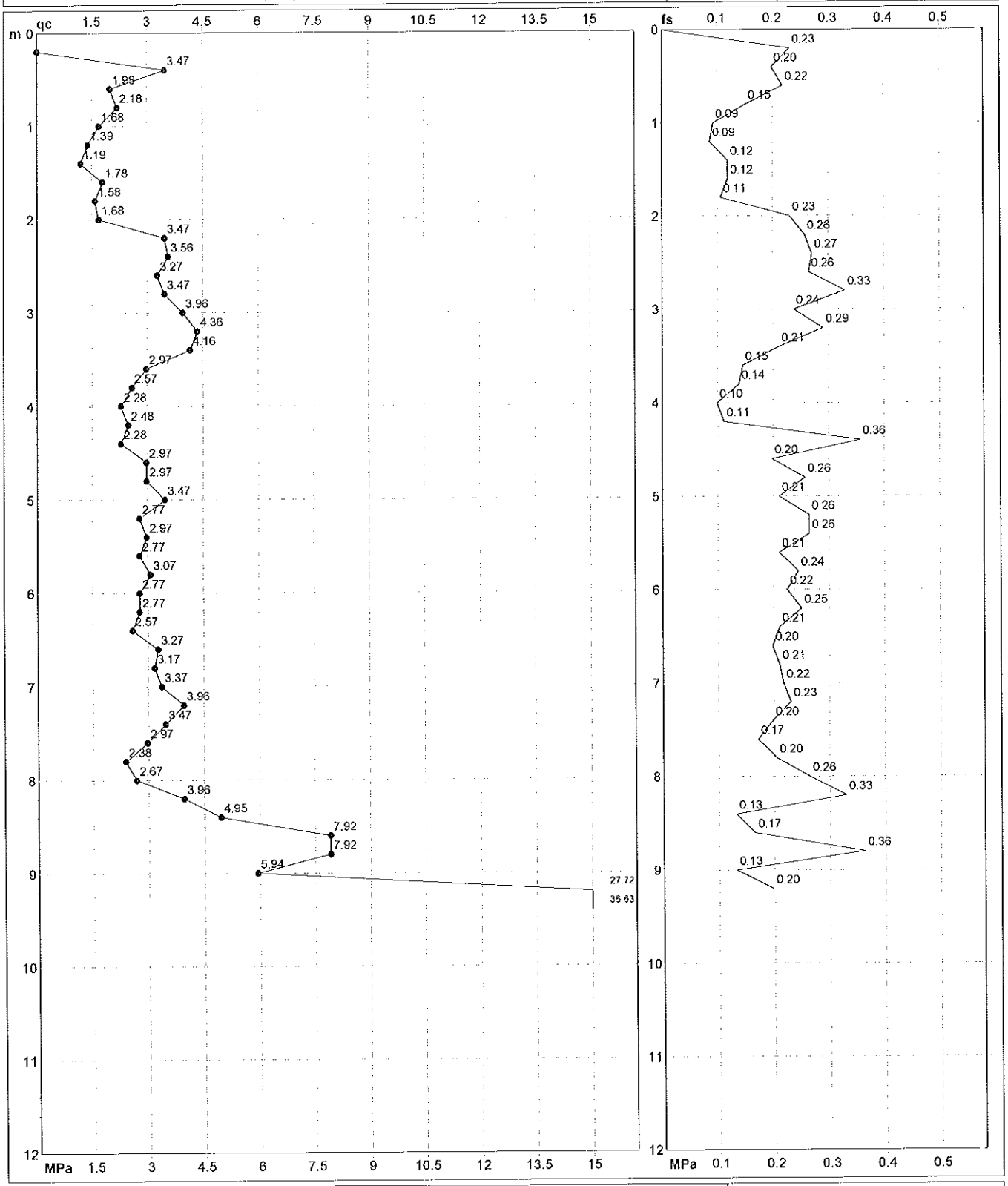
qc = resistenza di punta
fs = resistenza laterale calcolata 0.20 m sopra quota qc
F = rapporto Begemann (qc / fs)
Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)*100

GEO GROUP S.R.L.
via Cesare Costa, 182 - 41100 Modena

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
DIAGRAMMI DI RESISTENZA

CPT	2
riferimento	792-2017
certificato n°	7862

Committente:	studio tecnico	U.M.:	MPa	Data esec.:	16/03/2017
Cantiere:	studio del terreno di fondazione	Scala:	1:60		
Località:	Fiorano Modenese (MO) via Montagani	Pagina:	2/4	Data certificato:	27/03/2017
		Elaborato:		Falda:	Non rilevata



		Penetrometro: Pagani TG63-100	Preforo: m
		Responsabile: Dott. Pier Luigi Dallari	Corr.astine: kN/ml
		Assistente:	Cod. punta:

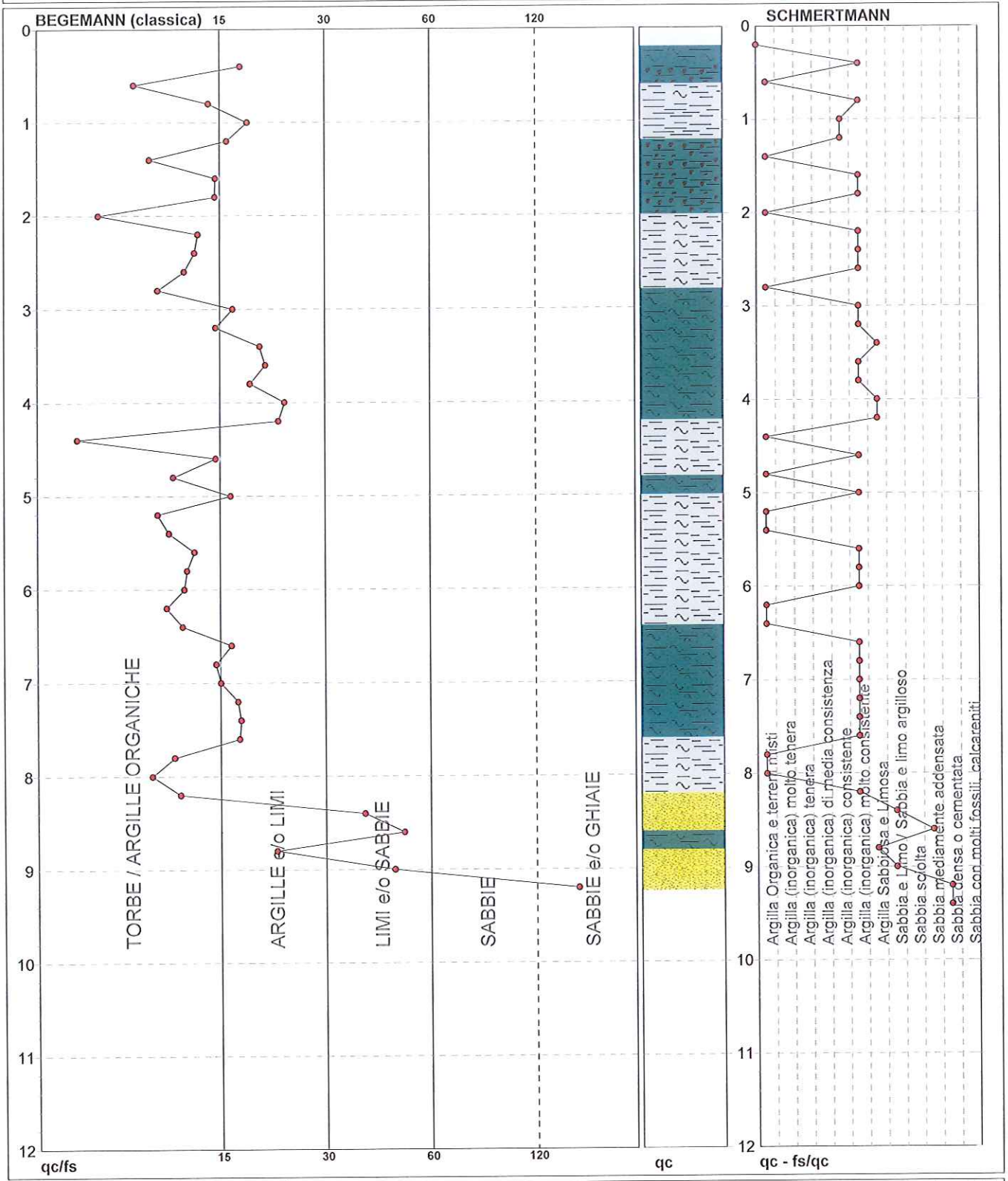
GEO GROUP S.R.L.
via Cesare Costa, 182 - 41100 Modena

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT	2
riferimento	792-2017
certificato n°	7862

Committente:	studio tecnico
Cantiere:	studio del terreno di fondazione
Località:	Fiorano Modenese (MO) via Montagani

U.M.:	MPa	Data esec.:	16/03/2017
Scala:	1:60		
Pagina:	3/4	Data certificato:	27/03/2017
Elaborato:		Falda:	Non rilevata



Torbe / Argille org. :	24 punti,	40.68%	Argilla Organica e terreni misti:	12 punti,	20.34%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	4 punti, 6.78%
Argille e/o Limi :	18 punti,	30.51%	Argilla (inorganica) consistente:	2 punti,	3.39%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg :	2 punti, 3.39%
Limi e/o Sabbie :	3 punti,	5.08%	Argilla (inorganica) molto consist.:	23 punti,	38.98%	Sabbia mediamente addensata:	1 punti, 1.69%
						Sabbia densa o cementata:	1 punti, 1.69%
Sabbie e/o Ghiaie :	1 punti,	1.69%					

GEO GROUP S.R.L.
via Cesare Costa, 182 - 41100 Modena

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
PARAMETRI GEOTECNICI

CPT	2
riferimento	792-2017
certificato n°	7862

Committente: **studio tecnico**
Cantiere: **studio del terreno di fondazione**
Località: **Fiorano Modenese (MO) via Montagani**

U.M.: MPa | Data esec.: 16/03/2017
Pagina: 4/4 | Data certificato: 27/03/2017
Elaborato: | Falda: Non rilevata

							NATURA COESIVA					NATURA GRANULARE										
Prof.	qc	qc/fs	zone	γ'	σ'vo	Vs	Cu	OCR	Eu50	Eu25	Mo	Dr	øSc	øCa	øKo	øDB	øDM	øMe	F.L.	E'50	E'25	Mo
m	U.M.			t/m³	kPa	m/s	kPa	%	U.M.	U.M.	U.M.	%	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)		U.M.	U.M.	U.M.
0.20	--	--		1.85	3.6	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
0.40	3.43	17.50		1.98	7.5	211	114.3	99.9	19.4	29.2	10.3	99	46	40	38	35	44	29	--	5.7	8.6	10.3
0.60	1.96	9.09		1.93	11.3	171	78.4	70.9	13.3	20.0	5.9	69	44	35	33	30	40	27	--	3.3	4.9	5.9
0.80	2.16	14.38		1.93	15.1	177	82.9	52.9	14.1	21.1	6.5	66	43	34	32	30	39	28	--	3.6	5.4	6.5
1.00	1.67	18.28		1.97	18.9	161	70.9	32.7	12.1	18.1	5.3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.20	1.37	16.09		1.94	22.7	150	62.4	22.2	10.6	15.9	4.7	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.40	1.18	10.00		1.92	26.5	141	56.0	16.0	9.5	14.3	4.4	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.60	1.76	15.00		1.98	30.4	164	73.5	18.9	12.5	18.7	5.5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1.80	1.57	14.95		1.96	34.2	157	68.2	14.9	11.6	17.4	5.1	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2.00	1.67	7.30		1.97	38.1	161	70.9	13.7	12.1	18.1	5.3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
2.20	3.43	13.46		1.98	42.0	211	114.3	22.0	19.4	29.2	10.3	57	43	32	29	27	36	29	--	5.7	8.6	10.3
2.40	3.53	13.19		1.99	45.9	214	117.6	20.4	20.0	30.0	10.6	55	42	31	28	27	36	30	--	5.9	8.8	10.6
2.60	3.23	12.36		1.97	49.7	207	107.8	16.5	18.3	27.5	9.7	50	42	31	28	26	35	29	--	5.4	8.1	9.7
2.80	3.43	10.51		1.98	53.6	211	114.3	16.2	19.4	29.2	10.3	51	42	30	27	26	34	29	--	5.7	8.6	10.3
3.00	3.92	16.67		2.00	57.5	222	130.7	17.5	22.2	33.3	11.8	53	42	31	28	26	35	30	--	6.5	9.8	11.8
3.20	4.31	15.02		2.00	61.5	230	143.7	18.2	24.4	36.7	12.9	55	42	31	28	26	35	31	--	7.2	10.8	12.9
3.40	4.12	19.72		2.00	65.4	226	137.2	15.9	23.3	35.0	12.3	52	42	30	27	26	34	30	--	6.9	10.3	12.3
3.60	2.94	20.41		1.96	69.2	199	98.0	9.7	16.8	25.1	8.8	39	41	28	25	24	32	29	--	4.9	7.4	8.8
3.80	2.55	18.57		1.95	73.0	189	91.0	8.3	17.4	26.1	7.6	33	41	27	24	23	31	28	--	4.2	6.4	7.6
4.00	2.25	23.00		1.94	76.8	180	85.1	7.1	19.1	28.7	6.8	27	40	27	23	22	30	28	--	3.8	5.6	6.8
4.20	2.45	22.12		1.94	80.6	186	89.1	7.1	20.1	30.2	7.4	29	40	27	24	22	30	28	--	4.1	6.1	7.4
4.40	2.25	6.39		1.94	84.4	180	85.1	6.3	22.0	32.9	6.8	25	40	26	23	22	30	28	--	3.8	5.6	6.8
4.60	2.94	15.00		1.96	88.3	199	98.0	7.2	22.0	33.0	8.8	33	41	27	24	23	31	29	--	4.9	7.4	8.8
4.80	2.94	11.54		1.96	92.1	199	98.0	6.8	23.4	35.1	8.8	32	41	27	24	22	31	29	--	4.9	7.4	8.8
5.00	3.43	16.43		1.98	96.0	211	114.3	7.8	23.2	34.8	10.3	36	41	28	24	23	31	29	--	5.7	8.6	10.3
5.20	2.74	10.49		1.96	99.8	194	94.6	5.9	26.6	39.9	8.2	28	40	26	23	22	30	28	--	4.6	6.9	8.2
5.40	2.94	11.24		1.96	103.7	199	98.0	5.9	27.6	41.5	8.8	29	40	26	23	22	30	29	--	4.9	7.4	8.8
5.60	2.74	13.15		1.96	107.5	194	94.6	5.4	29.3	44.0	8.2	26	40	26	23	21	29	28	--	4.6	6.9	8.2
5.80	3.04	12.55		1.97	111.3	202	101.3	5.6	30.1	45.1	9.1	29	40	26	23	22	30	29	--	5.1	7.6	9.1
6.00	2.74	12.33		1.96	115.2	194	94.6	4.9	31.9	47.8	8.2	24	40	26	22	21	29	28	--	4.6	6.9	8.2
6.20	2.74	11.07		1.96	119.0	194	94.6	4.7	33.1	49.6	8.2	24	40	25	22	21	29	28	--	4.6	6.9	8.2
6.40	2.55	12.21		1.95	122.8	189	91.0	4.3	34.3	51.5	7.6	20	40	25	22	20	28	28	--	4.2	6.4	7.6
6.60	3.23	16.50		1.97	126.7	207	107.8	5.1	34.8	52.2	9.7	28	40	26	23	21	29	29	--	5.4	8.1	9.7
6.80	3.14	15.02		1.97	130.6	204	104.5	4.8	36.3	54.4	9.4	26	40	26	22	21	29	29	--	5.2	7.8	9.4
7.00	3.33	15.45		1.98	134.4	209	111.1	4.9	37.2	55.7	10.0	27	40	26	22	21	29	29	--	5.6	8.3	10.0
7.20	3.92	17.17		2.00	138.4	222	130.7	5.8	36.9	55.4	11.8	32	41	26	23	22	30	30	--	6.5	9.8	11.8
7.40	3.43	17.50		1.98	142.2	211	114.3	4.8	39.5	59.2	10.3	27	40	26	22	21	29	29	--	5.7	8.6	10.3
7.60	2.94	17.34		1.96	146.1	199	98.0	3.8	41.1	61.7	8.8	21	40	25	21	20	28	29	--	4.9	7.4	8.8
7.80	2.35	11.59		1.94	149.9	183	87.1	3.2	41.6	62.5	7.1	13	39	23	20	19	27	28	--	3.9	5.9	7.1
8.00	2.65	10.11		1.95	153.7	192	92.8	3.3	43.1	64.7	7.9	16	39	24	21	19	27	28	--	4.4	6.6	7.9
8.20	3.92	12.01		2.00	157.6	222	130.7	5.0	43.5	65.3	11.8	29	40	26	23	21	29	30	--	6.5	9.8	11.8
8.40	4.90	37.59		1.92	161.4	242	--	--	--	--	--	36	41	27	24	22	30	31	--	8.2	12.3	14.7
8.60	7.84	47.90		1.97	165.2	289	--	--	--	--	--	52	42	29	26	24	33	33	--	13.1	19.6	23.5
8.80	7.84	21.80		2.03	169.2	289	261.3	10.8	44.4	66.6	23.5	51	42	29	26	24	33	33	--	13.1	19.6	23.5
9.00	5.88	45.11		1.93	173.0	259	--	--	--	--	--	41	41	27	24	23	31	32	--	9.8	14.7	17.6
9.20	27.44	140.00		2.15	177.2	463	--	--	--	--	--	93	45	35	32	30	39	40	--	45.7	68.6	82.3
9.40	36.26	--		2.15	181.4	514	--	--	--	--	--	100	46	36	33	31	40	40	--	60.4	90.7	108.8

ALLEGATO 2

VERIFICHE GEOTECNICHE

Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019 – e-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA :02981500362 – www.geogroupmodena.it

N.1

Committente:

Località:

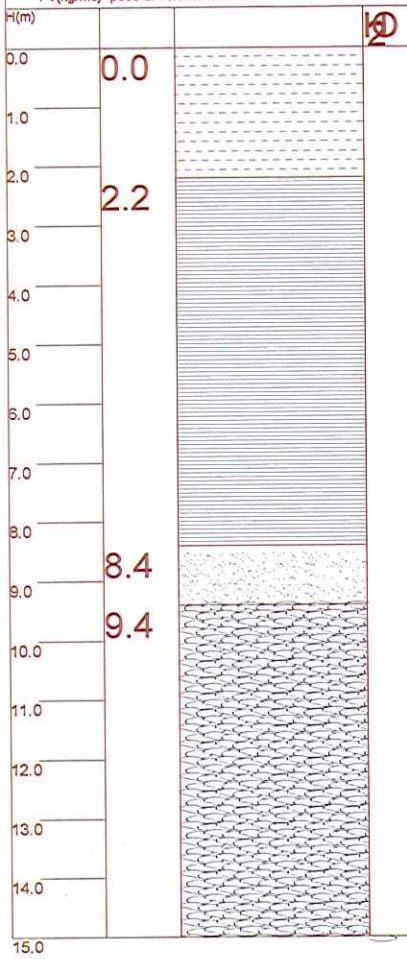
Data:

Falda (m):200.0

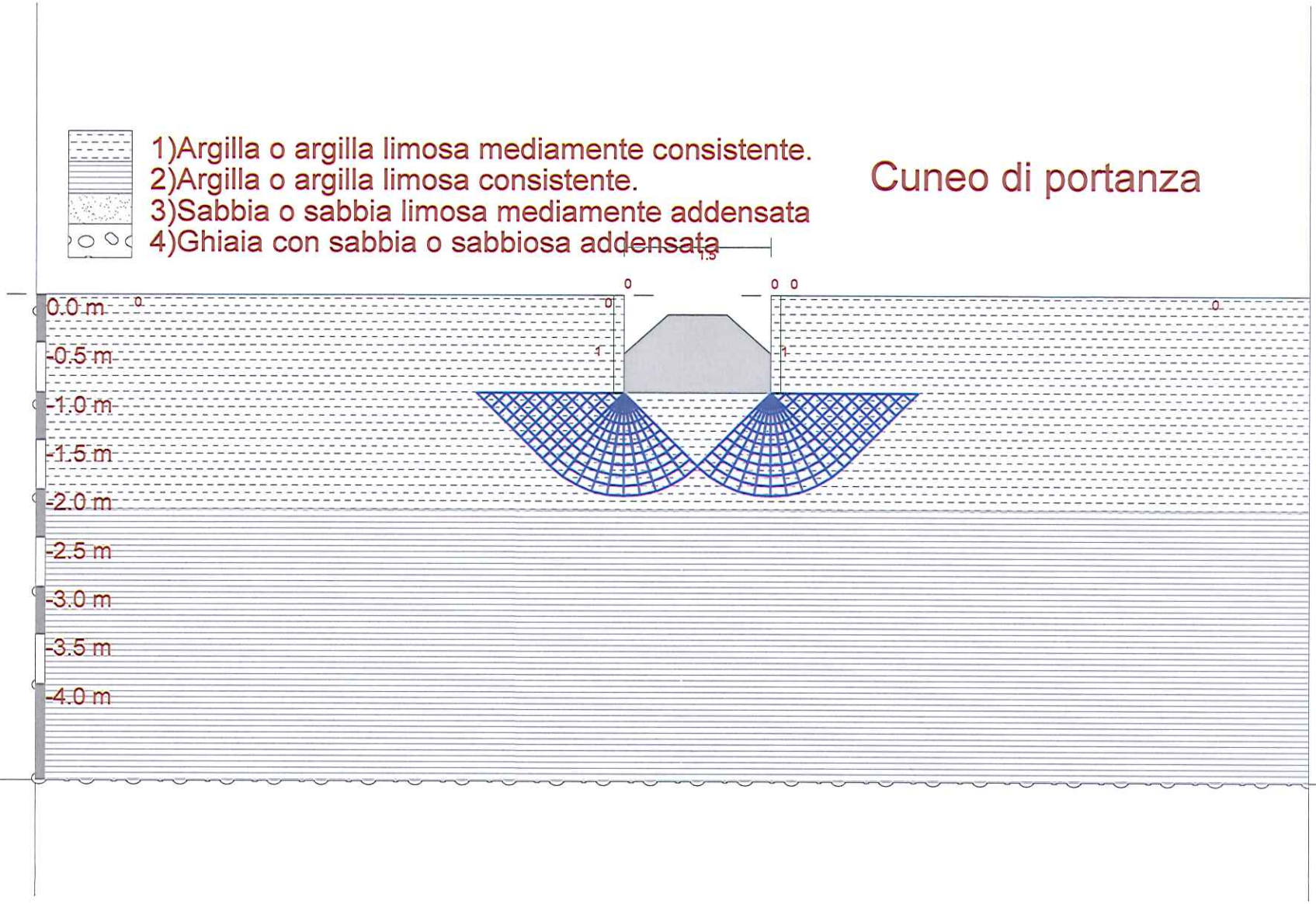
Note:

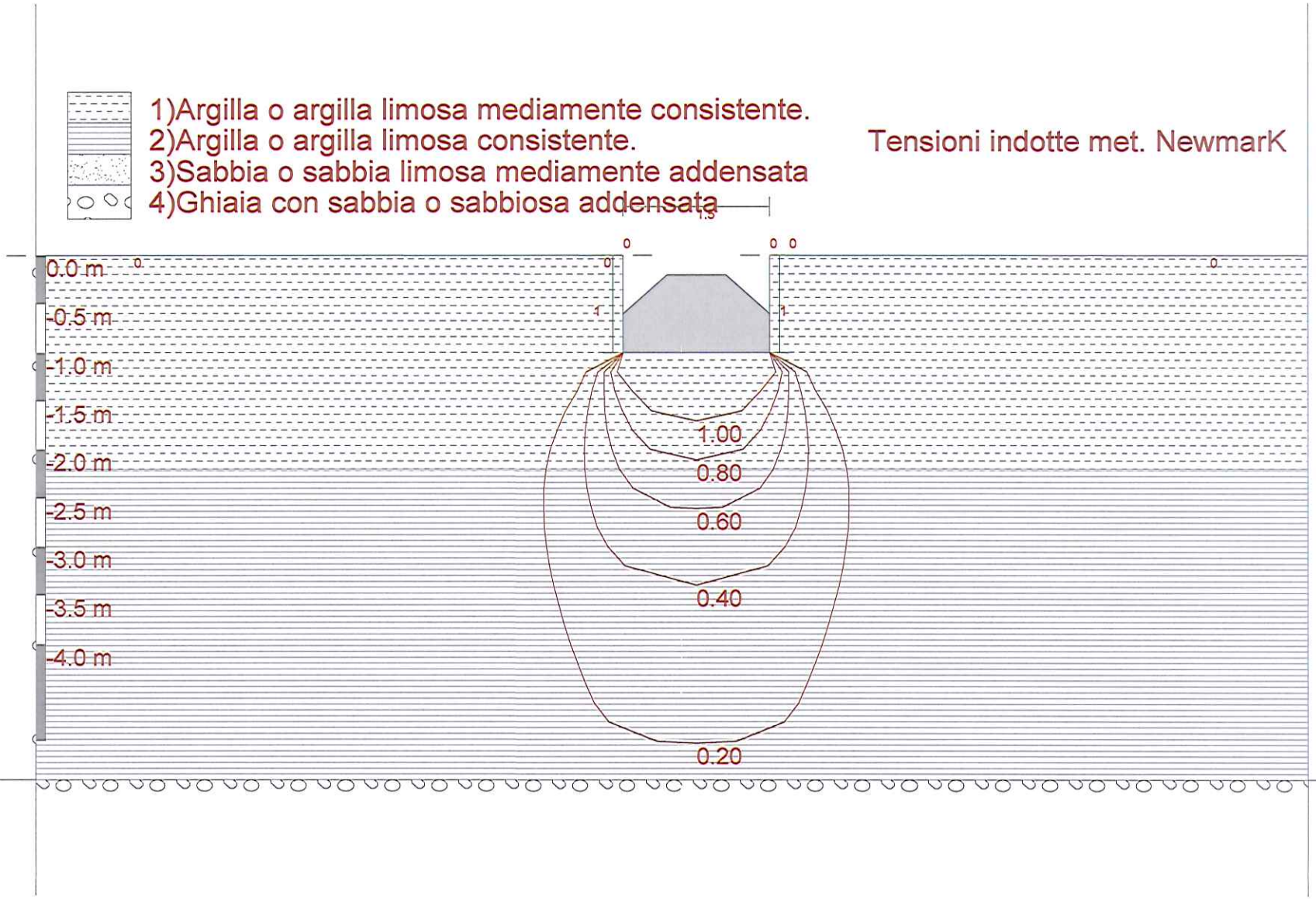
Tipologia fondazione:nastriforme

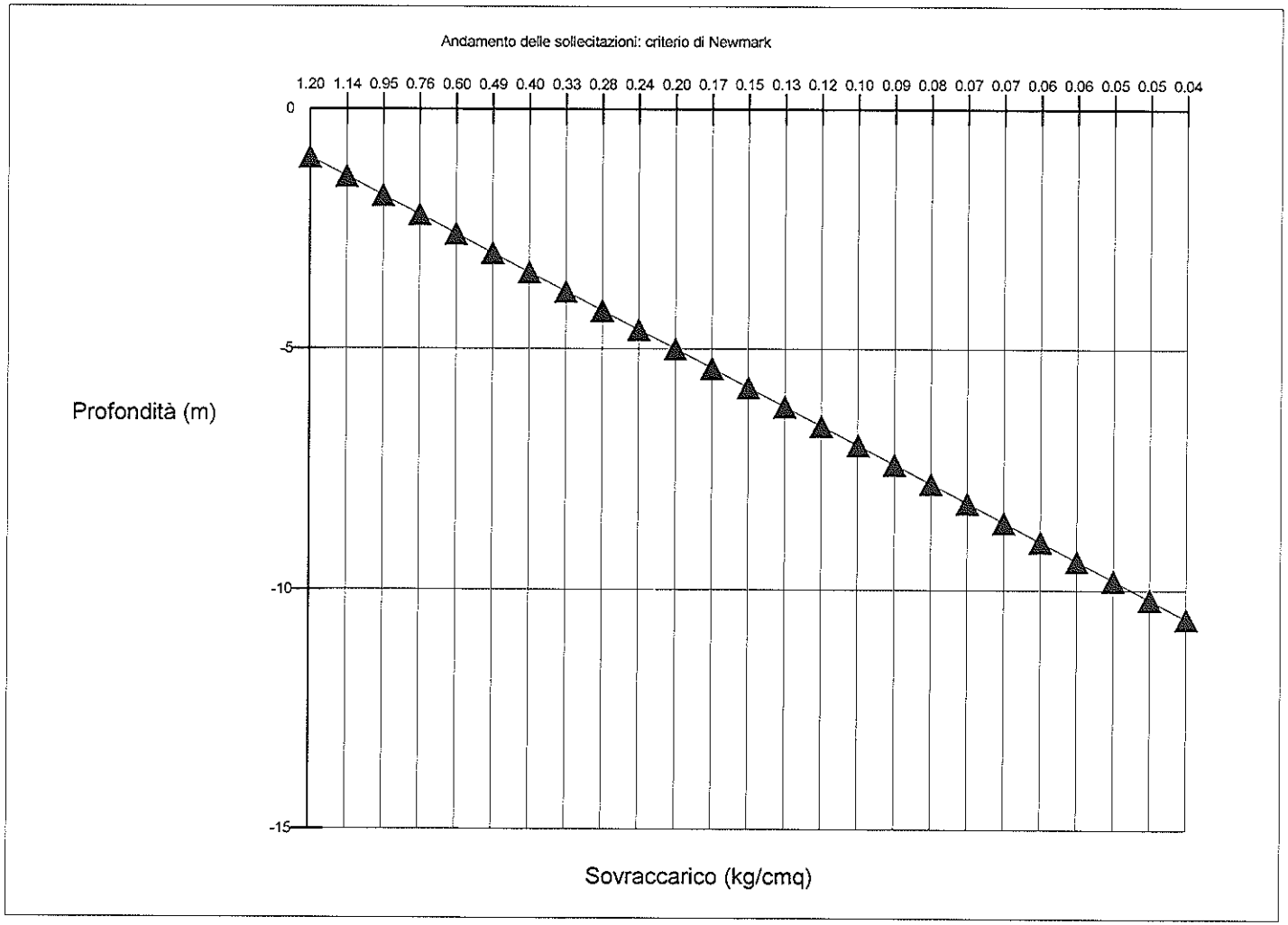
Legenda: Phi(°)=angolo d'attrito - C(kg/cmq)=coesione - E(kg/cmq)=modulo di deformazione
Pv(kg/mc)=peso di volume naturale



Descrizione	Phi (°)	C (kg/cmq)	E (kg/cmq)	Pv (kg/mc)
Argilla o argilla limosa mediamente consistente.	0	0.6	50.0	1800.0
Argilla o argilla limosa consistente.	0	0.9	85.0	1850.0
Sabbia o sabbia limosa mediamente addensata	32	0.0	180.0	1850.0
Ghiaia con sabbia o sabbiosa addensata	36	0.0	800.0	1900.0


1)Argilla o argilla limosa mediamente consistente.
2)Argilla o argilla limosa consistente.
3)Sabbia o sabbia limosa mediamente addensata
4)Ghiaia con sabbia o sabbiosa addensata
Cuneo di portanza
0.0 m
-0.5 m
-1.0 m
-1.5 m
-2.0 m
-2.5 m
-3.0 m
-3.5 m
-4.0 m


1)Argilla o argilla limosa mediamente consistente.
2)Argilla o argilla limosa consistente.
3)Sabbia o sabbia limosa mediamente addensata
4)Ghiaia con sabbia o sabbiosa addensata
Tensioni indotte met. NewmarK
0.0 m
-0.5 m
-1.0 m
-1.5 m
-2.0 m
-2.5 m
-3.0 m
-3.5 m
-4.0 m
1.00
0.80
0.60
0.40
0.20


Andamento delle sollecitazioni: criterio di Newmark
1.20 1.14 0.95 0.76 0.60 0.49 0.40 0.33 0.28 0.24 0.20 0.17 0.15 0.13 0.12 0.10 0.09 0.08 0.07 0.07 0.06 0.06 0.05 0.05 0.04
0
-5
-10
-15
Profondità (m)
Sovraccarico (kg/cmq)

DATI GEOMETRICI DELLA FONDAZIONE

Tipologia della fondazione:nastriforme
Geometria della fondazione:
Larghezza della base (m):1.50
Lunghezza della fondazione (m):5.00
Eccentricità della base - lato corto (m):0.00
Eccentricità della base - lato lungo (m):0.00
Profondità di posa - lato destro (m):1.00
Profondità di posa - lato sinistro (m):1.00
Profondità dello scavo - lato destro (m):0.00
Profondità dello scavo - lato sinistro (m):0.00
Larghezza dello scavo - lato destro (m):0.00
Larghezza dello scavo - lato sinistro (m):0.00
Inclinazione del pendio - lato a valle (°):0
Inclinazione del pendio - lato a monte (°):0
Inclinazione della base - lato corto (°):0
Inclinazione della base - lato lungo (°):0
Inclinazione del carico - lato corto (°):0
Inclinazione del carico - lato lungo (°):0
Fondazione di tipo:elastica
Densità del calcestruzzo (kg/mc):2500.00

FALDA

Profilo della falda

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	-200.00
2	16.00	-200.00

STRATIGRAFIA

Profilo strato n. 1

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	0.00
2	0.00	0.00
3	0.00	0.00
4	0.00	0.00
5	0.00	-1.00
6	1.50	-1.00
7	1.50	0.00
8	1.50	0.00
9	1.50	0.00
10	7.00	0.00

Strato n. 1 - Descrizione: Argilla o argilla limosa mediamente consistente.
Densità relativa Dr(%): 0
Angolo d'attrito Phi(°):0.00
Gamma sopra falda (kg/mc):1800.00

Gamma saturo (kg/mc):2100.00
Coesione (kg/cmq):0.60
Mod.deformazione (kg/cmq):50.00
Indice vuoti:0.00
O.C.R.:2.00
Indice compr.princ.:0.00
Indice compr.sec.:0.00
Indice ricompr.:0.00
Coef.consolidazione(cm^2/s):0.00
Coef.di Poisson:0.40
R.Q.D.(%):0.00
Nspt medio:0
Rp(kg/cmq):0.00

Profilo strato n. 2

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	-2.20
2	7.00	-2.20

Strato n. 2 - Descrizione: Argilla o argilla limosa consistente.
Densità relativa Dr(%): 0
Angolo d'attrito Phi(°):0.00
Gamma sopra falda (kg/mc):1850.00
Gamma saturo (kg/mc):2150.00
Coesione (kg/cmq):0.90
Mod.deformazione (kg/cmq):85.00
Indice vuoti:0.00
O.C.R.:3.00
Indice compr.princ.:0.00
Indice compr.sec.:0.00
Indice ricompr.:0.00
Coef.consolidazione(cm^2/s):0.00
Coef.di Poisson:0.30
R.Q.D.(%):0.00
Nspt medio:0
Rp(kg/cmq):0.00

Profilo strato n. 3

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	-8.40
2	7.00	-8.40

Strato n. 3 - Descrizione: Sabbia o sabbia limosa mediamente addensata
Densità relativa Dr(%): 45
Angolo d'attrito Phi(°):32.00
Gamma sopra falda (kg/mc):1850.00
Gamma saturo (kg/mc):2150.00
Coesione (kg/cmq):0.00
Mod.deformazione (kg/cmq):180.00

Indice vuoti:0.00
O.C.R.:1.00
Indice compr.princ.:0.00
Indice compr.sec.:0.00
Indice ricompr.:0.00
Coef.consolidazione(cm^2/s):0.00
Coef.di Poisson:0.30
R.Q.D.(%):0.00
Nspt medio:0
Rp(kg/cmq):0.00

Profilo strato n. 4

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	-9.40
2	7.00	-9.40

Strato n. 4 - Descrizione: Ghiaia con sabbia o sabbiosa addensata
Densità relativa Dr(%): 90
Angolo d'attrito Phi(°):36.00
Gamma sopra falda (kg/mc):1900.00
Gamma saturo (kg/mc):2200.00
Coesione (kg/cmq):0.00
Mod.deformazione (kg/cmq):800.00
Indice vuoti:0.00
O.C.R.:1.00
Indice compr.princ.:0.00
Indice compr.sec.:0.00
Indice ricompr.:0.00
Coef.consolidazione(cm^2/s):0.00
Coef.di Poisson:0.30
R.Q.D.(%):0.00
Nspt medio:0
Rp(kg/cmq):0.00

PORTANZA DELLA FONDAZIONE

Profondità di calcolo:0.75
Criterio di calcolo:Terzaghi
Portanza limite della fondazione (kg/cmq):3.61
Coefficiente di sicurezza:3.00
Portanza ammissibile della fondazione (kg/cmq):1.20
Fattore di portanza Nq:1.00
Fattore di portanza Ng:0.00
Fattore di portanza Nc:5.71
Fattore di forma Sq:1.00
Fattore di forma Sg:1.00
Fattore di forma Sc:1.00
Fattore di approfondimento Dq:1.00
Fattore di approfondimento Dg:1.00

Fattore di approfondimento Dc:1.00
Fattore di inclinazione dei carichi Iq:1.00
Fattore di inclinazione dei carichi Ig:1.00
Fattore di inclinazione dei carichi Ic:1.00
Fattore di inclinazione della base Bq:1.00
Fattore di inclinazione della base Bg:1.00
Fattore di inclinazione della base Bc:1.00
Fattore di pendio Gq:1.00
Fattore di pendio Gg:1.00
Fattore di pendio Gc:1.00
Peso di volume medio sopra il piano di posa (kg/mc):1800.00

CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE CPT n. 2

Carico applicato sulla fondazione (kg/cmq) :1.20
Metodo di calcolo strati incoerenti:
Cedimento immediato (cm):0.00
Cedimento secondario (cm):0.00
Cedimento massimo della fondazione (cm):0.00
Cedimento minimo della fondazione (cm):0.00
Cedimento totale degli strati incoerenti (cm):0.00
Metodo di calcolo strati coesivi:Steinbrenner
Cedimento di consolidazione (cm):0.00
Cedimento secondario (cm):0.00
Cedimento della fondazione (cm):1.14
Cedimento totale degli strati coesivi (cm):1.14
Cedimento totale del terreno di fondazione (cm):1.14

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE

Calcolo del coefficiente di sottofondazione - K di Winkler.

Criterio di calcolo :Bowles
Carico applicato sulla fondazione(kg/cmq):1.20
Cedimento di riferimento(cm):1.14
Coefficiente di sottofondazione (kg/cmc):3.21

CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE CPT N. 1

Carico applicato sulla fondazione (kg/cmq) :1.20
Metodo di calcolo strati incoerenti:
Cedimento immediato (cm):0.00
Cedimento secondario (cm):0.00
Cedimento massimo della fondazione (cm):0.00
Cedimento minimo della fondazione (cm):0.00
Cedimento totale degli strati incoerenti (cm):0.00
Metodo di calcolo strati coesivi:Steinbrenner
Cedimento di consolidazione (cm):0.00
Cedimento secondario (cm):0.00
Cedimento della fondazione (cm):0.90
Cedimento totale degli strati coesivi (cm):0.90
Cedimento totale del terreno di fondazione (cm):0.90

ALLEGATO 3

INDAGINI SISMICHE

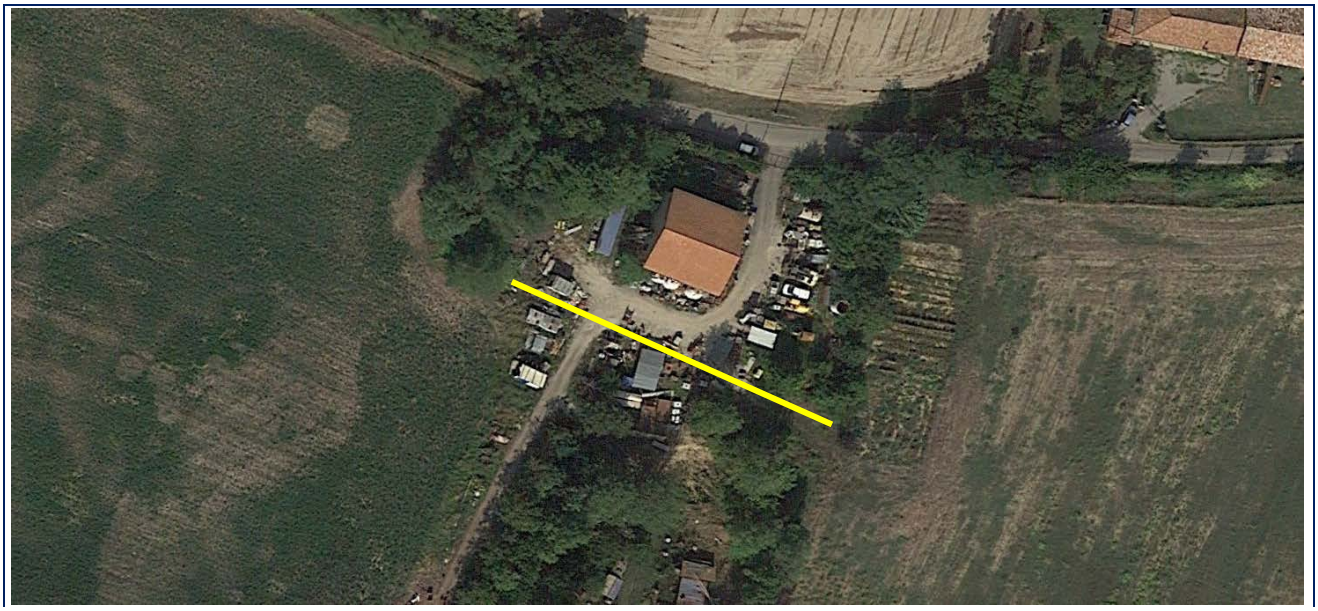
Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019 – e-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA :02981500362 – www.geogroupmodena.it

GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it

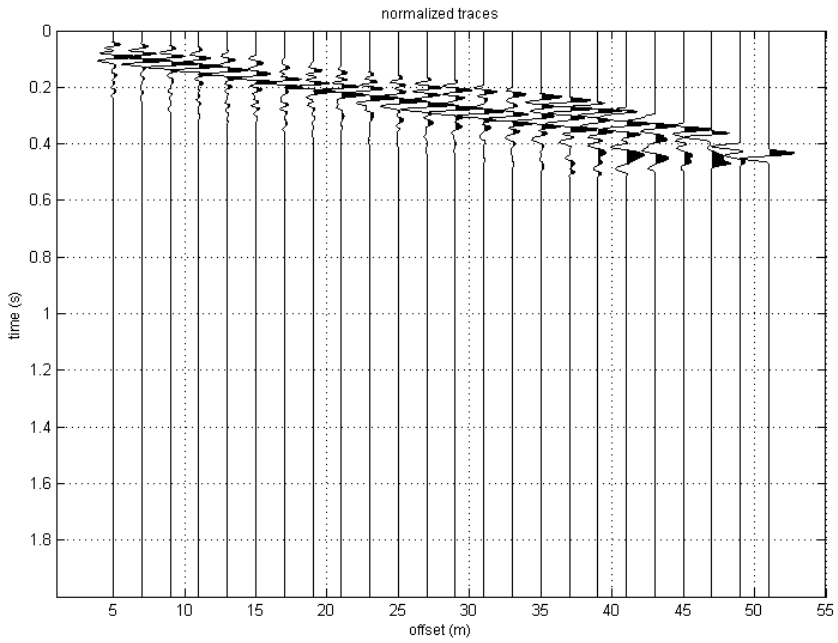
ANALISI SISMICA DI SITO SECONDO METODOLOGIA MASW

RIF. MASW 151/17

Cantiere: via Montagnani, Fiorano Modenese (MO)
Data: 16/03/2017
Lavoro: studio del terreno di fondazione
Operatori: Dott.ssa Domitilla Santi, Dott.ssa Linda Veratti
Elaborazione: Dott.ssa Domitilla Santi
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

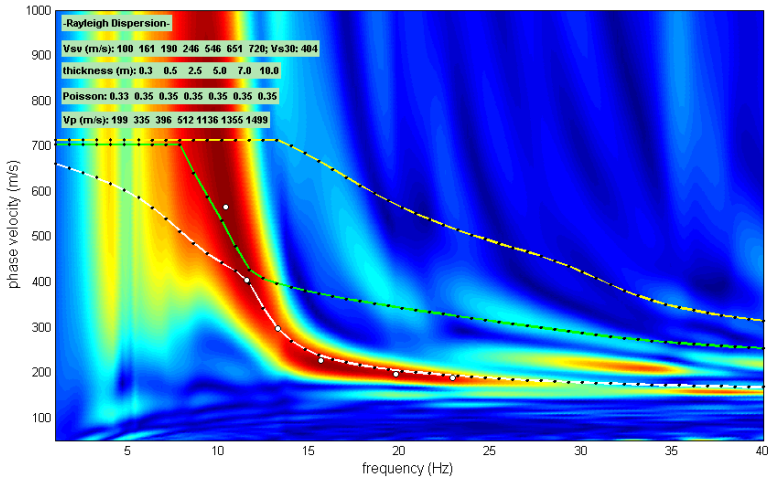


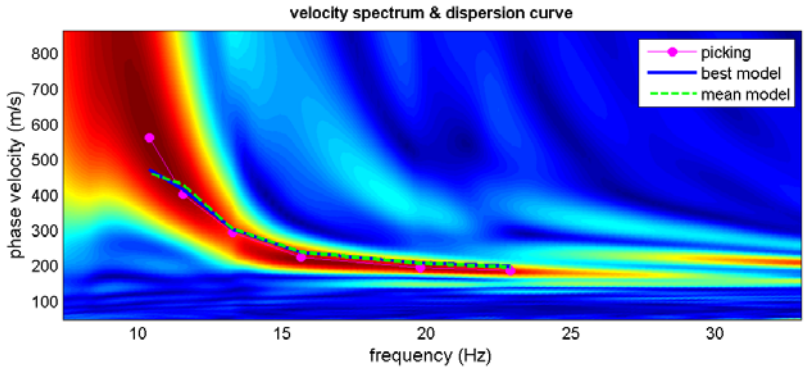
UBICAZIONE DELLO STENDIMENTO SISMICO IMPIEGATO

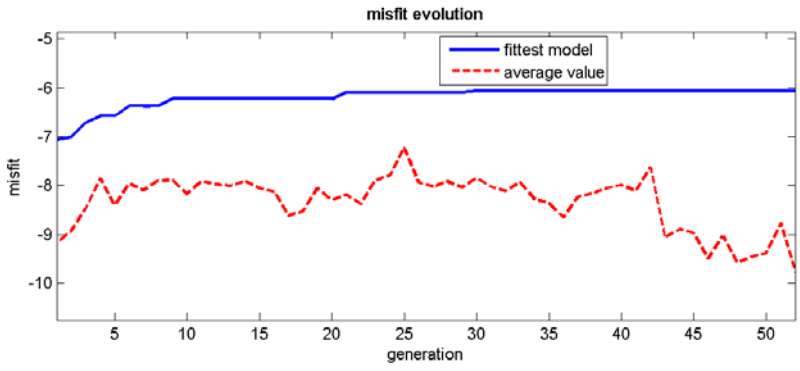


GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it

SPETTRO RELATIVO ALLE VELOCITÁ DI FASE REGISTRATE NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE



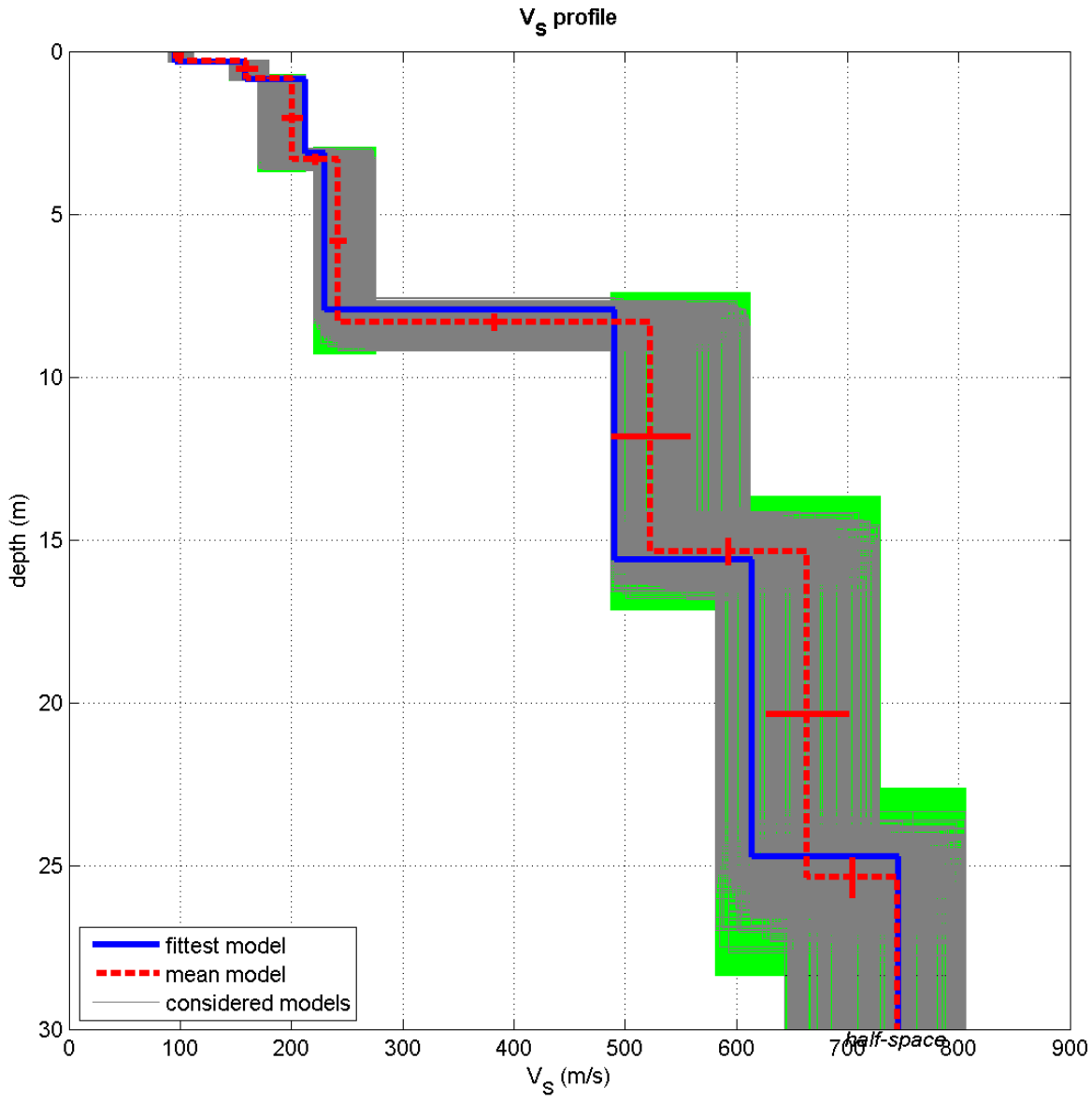




www.winmasw.com

MODELLO V_S30 DERIVATO DALL'INDAGINE MASW ESEGUITA

GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it



dataset: SOMMA.segy

dispersion curve: pick.cdp

Vs30 (best model): 396 m/s

Vs30 (mean model): 405 m/s

BEST MODEL
V_S30 = 396 m/s

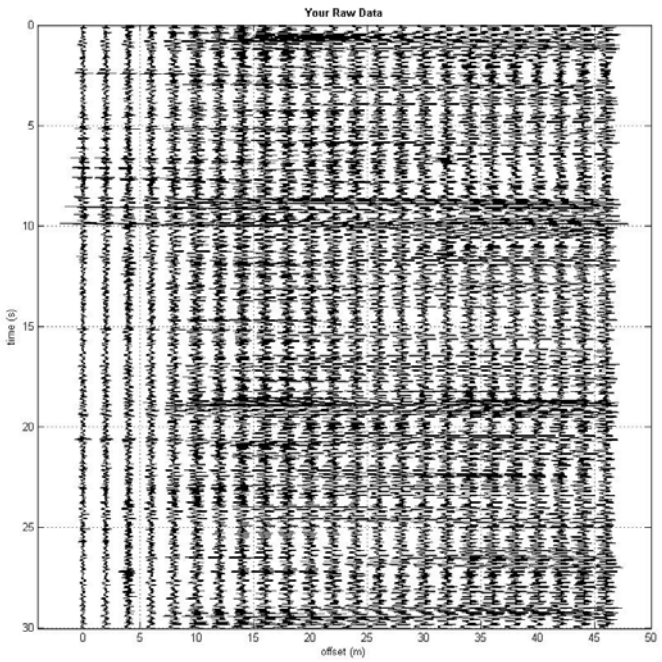
GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: info@geogorupmodena.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it

ANALISI SISMICA DI SITO SECONDO METODOLOGIA Re.Mi.

RIF. Re.Mi. 151/17

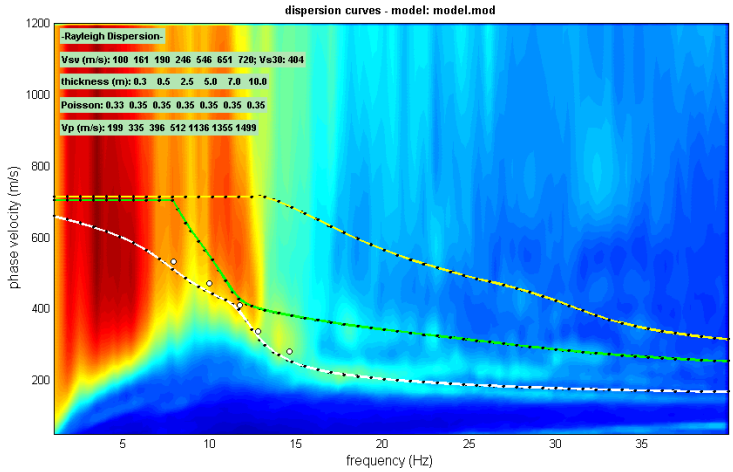
Cantiere: via Montagnani, Fiorano Modenese (MO)
Data: 16/03/2017
Lavoro: studio del terreno di fondazione
Operatori: Dott.ssa Domitilla Santi, Dott.ssa Linda Veratti
Elaborazione: Dott.ssa Domitilla Santi
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

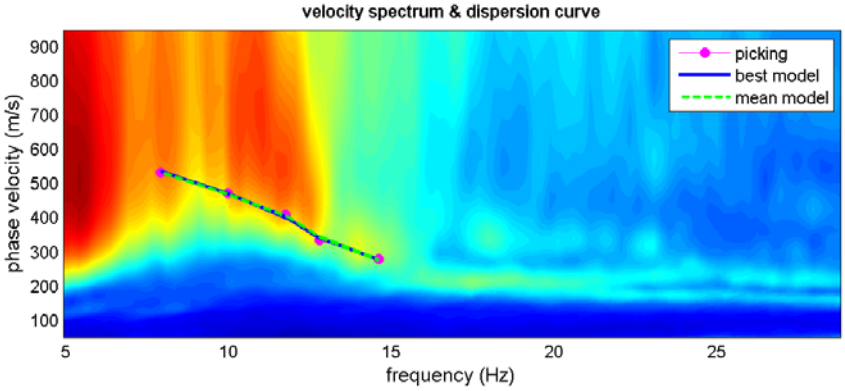
UBICAZIONE DELLO STENDIMENTO SISMICO IMPIEGATO

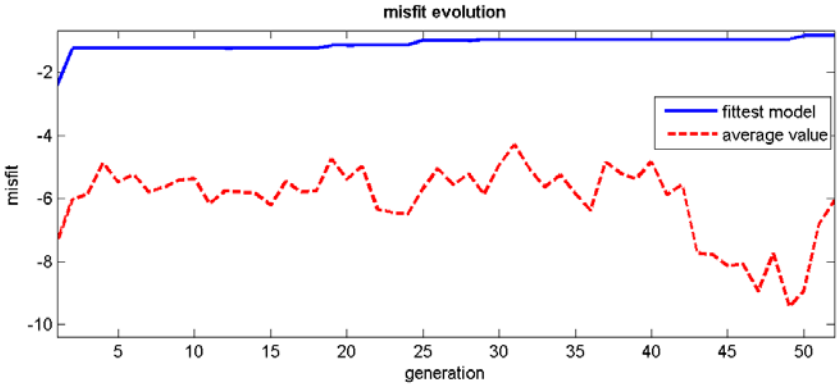


GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: info@geogorupmodena.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it

SPETTRO RELATIVO ALLE VELOCITÁ DI FASE REGISTRATE NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE



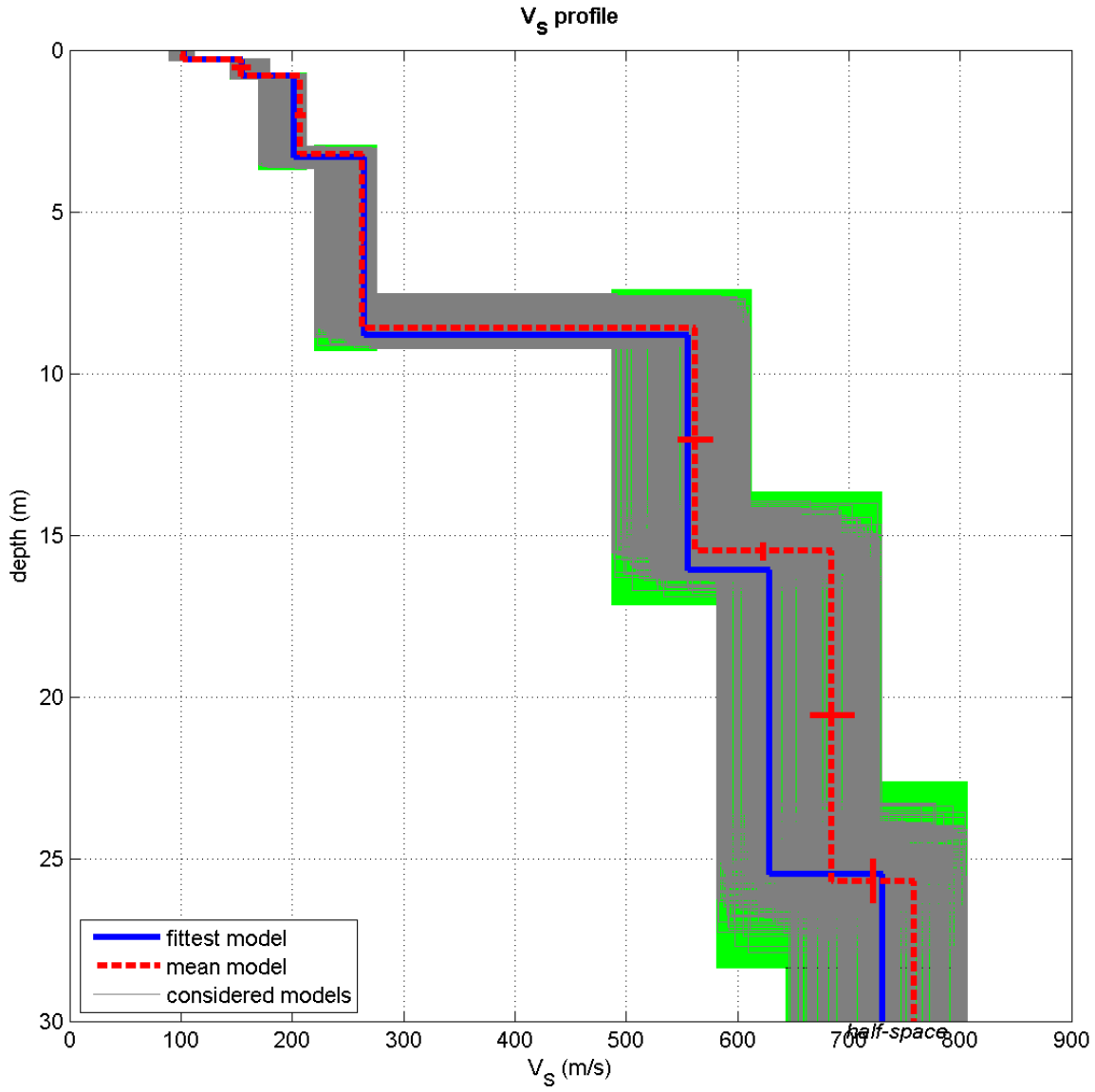




www.winmasw.com

GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: info@geogorupmodena.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it

MODELLO V_S30 DERIVATO DALL'INDAGINE Re.Mi. ESEGUITA



dataset: spettro.mat

dispersion curve: pick.cdp

Vs30 (best model): 408 m/s

Vs30 (mean model): 422 m/s

BEST MODEL
V_S30 = 408 m/s

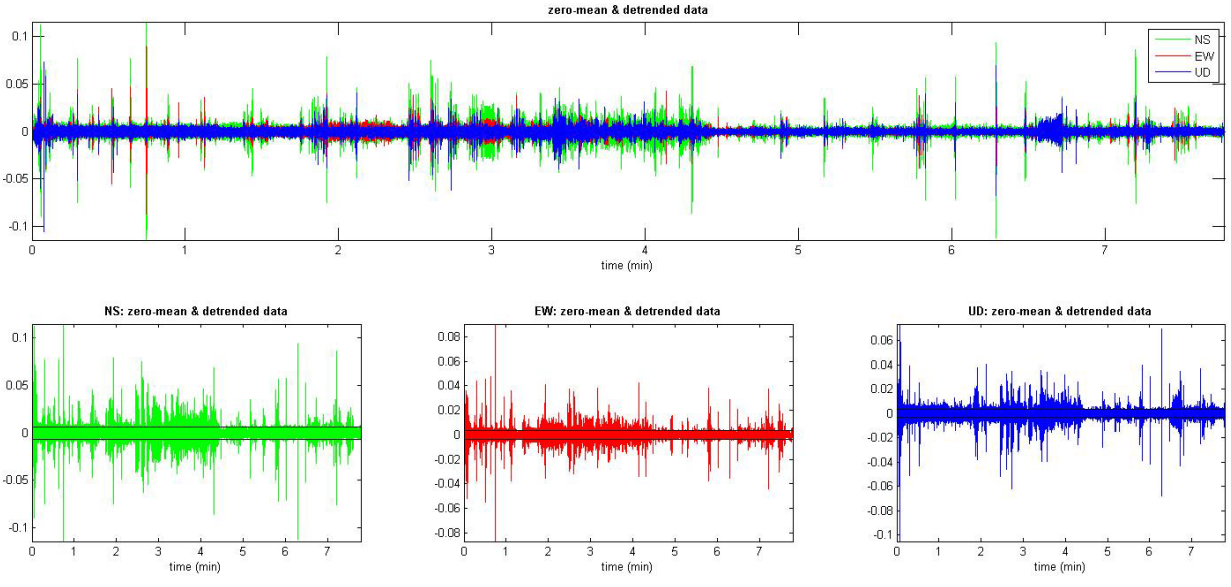
GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it

ANALISI SISMICA DI SITO SECONDO METODOLOGIA HVSR

RIF. 151/17
HVSR 1

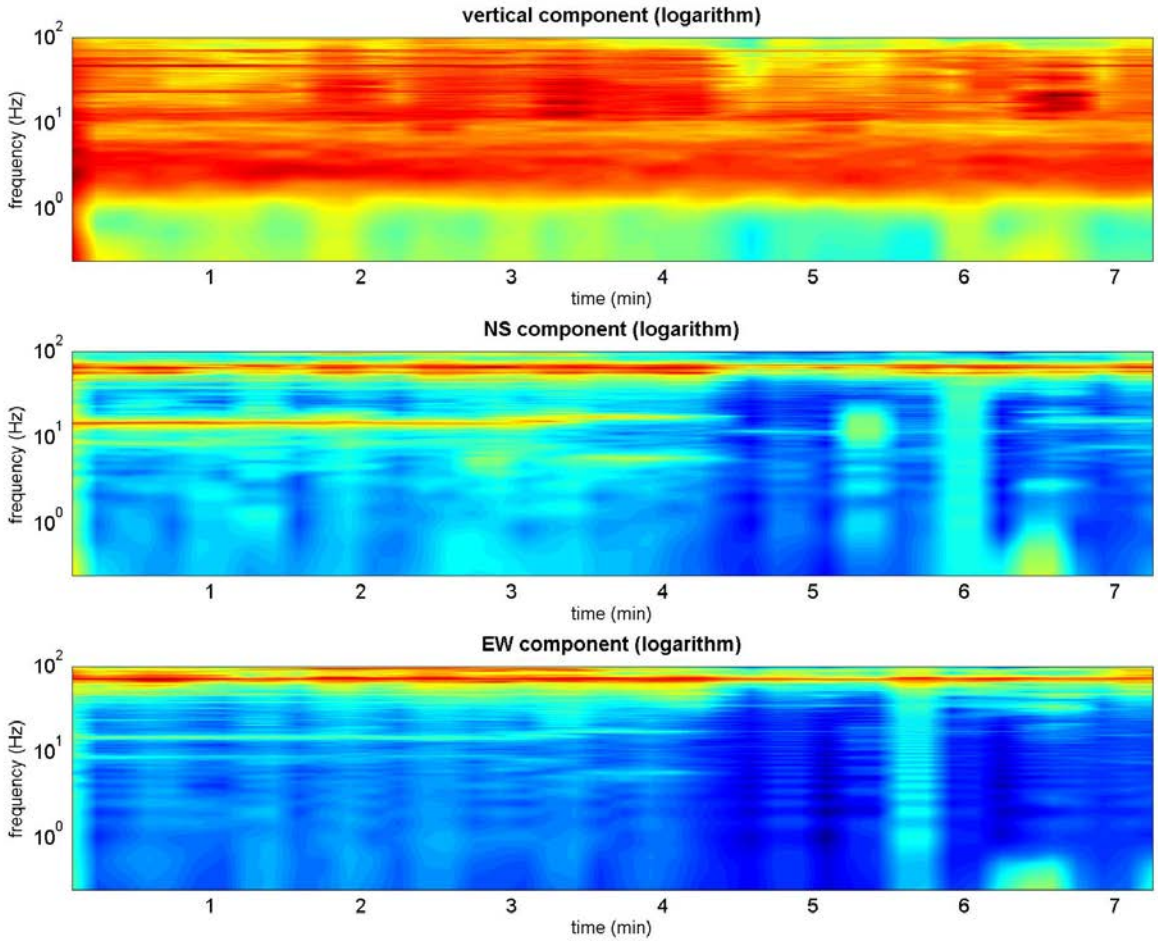
Cantiere: via Montagnani, Fiorano Modenese (MO)
Data: 16/03/2017
Lavoro: studio del terreno di fondazione
Operatori: Dott.ssa Domitilla Santi, Dott.ssa Linda Veratti
Elaborazione: Dott.ssa Domitilla Santi
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

UBICAZIONE DELLA STAZIONE DI MISURA

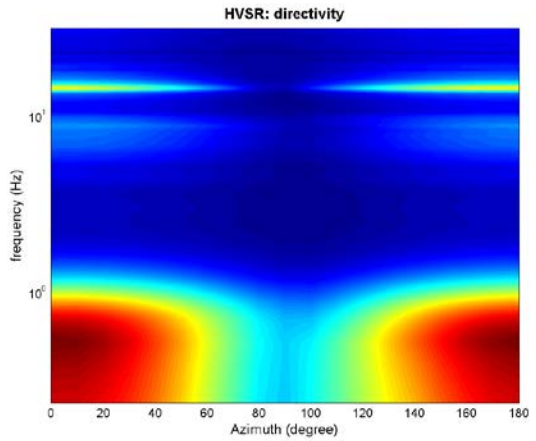


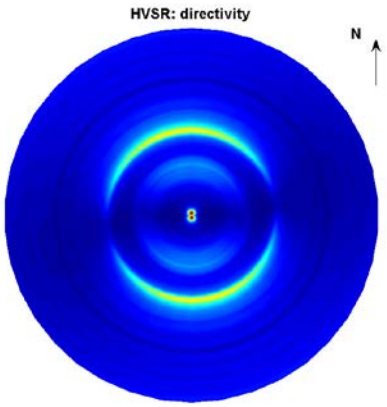
PERSISTENZA HVSR

GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it



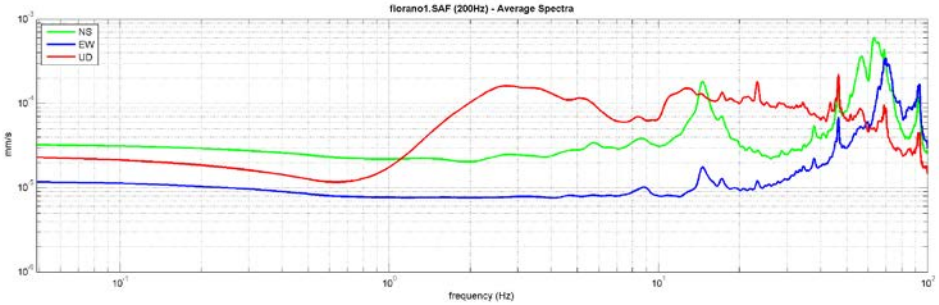
DIREZIONALITÁ HVSR



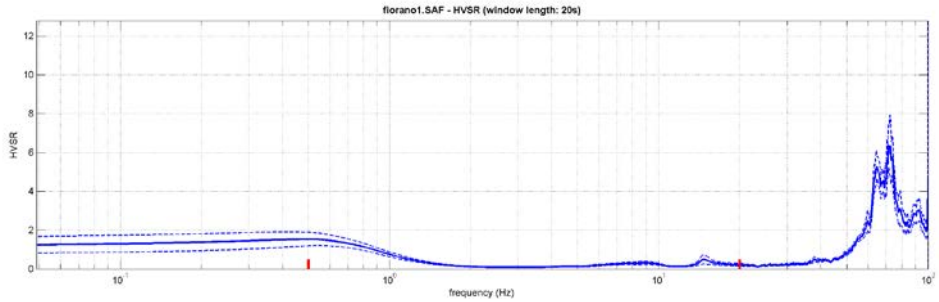


VELOCITÁ SPETTRALI

GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it



RAPPORTO HVSR DERIVATO DALL'ACQUISIZIONE ESEGUITA



FREQUENZA DERIVATA
nessun picco stratigrafico rilevato

=== Criteria for a reliable H/V curve ==========
#1. [f0 > 10/Lw]: 0.537 > 0.5 (OK)
#2. [nc > 200]: 473 > 200 (OK)
#3. [f0>0.5Hz; sigmaA(f) < 2 for 0.5f0 < f < 2f0] (OK)

=== Criteria for a clear H/V peak (at least 5 should be fulfilled) ==========
#1. [exists f- in the range [f0/4, f0] | AH/V(f-) < A0/2]: (NO)
#2. [exists f+ in the range [f0, 4f0] | AH/V(f+) < A0/2]: yes, at frequency 0.5Hz (OK)
#3. [A0 > 2]: 1.5 < 2 (NO)
#4. [fpeak[Ah/v(f) ą sigmaA(f)] = f0 ą 5%]: (NO)
#5. [sigmaf < epsilon(f0)]: 4.989 > 0.081 (NO)
#6. [sigmaA(f0) < theta(f0)]: 0.360 < 2 (OK)

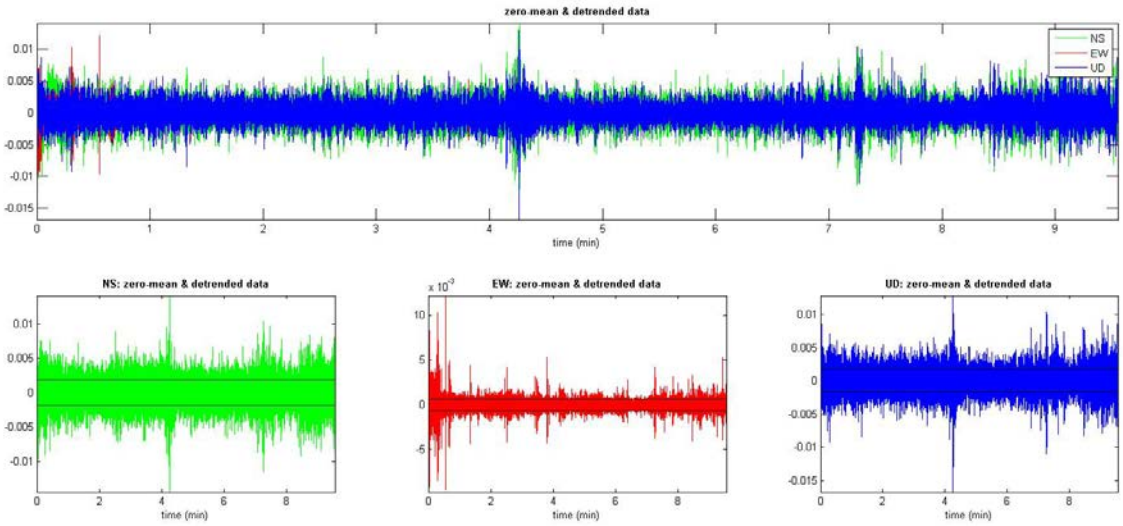
GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it

ANALISI SISMICA DI SITO SECONDO METODOLOGIA HVSR

RIF. 151/17
HVSR 2

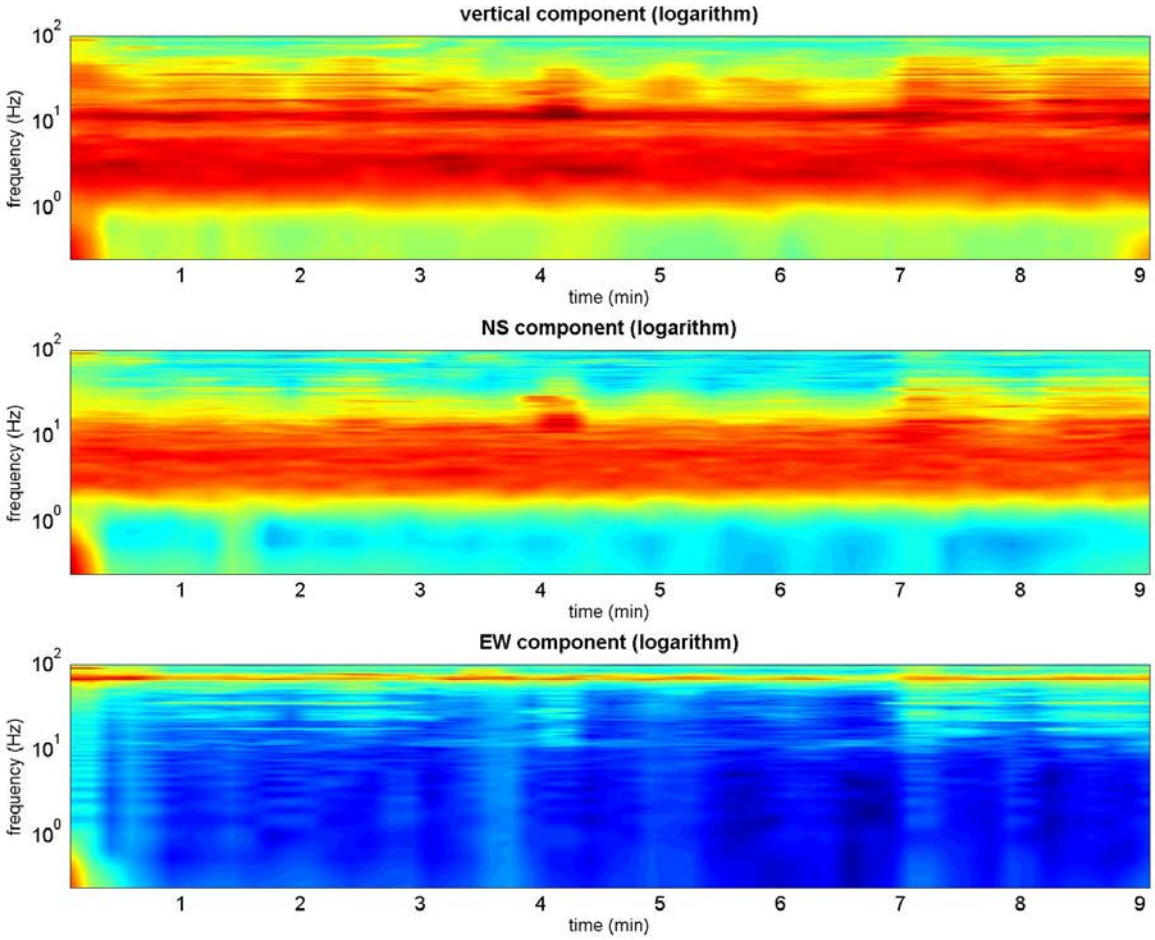
Cantiere: via Montagnani, Fiorano Modenese (MO)
Data: 16/03/2017
Lavoro: studio del terreno di fondazione
Operatori: Dott.ssa Domitilla Santi, Dott.ssa Linda Veratti
Elaborazione: Dott.ssa Domitilla Santi
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

UBICAZIONE DELLA STAZIONE DI MISURA

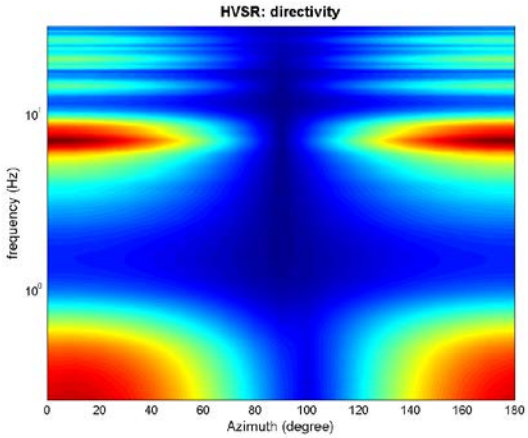


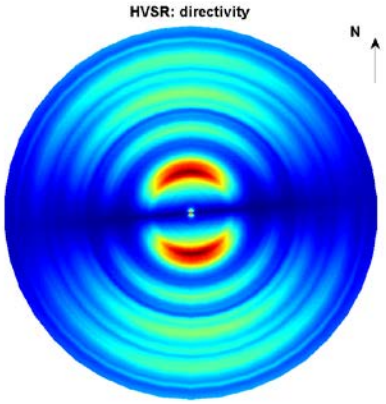
PERSISTENZA HVSR

GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it



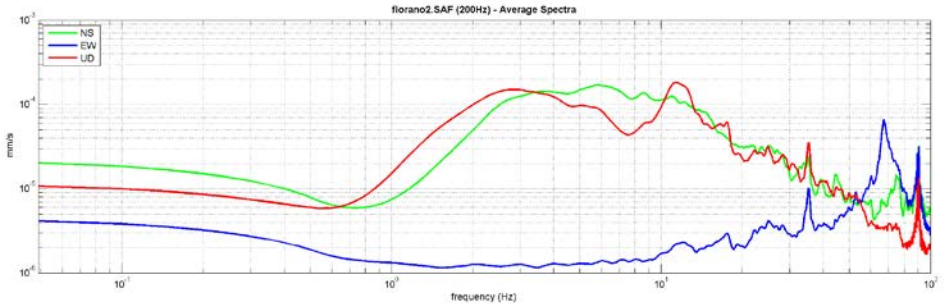
DIREZIONALITÁ HVSR



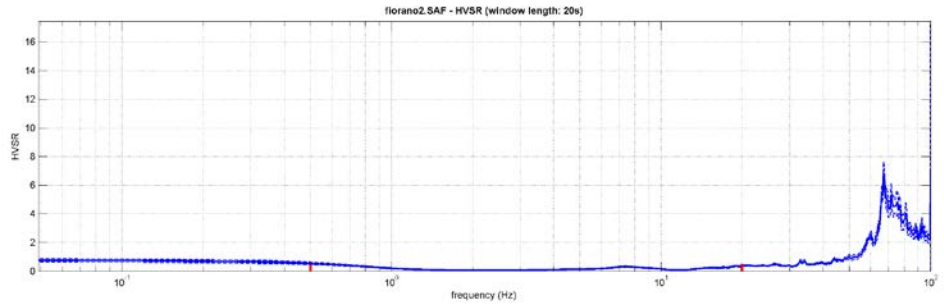


VELOCITÁ SPETTRALI

GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it



RAPPORTO HVSR DERIVATO DALL'ACQUISIZIONE ESEGUITA



FREQUENZA DERIVATA
nessun picco stratigrafico rilevato

=== Criteria for a reliable H/V curve ==========
#1. [f0 > 10/Lw]: 0.537 > 0.5 (OK)
#2. [nc > 200]: 591 > 200 (OK)
#3. [f0>0.5Hz; sigmaA(f) < 2 for 0.5f0 < f < 2f0] (OK)

=== Criteria for a clear H/V peak (at least 5 should be fulfilled) ==========
#1. [exists f- in the range [f0/4, f0] | AH/V(f-) < A0/2]: (NO)
#2. [exists f+ in the range [f0, 4f0] | AH/V(f+) < A0/2]: yes, at frequency 0.5Hz (OK)
#3. [A0 > 2]: 0.5 < 2 (NO)
#4. [fpeak[Ah/v(f) ą sigmaA(f)] = f0 ą 5%]: (NO)
#5. [sigmaf < epsilon(f0)]: 7.831 > 0.081 (NO)
#6. [sigmaA(f0) < theta(f0)]: 0.090 < 2 (OK)

ALLEGATO 4

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

✉ Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019 – 🖷 e-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA :02981500362 – www.geogroupmodena.it

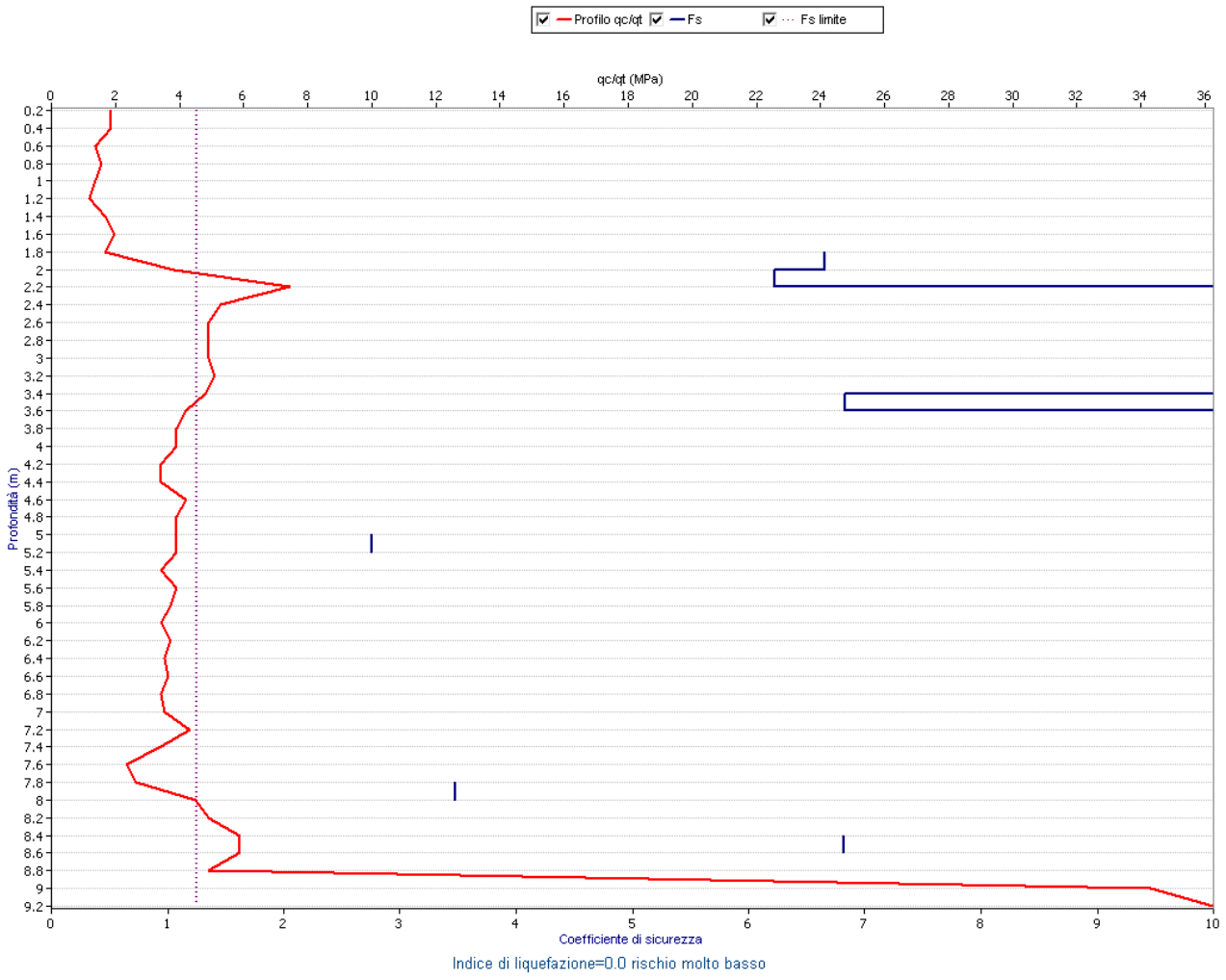
GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: geo.group@libero.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

metodo **Robertson and Wride, 1997**

Cantiere: via Montagnani, Fiorano Modenese (MO)
Data: 29/03/2017
Lavoro: studio del terreno di fondazione
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

RIF. 151/17



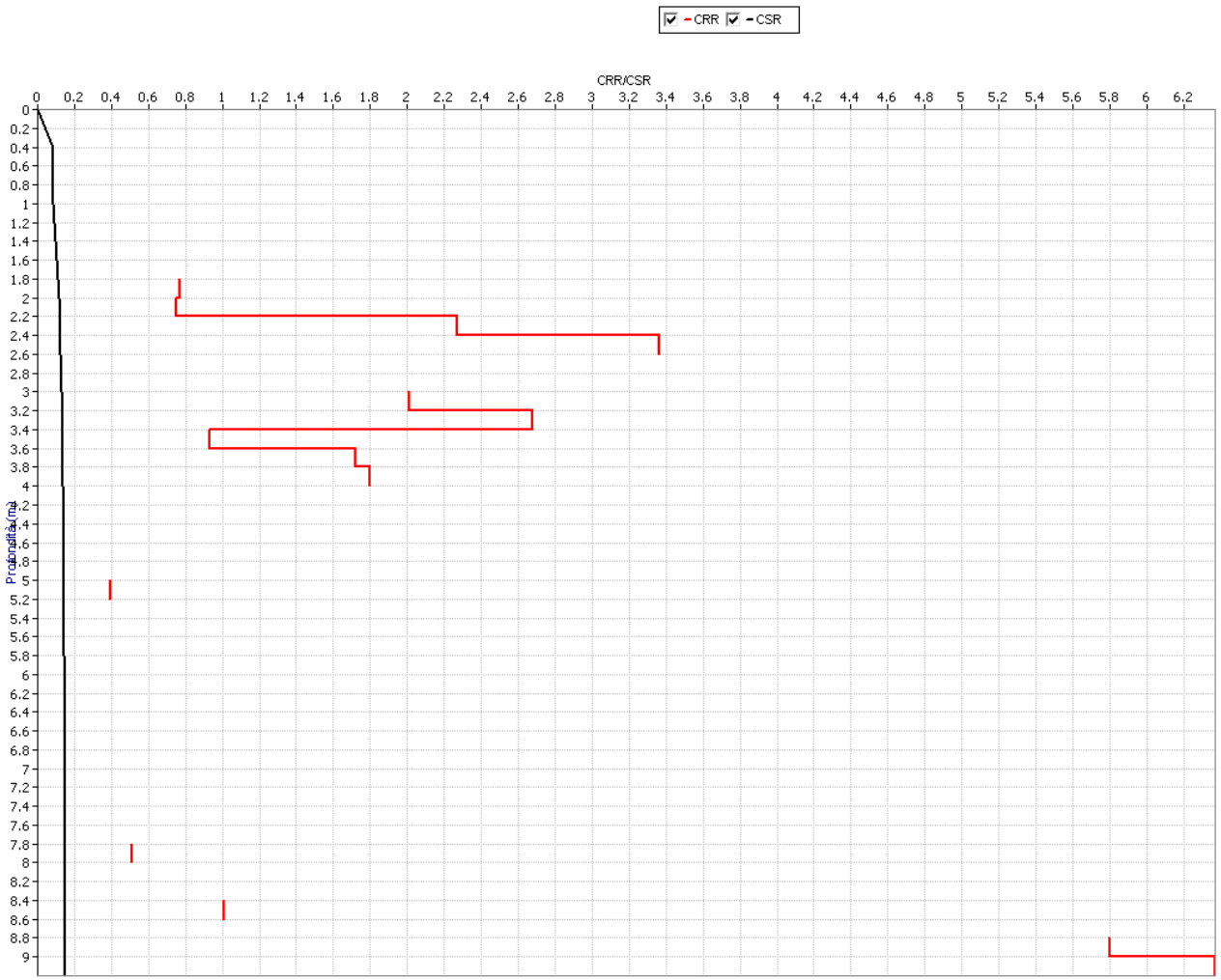
GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: geo.group@libero.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

metodo **Robertson and Wride, 1997**

RIF. 151/17

Cantiere: via Montagnani, Fiorano Modenese (MO)
Data: 29/03/2017
Lavoro: studio del terreno di fondazione
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari



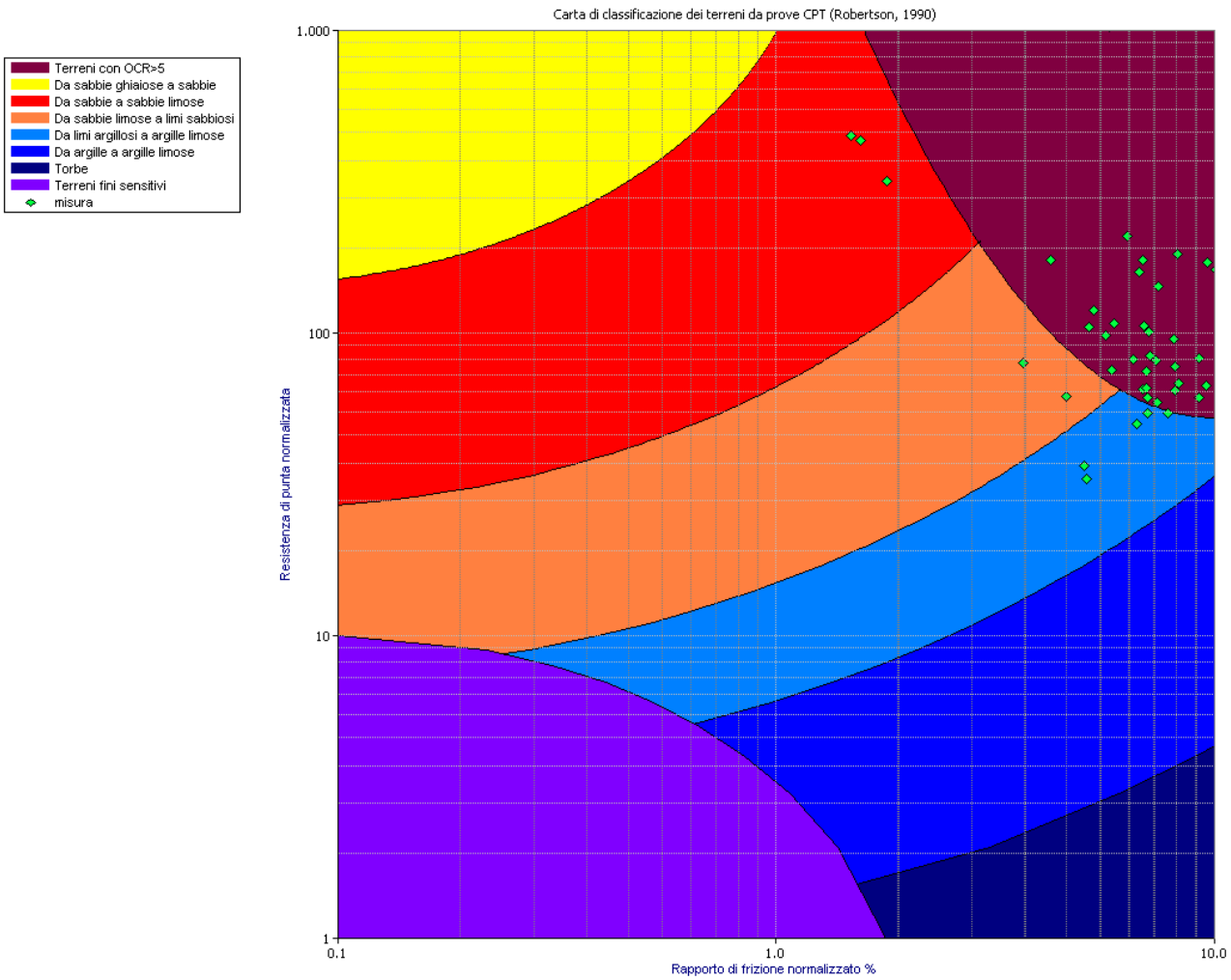
GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: geo.group@libero.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

metodo **Robertson and Wride, 1997**

Cantiere: via Montagnani, Fiorano Modenese (MO)
Data: 29/03/2017
Lavoro: studio del terreno di fondazione
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

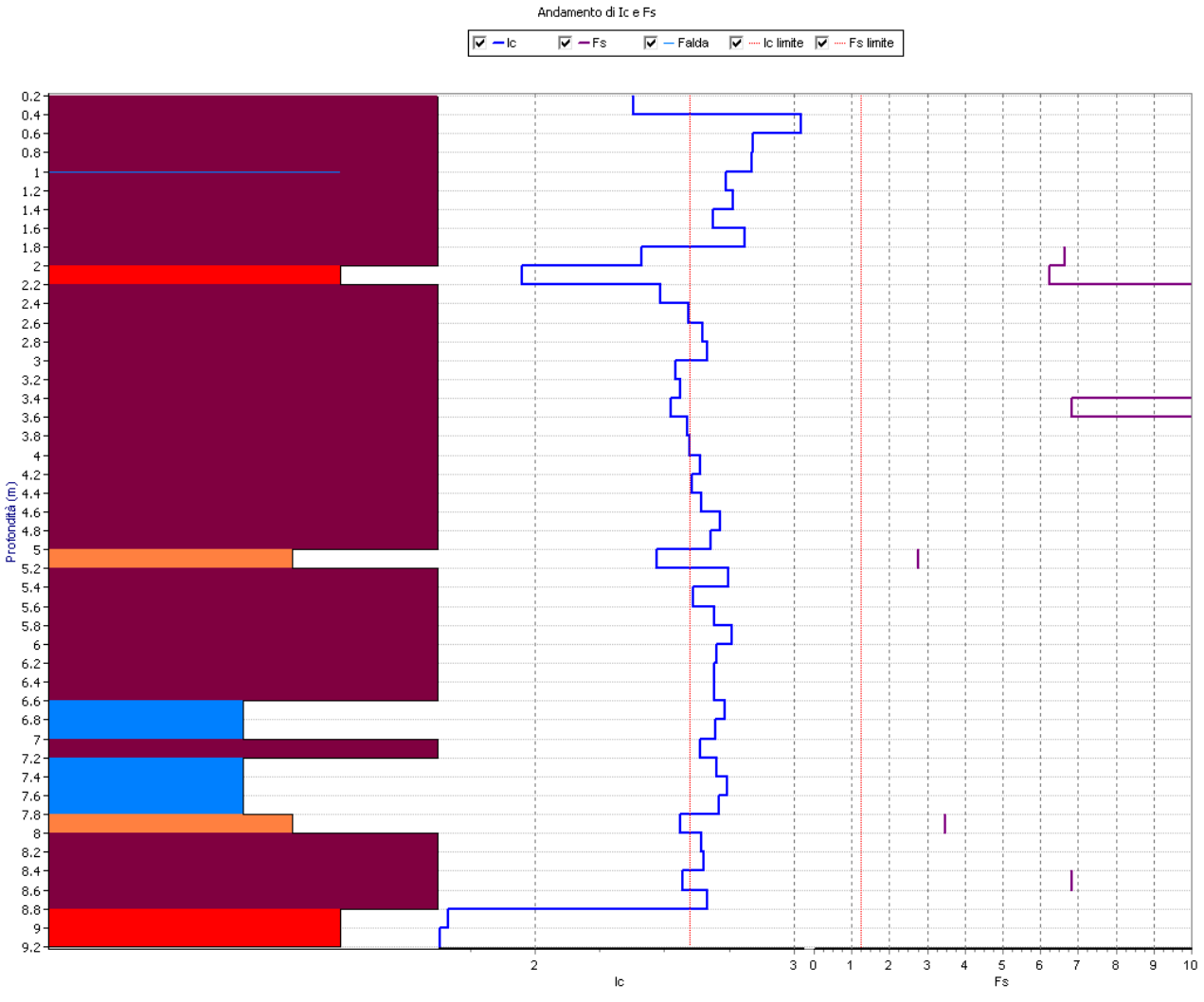
RIF. 151/17



GEO GROUP s.r.l.
Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: geo.group@libero.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

metodo **Robertson and Wride, 1997**

RIF. 151/17

Cantiere: via Montagnani, Fiorano Modenese (MO)
Data: 29/03/2017
Lavoro: studio del terreno di fondazione
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari