

Comune di Anzola dell'Emilia

Provincia di Bologna

RELAZIONE GEOLOGICA inerente la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. NTC 2018)

RELAZIONE GEOTECNICA relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4. NTC 2018)

ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)



OGGETTO:

Studio del terreno di fondazione inerente alla realizzazione di una nuova rotatoria e di un nuovo tratto stradale nel Comune di Anzola dell'Emilia (BO)



Dott. Geol. Pierluigi Dallari
Marzo 2020
Rif. 111/20



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



ISO 9001
**AZIENDA CON SISTEMA
DI GESTIONE QUALITÀ
CERTIFICATO DA DNV
= ISO 9001 =**

Relazione Tecnica

comprensente:

RELAZIONE GEOLOGICA

inerente la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. NTC 2018)

RELAZIONE GEOTECNICA

Relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4. NTC 2018)

ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)

Oggetto:

Studio del terreno di fondazione inerente alla realizzazione di una nuova rotatoria e di un nuovo tratto stradale nel Comune di Anzola dell'Emila (BO)

- Rif. 111/20

Indice del contenuto

1. PREMESSE	3
2. RELAZIONE GEOLOGICA	6
2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA	6
2.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	7
2.3 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PUNTA MECCANICA CPT.....	9
2.4 CARATTERISTICHE LITOSTRATOGRAFICHE DEL SITO D'INDAGINE	12
3 RELAZIONE GEOTECNICA.....	13
3.1 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO.....	13
4 ANALISI DI LABORATORIO DI GEOTECNICA.....	14
4.1 ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA E SEDIMENTAZIONE (CNR UNI 11531).....	14
4.2 CONTENUTO DI UMIDITÀ NATURALE (ASTM D 2216 - 98; ASTM D 2974 - 00).....	16
4.3 LIMITI DI CONSISTENZA DI ATTERBERG (ASTM D 4318-00 E ASTM D 4943-02).....	16
4.4 CLASSIFICAZIONE STRADALE (AASHTO-HRB; CNR UNI 10006)	18
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA SEDE STRADALE	20
6 PROVE DI CARICO SU PIASTRA DINAMICA DPLT	21
7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	25
7.1 INDAGINE SISMICA CON METODO MASW	25
7.2 INDAGINI SISMICHE HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO (HVSr)	26
7.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (§ 3.2.2 NTC 2018).....	28
7.4 AZIONE SISMICA E RISPOSTA SISMICA DEL SITO	29
7.5 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE (§ 7.11.3.4 NNTC 2018)	32
8 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	36

Tavole

Tav. n. 1: "Carta Corografica"	scala 1: 25.000
Tav. n. 2: "Carta Topografica"	scala 1: 10.000
Tav. n. 3: "Ripresa fotografica generale dell'area di interesse"	scala grafica
Tav. n. 4: "Carta geologica"	scala 1: 5.000
Tav. n. 5: "Ubicazione indagini geognostiche"	scala grafica

Allegati

- ALL. n. 1** Prove penetrometriche statiche CPT corredate di interpretazione geotecnica
- ALL. n. 2** Indagini sismiche
- ALL. n. 3** Verifica alla liquefazione
- ALL. n. 4** Prove di carico su piastra dinamica DPLT
- ALL. n. 5** Prove di laboratorio

1. PREMESSE

In accordo con la proprietà, Centro Samoggia Srl, e con il tecnico progettista, Dott.Ing. Grotti Loris, nel mese di marzo 2020 è stato eseguito il presente studio geologico, geotecnico e sismico relativo allo studio del terreno di fondazione per il progetto di realizzazione di una nuova rotatoria e di un nuovo tratto stradale nel Comune di Anzola dell'Emilia (BO) denominato polo sovracomunale del Martignone - progetto della viabilità principale STRALCIO 2.

L'area in oggetto è posta nella zona produttiva del Comune di Anzola dell'Emilia (BO), come illustrato nella "Carta corografica" tavola CTR n.220 NE alla scala 1:25.000 (tav. n. 1), nella "Carta topografica" alla scala 1:10.000 (tav. n. 2) e nella "Ripresa fotografica generale dell'area di interesse" (tav. n. 3), riportate in allegato.



Fig. 1.1: Inquadramento geografico dell'area di interesse (immagini tratte da *Google Maps*).



Fig. 1.2: Planimetria di progetto dell'intervento e sovrapposizione con ripresa aerea del sito di interesse.



Fig. 1.3: Area in cui sorgerà la rotatoria in progetto.

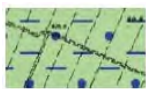
2. RELAZIONE GEOLOGICA

2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA

L'area di interesse, sita in prossimità dello scolo Crocetta e del Rio Carpineta, si trova in località "Crocetta", ad una quota topografica media di 36 m s.l.m.

Da quanto si evince dalla "Carta geologica" (tav. n. 4) alla scala 1:5.000 tratta dalla "Carta geologica - Progetto CARG" a cura della Regione Emilia Romagna, nell'area oggetto di studi affiorano le seguenti litologie:

SUCCESSIONE NEOGENICO QUATERNARIA DEL MARGINE APPENNINICO PADANO



AES8 - Subsistema 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). Tali depositi in litofacies limo-sabbiosa interessano la porzione più a ovest della viabilità oggetto del presente studio.



AES8a - Unità di Modena

Depositi ghiaiosi, passanti a sabbie e limi di terrazzo alluvionale. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. Unità definita dalla presenza di un suolo a bassissimo grado di alterazione, con profilo potente meno di 100 cm, calcareo, grigio-giallastro o bruno grigiastro. Nella pianura ricopre resti archeologici di età romana del VI secolo d.C.. Potenza massima di alcuni metri (< 10 m). (Età: Post-VI secolo d.C.). Tale unità, in litofacies limo-argillosa, è presente nella porzione più orientale dell'area interessata dalla viabilità in progetto.

Dal punto di vista geomorfologico non sono emersi fenomeni degni di nota, l'area è completamente pianeggiante con una leggera inclinazione in direzione nord-est in concordanza con l'andamento della pianura padana.



Fig. 1.4: Carta geologica (immagine tratta da Carta geologica - Progetto CARG" a cura della Regione Emilia Romagna).

2.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto, in data 11/03/20, è stata eseguita la seguente campagna di indagini geognostiche:

<i>n. 2 prove penetrometriche statiche CPT</i>
<i>n.1 indagine sismica HVSR</i>
<i>n.2 sondaggi per il prelievo di campioni</i>
<i>n. 6 prove di carico su piastra dinamica DPLT</i>

I risultati delle suddette indagini sono riportati negli appositi allegati, mentre l'ubicazione è illustrata nella **tav. n. 5.** e in **figura 1.5.**



Fig. 1.5: Ubicazione indagini geognostiche eseguite nell'area di interesse in data 11/03/20.

Sempre sul sito del "Progetto CARG" della Regione Emilia-Romagna, Servizio Geologico Sismico e del Suolo, sono state consultate le indagini geognostiche effettuate in passato nei pressi dell'area d'interesse. In particolare, sono state consultate:

- n. 2 prove penetrometriche statiche (fig. 1.7)
- n. 1 stratigrafia ottenuta dalla perforazione di pozzi (fig. 1.8)
- n.1 stratigrafia ottenuta da un sondaggio a carotaggio continuo (fig. 1.8)

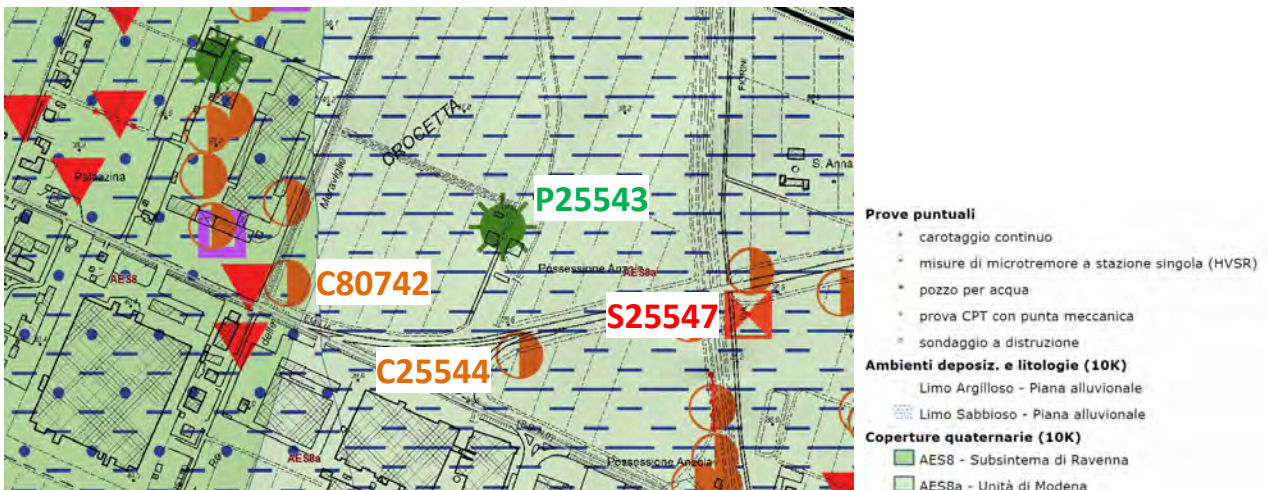


Fig. 1.6: Carta della litologia di superficie con riportata l'ubicazione di pozzi, prove CPT e carotaggi eseguiti nelle vicinanze dell'area di interesse (immagine tratta da progetto CARG-Regione Emilia Romagna).

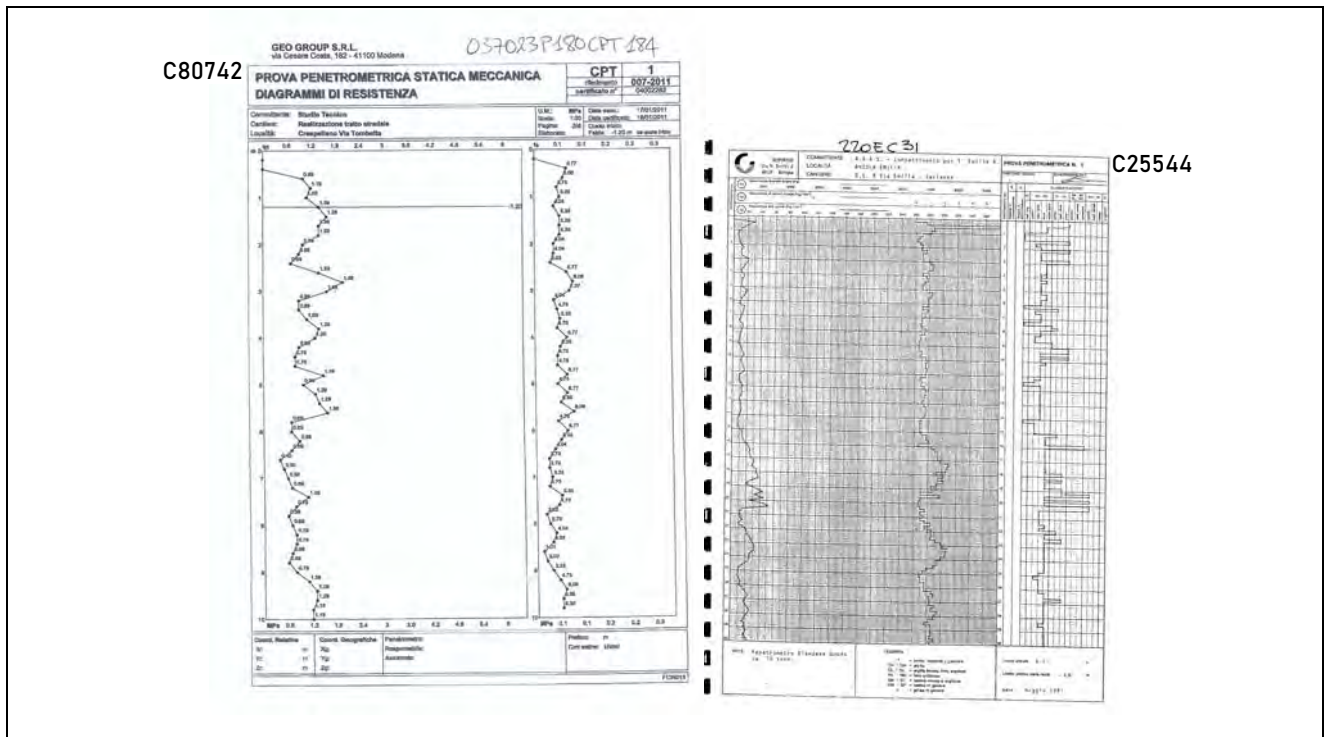


Fig. 1.7: Prove penetrometriche statiche C80742 e C25544 effettuate nei pressi dell'area di interesse.

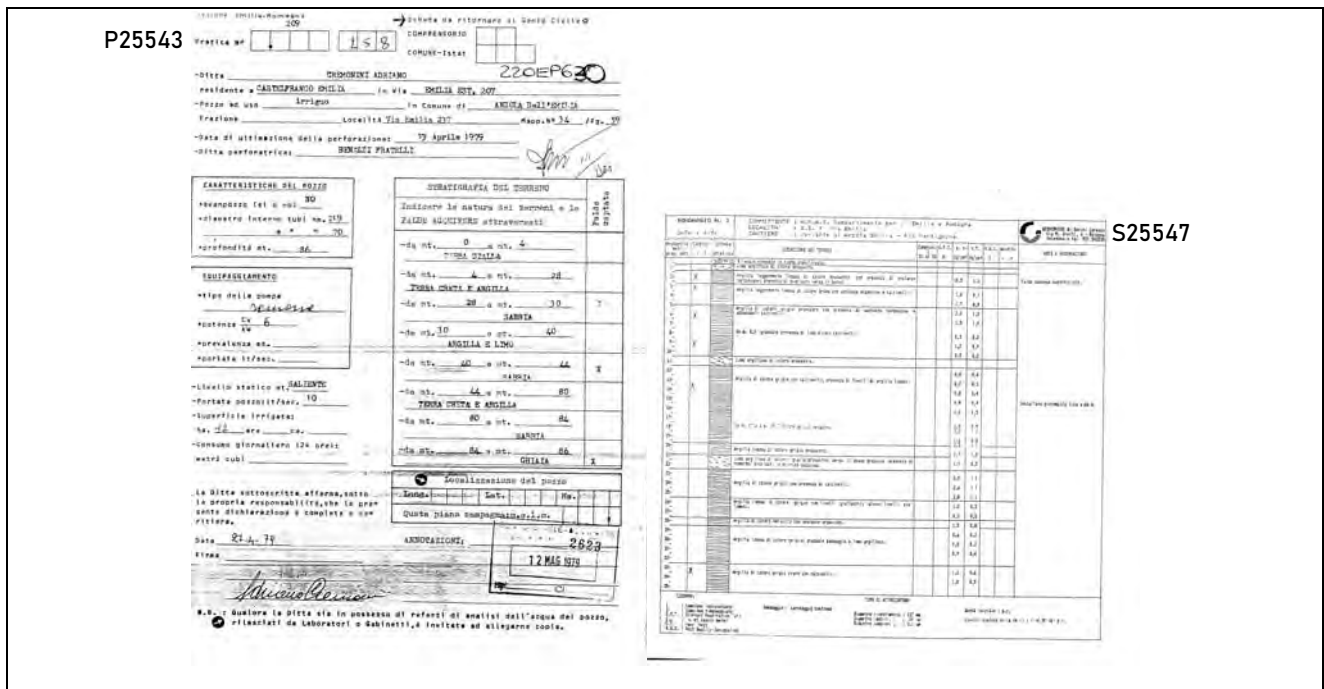


Fig. 1.8: Pozzo P25543 e sondaggio a carotaggio continuo S25547 effettuati nei pressi dell'area di interesse.

Sulla base dei dati emersi dalle prove penetrometriche eseguite nel marzo 2020 e dei dati emersi dalle restanti indagini geognostiche eseguite in sito nel corso degli anni, si evince che il tetto del primo livello ghiaioso potrebbe trovarsi a circa -80.00/-85.00 m da piano campagna (p.c.). Pertanto il sottosuolo nei primi 80/85 metri risulta interessato dall'alternanza di strati argillosi e strati limosi più o meno addensati.

2.3 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PUNTA MECCANICA CPT

Nell'area di interesse sono state eseguite, in data 11/03/2020, n. 2 prove penetrometriche statiche CPT, spinte rispettivamente fino alla profondità di - 20.00 m da p.c. (CPT 1) e - 10.20 m da p.c. (CPT 2). Nell'Allegato n. 1 sono riportati i grafici e le tabelle riguardanti le prove eseguite, corredati dell'elaborazione geotecnica e litostratigrafica. Lo strumento impiegato per eseguire le prove è un penetrometro gommato ad infissione statica le cui caratteristiche tecniche sono riassunte nella seguente tabella:

Punta meccanica	Begemann
Spinta	200 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°

La prova penetrometrica statica CPT (Cone Penetration Test) viene realizzata infiggendo nel terreno, alla velocità di 2 cm/sec, la punta meccanica Begemann (fig. 1.9). La punta 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 cm². Esso supporta lungo il suo stelo un manicotto d'attrito, la cui superficie laterale è di 150 cm². I valori degli sforzi di reazione che il suolo oppone alla penetrazione della punta, allo scorrimento del manicotto laterale e all'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 (fig. 1.9):

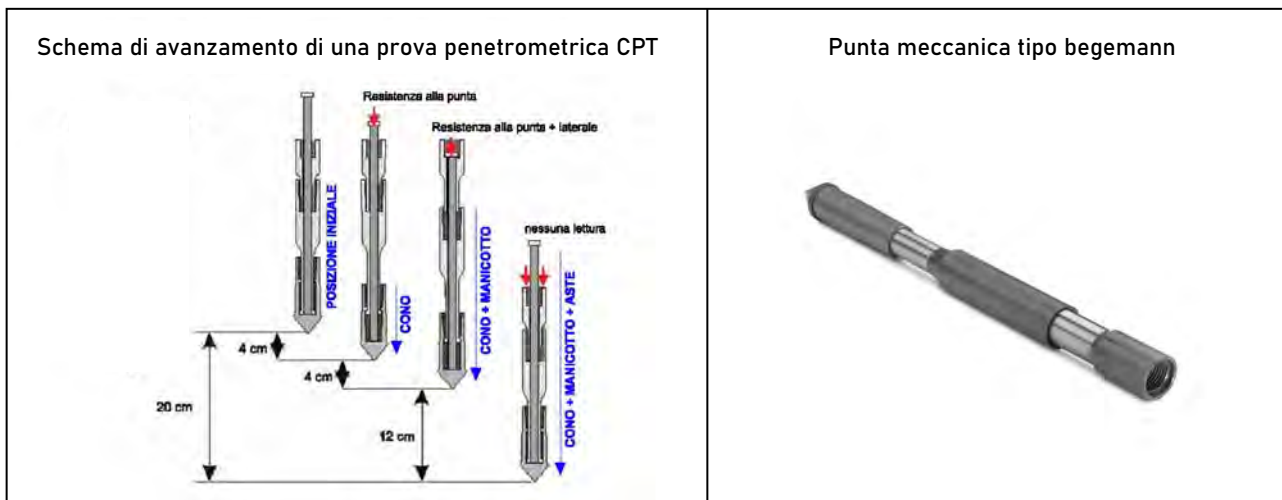


Fig.1.9: Punta meccanica tipo Begemann e schema di avanzamento.

- 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 (R_p);
- 3) spinta esercitata sulle aste interne con avanzamento di 4 cm di cono + manicotto; visualizzazione dello sforzo di punta + attrito laterale (R_l);
- 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 (R_t).

Nella fase d'avanzamento in cui viene letta la resistenza alla punta, il display restituisce automaticamente il carico unitario di resistenza (R_p) tenuto conto della superficie di infissione di circa 10 cm². 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 (R_l). Ad ogni profondità di misura (x), i valori reali della resistenza alla penetrazione della punta "qc" e dell'attrito laterale locale "fs" possono essere calcolati tramite le seguenti formule:

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

dove:

AP (Area Punta) = 10 cm²

AM (Area Manicotto Laterale) = 150 cm²

$$f_s(X) = (R_l(x+1) - R_p(x+1)) \cdot (AP/AM) = (R_l(x+1) - R_p(x+1)) / 15$$

La particolare punta utilizzata per la perforazione Friction Jacket Cone 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:

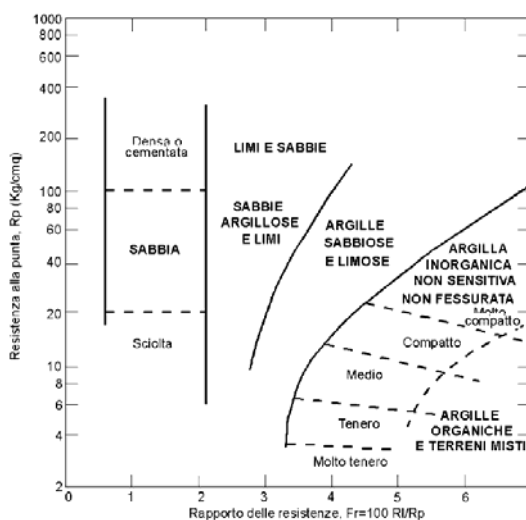
Il metodo di BEGEMANN considera il rapporto tra R_p e R_l come parametro indicativo delle variazioni litologiche. In particolare l'Autore suggerisce le seguenti correlazioni:

Rapporto R_p/R_l	Litologia
$R_p/R_l < 15$	Argilla organica e torba
$15 < R_p/R_l < 20$	Limo e/o argilla inorganica
$30 < R_p/R_l < 60$	Limo sabbioso e sabbia limosa
$R_p/R_l > 60$	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 F_r (con $F_r\% = 100 R_l/R_p$), secondo il grafico seguente:



2.4 CARATTERISTICHE LITOSTRATOGRAFICHE DEL SITO D'INDAGINE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle prove penetrometriche da Noi eseguite nell'area di studio nel marzo 2020 e sulla base dei dati emersi dai sondaggi a carotaggio continuo e dai pozzi eseguiti nel corso degli anni, si può riassumere quanto segue:

- Al di sotto dello strato superficiale caratterizzato da terreno naturale (terreno vegetale) le prove eseguite hanno rilevato la presenza di un primo livello caratterizzato da **Argille limose mediamente consistenti** fino alla quota di circa -3.20 m da p.c., seguito da un livello caratterizzato da **Argille limose a medio-elevata consistenza** fino alla quota di circa -6.20 m da p.c. e da un livello caratterizzato da **Argille limose a medio-scarso consistenza** fino alla quota di circa -10.00 m da p.c.. Infine le prove eseguite hanno rilevato la presenza di un livello caratterizzato da **Argille limose a medio-elevata consistenza** fino alla quota di circa -20.00 m da p.c., tuttavia sulla base dei dati emersi dalle indagini geognostiche eseguite nell'area è ipotizzabile che questo livello caratterizzato da argille limose a media - elevata consistenza si spinga fino alla profondità di -80.00 m da p.c., profondità alla quale è stato identificato il tetto delle ghiaie (stratigrafia pozzo).
- Al termine della prova penetrometrica è stata eseguita la verifica della soggiacenza della falda freatica all'interno del foro di sondaggio della CPT n.1; la misurazione, eseguita con freatimetro elettroacustico in data 11/03/20, ha dato il seguente risultato: falda -2.80 m da p.c..

3 RELAZIONE GEOTECNICA

3.1 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Il modello geotecnico è finalizzato a fornire tutti i dati geotecnici necessari per l'intervento in oggetto. Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle indagini geotecniche eseguite in sito si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato:

Strato	Profondità	Falda	Litotipo	Parametri geotecnici	
1	0.00 - 3.20 m da p.c.		Argille limose mediamente consistenti	γ	1800 kg/m ³ ≈ 18.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/m ³ ≈ 21.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.50 kg/cm ² ≈ 50.0 kN/m ²
				C'_k	0.05 kg/cm ² ≈ 5.0 kN/m ²
				M_o	40.0 kg/cm ² ≈ 4000 kN/m ²
				E_s	70.0 kg/cm ² ≈ 7000 kN/m ²
				ϕ_k	23°
				ν	0.35
				SLU APP 2	1.00 daN /cm ² (già fattorizzato)
2	3.20 - 6.20 m da p.c.		Argille limose a medio-elevata consistenza	γ	1850 kg/m ³ ≈ 18.50 kN/m ³
				γ'	2150 kg/m ³ ≈ 21.50 kN/m ³
				C_{uk}	0.70 kg/cm ² ≈ 70.0 kN/m ²
				C'_k	0.07 kg/cm ² ≈ 7.0 kN/m ²
				M_o	55.0 kg/cm ² ≈ 5500 kN/m ²
				E_s	98.0 kg/cm ² ≈ 9800 kN/m ²
				ϕ_k	24°
				ν	0.32
3	6.20 - 10.00 m da p.c.	-2.80 m da p.c.	Argille limose a medio-scarso consistenza	γ	1750 kg/m ³ ≈ 17.50 kN/m ³
				γ'	2050 kg/m ³ ≈ 20.50 kN/m ³
				C_{uk}	0.40 kg/cm ² ≈ 40.0 kN/m ²
				C'_k	0.04 kg/cm ² ≈ 4.0 kN/m ²
				M_o	30.0 kg/cm ² ≈ 3000 kN/m ²
				E_s	56.0 kg/cm ² ≈ 5600 kN/m ²
				ϕ_k	21°
				ν	0.38
4	10.00 - 20.00 m da p.c.		Argille limose a medio-elevata consistenza	γ	1900 kg/m ³ ≈ 19.00 kN/m ³
				γ'	2200 kg/m ³ ≈ 22.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.80 kg/cm ² ≈ 80.0 kN/m ²
				C'_k	0.08 kg/cm ² ≈ 8.0 kN/m ²
				M_o	70.0 kg/cm ² ≈ 7000 kN/m ²
				E_s	112.0 kg/cm ² ≈ 11200 kN/m ²
				ϕ_k	26°
				ν	0.38

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

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

C_u = coesione non drenata caratteristica (terreni coesivi) [Formula di Lunne & Eide]

C'_k = coesione efficace caratteristica

D_r = densità relativa (terreni granulari) [Schmertmann 1976]

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

E_s = modulo elastico (terreni coesivi) [Trofimemkov 1974]

ϕ_k = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari) [Meyerhof 1956/1976, sabbie limose]

ν = modulo di Poisson

4 ANALISI DI LABORATORIO DI GEOTECNICA

Allo scopo di valutare le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione dell'area oggetto di studi, nel corso di un sopralluogo effettuato in data 11/03/2020, sono stati prelevati, mediante trivella a mano, n. 3 campioni di terreno alle profondità elencate nella seguente tabella:

<i>Sondaggio</i>	<i>Campione</i>	<i>Profondità (m) da p.c.</i>	<i>Strato</i>
1	1	-0.80/-1.00	Terreno naturale
2	1	-0.50/-1.00	Materiale superficiale (molti inclusi)
3	1	-0.80/-1.00	Terreno naturale

Su ciascun campione di terreno sono state eseguite le seguenti analisi di laboratorio di geotecnica (riportate nell'allegato n. 5):

CAMPIONE S1C1

CAMPIONE S3C1

analisi granulometrica (AGI 1994; CNR -UNI 10006)

determinazione del contenuto di umidità naturale (ASTM D 2216 - 98; ASTM D 2974 - 00)

limite di consistenza di Atterberg (ASTM D 4318-00 e ASTM D 4943-02)

CAMPIONE S2C1

limite di consistenza di Atterberg (ASTM D 4318-00 e ASTM D 4943-02)

4.1 ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA E SEDIMENTAZIONE (CNR UNI 11531)

La seguente tipologia di indagine, eseguita solamente sui campioni S1C1 e S3C1 in quanto maggiormente rappresentativi del primo strato di sottosuolo (il campione S2C1 è stato prelevato dal materiale superficiale e quindi presenta numerosi inclusi ghiaiosi), permette di determinare la

distribuzione delle dimensioni delle particelle che compongono un campione di terreno e di stabilire le percentuali in peso delle varie frazioni che rientrano entro limiti prefissati (frazioni granulometriche). I metodi utilizzati per ottenere le varie frazioni granulometriche sono principalmente due: la setacciatura e l'aerometria. L'analisi granulometrica mediante setacci con caratteristiche standardizzate è limitata alla frazione grossolana di un terreno, cioè alla percentuale trattenuta dal setaccio di luce 0.075 mm; lo strumento consiste in una serie di setacci incolonnati uno sopra l'altro, in modo tale che la luce delle maglie diminuisca dall'alto verso il basso. Per il materiale passante al setaccio inferiore, ovvero quello con luce più piccola (0.075 mm), si ricorre all'analisi per sedimentazione o aerometria. Quest'ultima tecnica viene effettuata se la parte di terreno con diametro inferiore a 0.075 mm è presente in percentuale superiore al 10%. La prova si basa sulla legge di Stokes, che permette di calcolare la velocità di sedimentazione di una particella sferica di cui si conosca il peso specifico, in un fluido di densità, viscosità e temperatura note. Il campione da analizzare viene prima di tutto trattato con acqua ossigenata, per eliminare il materiale organico, e con acido cloridrico, per disciogliere il carbonato di calcio; dopodiché viene inserito in una soluzione di acqua bidistillata ed esametafosfato di sodio al fine di evitare il processo di flocculazione, che accelererebbe la sedimentazione rendendo così inadeguata l'applicazione della Legge di Stokes. Dopo aver agitato il tutto, si può dare inizio alla prova. Ad intervalli di tempo stabiliti in base alla temperatura della soluzione, si prelevano dei campioni di terreno ad una certa profondità e, dopo averli essiccati, per ognuno di essi si calcola il peso: alla fine di un intervallo di tempo "t", le particelle con velocità di sedimentazione maggiore di "h/t" si troveranno a profondità maggiori di "h", mentre quelle con velocità minore di "h/t", dopo il tempo "t" si troveranno ad una profondità minore di "h", di conseguenza, queste ultime, alla profondità "h" avranno ancora la loro concentrazione originale. Prelevato il primo campione, si lascia trascorrere un periodo di tempo "t2", dopodiché si preleva il secondo campione, sempre alla profondità "h": quest'ultimo campione conterrà un residuo minore del precedente di una quantità uguale al peso del materiale con velocità di sedimentazione intermedia alle due scelte ("h/t" e "h/t2"). I risultati sono stati diagrammati in scala semilogaritmica, riportando in ascissa il diametro delle particelle e in ordinata le percentuali in peso delle particelle.

CAMPIONE	PROFONDITÀ -0.80 m / -1.00 m da p.c.			
S1C1	ARGILLA (%)	LIMO (%)	SABBIA (%)	GHIAIA (%)
	30.4 %	45.6 %	23.6 %	0.4 %
	Denominazione AGI: Limo con argilla sabbioso debolmente ghiaioso			
CAMPIONE	PROFONDITÀ -0.80 m / -1.00 m da p.c.			
S3C1	ARGILLA (%)	LIMO (%)	SABBIA (%)	GHIAIA (%)
	42.6 %	43.3 %	13.4 %	0.7 %
	Denominazione AGI: Limo con argilla debolmente sabbioso-ghiaioso			

4.2 CONTENUTO DI UMIDITÀ NATURALE (ASTM D 2216 – 98; ASTM D 2974 – 00)

Sui campioni di terreno disturbato S1C1 e S3C1 sono state inoltre determinate le caratteristiche fisiche naturali e precisamente: il valore di umidità naturale.

Il contenuto in acqua o umidità di un terreno è definito dal rapporto tra il peso dell'acqua contenuta nei pori P_w e il peso della materia secca P_s , cioè dei suoi granuli. Viene indicato col simbolo w % e si esprime in percentuale:

$$w = P_w / P_s \times 100$$

Il contenuto in acqua è una delle più importanti caratteristiche dei terreni, poiché ne definisce lo stato di consolidamento e quindi la resistenza di coesione. I valori ottenuti sono riassunti nella seguente tabella:

<i>Campione</i>	<i>Umidità naturale w (%)</i>
S1C1	23.68
S3C1	26.51

4.3 LIMITI DI CONSISTENZA DI ATTERBERG (ASTM D 4318-00 E ASTM D 4943-02)

I limiti di Atterberg, eseguiti su tutti e n.3 i campioni prelevati (S1C1, S2C1, S3C1), definiscono i contenuti di acqua dei campioni determinati in laboratorio, con procedure standardizzate che rappresentano adeguatamente i passaggi critici di comportamento del terreno al variare del contenuto d'acqua. Il campione passa dallo stato solido a semisolido a quello plastico e infine a quello liquido. A queste variazioni continue di stato possiamo abbinare una variazione della risposta deformazionale del terreno. Il contenuto d'acqua che separa il passaggio dal semisolido al plastico è detto limite plastico WP , quello dallo stato plastico al liquido è detto limite liquido WL e quello dalla fase solida a semisolido è detto limite di ritiro W_s .

La differenza tra il limite liquido WL e il limite plastico WP è detto indice di plasticità IP e indica il campo di contenuto d'acqua nel quale il terreno è allo stato plastico.

<i>CAMPIONE</i>	<i>PROFONDITÀ</i>	<i>WL (%)</i>	<i>WP (%)</i>	<i>IP (%)</i>	<i>IC</i>	<i>CLASSIFICAZIONE USCS</i>
S1C1	0.80 - 1.00 m da p.c.	37	19	18	0.74	Argilla inorganica a bassa o media plasticità, argilla ghiaiosa, argilla sabbiosa, argilla limosa, argilla magra

CAMPIONE	PROFONDITÀ	WL (%)	WP (%)	WS (%)	IP (%)	IC	CLASSIFICAZIONE USCS
S2C1	0.50 - 1.00 m da p.c.	40.7	24.0	11.7	16.7	1.73	Argille inorganiche a media compressibilità

CAMPIONE	PROFONDITÀ	WL (%)	WP (%)	IP (%)	IC	CLASSIFICAZIONE USCS
S3C1	0.80 - 1.00 m da p.c.	38	17	21	0.55	Argilla inorganica a bassa o media plasticità, argilla ghiaiosa, argilla sabbiosa, argilla limosa, argilla magra

L'indice plastico IP definisce il grado di plasticità di un terreno e la tabella sotto esposta, indica i limiti dei diversi gradi di plasticità:

Ip	Grado di plasticità
0-5	Terreno non plastico
5-15	Terreno poco plastico
15-40	Terreno plastico
> 40	Terreno molto plastico

Definizione del grado di plasticità attraverso l'indice di plasticità IP

Indice di Plasticità I_P - Grado di plasticità

Campione (Profondità in m da p.c.)	Ip
S1C1 (-0.80/-1.00)	18 (Terreno plastico)
S2C1 (-0.50/-1.00)	16.7 (Terreno plastico)
S3C1 (-0.80/-1.00)	21 (Terreno plastico)

Questi indici che mettono in relazione il contenuto d'acqua naturale con WL e WP, costituiscono un parametro importante per spiegare il comportamento dei depositi coesivi. Nella seguente tabella è indicata la consistenza del terreno al variare dell'indice di consistenza IC:

IC	Consistenza
<0	Fluida
0 - 0.25	Fluido-plastica
0.25 - 0.5	Molle-plastica
0.5 - 0.75	Plastica
0.75 - 1	Solido-plastica
>1	Semisolida

Classificazione della consistenza del terreno al variare di IC

Indice di Consistenza IC – Consistenza

Campione (Profondità in metri da p.c.)	Ic
S1C1 (-0.80/-1.00)	0.74 (Consistenza plastica)
S2C1 (-0.50/-1.00)	1.73 (Consistenza semisolida)
S3C1 (-0.80/-1.00)	0.55 (Consistenza plastica)

In base al valore ottenuto dal limite di ritiro $W_s = 11.7\%$, calcolato per il solo campione S2C1, si classifica il terreno superficiale, alla quota di -0.50/1.00 m da p.c., come “cattivo terreno di fondazione”, ovvero maggiore è il limite di ritiro e tanto maggiori saranno i cedimenti sotto carico e i cedimenti conseguenti alle variazioni di umidità dello stesso.

	Buona	Discreta	Cattiva	Pessima	
$R =$	5 %	10 %	15 %		

Classificazione del ritiro (da Geotecnica e tecnica delle Fondazioni – Carlo Cestelli Guidi)

4.4 CLASSIFICAZIONE STRADALE (AASHTO-HRB; CNR UNI 10006)

Ai fini del dimensionamento delle sovrastrutture stradali in genere una classificazione funzionale, completa e dettagliata è quella americana, elaborata dall’Highway Research Board (HRB), adottata senza sostanziali modifiche dal CNR nelle norme sulla tecnica di impiego delle terre e nella redazione della norma UNI 10006.

I parametri necessari per la classificazione sono i valori in percentuale dei passanti ai setacci n.10, 40 e 200 (rispettivamente 2 mm, 0.42 mm e 0.075 mm) e i valori del Limite Liquido e Indice Plastico. Tale classificazione suddivide le terre, ai fini stradali, in due gruppi:

- terre ghiaioso - sabbiose (A1, A2, A3)
- terre argilloso - limose (A4, A5, A6, A7, A8)

L’analisi delle tabelle e l’esperienza di campagna, permettono facilmente di assegnare i vari terreni ai gruppi gerarchicamente più elevati (A1, A2, A3, A4, A5, A6, A7) o, quanto meno, a individuarne una coppia di probabile appartenenza (per esempio: A4-A5).

Il metodo di classificazione permette comunque un’ulteriore suddivisione in sottogruppi: A1-a, A1-b, A2-4, A2-5, A2-6, A2-7, A7-5, A7-6.

Alla classificazione stradale sono associate valutazioni circa le qualità portanti dei terreni, l'influenza dell'azione del gelo, la capacità di ritiro o rigonfiamento e la permeabilità delle terre, sempre con esclusivo riferimento al loro utilizzo come sottofondo stradale e come materiale per realizzare rilevati stradali.

Nella tabella seguente viene riportata la Classificazione AASHTO-HRB - CNR UNI 10006 eseguita per i campioni S1C1 e S3C1:

Campione	Descrizione	Profondità (m da p.c.)	Classificazione AASHTO-HRB CNR UNI 10006
S1C1	Argilla poco compressibile	0.80 - 1.00	A6
S3C1	Argilla poco compressibile	0.80 - 1.00	

Classificazione generale	Terre ghiaio-sabbiose Frazione passante allo staccio 0,075 UNI 2332 ≤ 35%							Terre limo-argillose Frazione passante allo staccio 0,075 UNI 2332 >35%				Torbe e terre organiche palustri			
	A1	A1-b	A3	A2	A2-4	A2-5	A2-6	A2-7	A4	A5	A6		A7	A7-5	A7-6
Analisi granulometrica Frazione passante allo staccio															
2 UNI 2332 %	≤50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,4 UNI 2332 %	≤30	≤50	>50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,075 UNI 2332 %	≤15	≤25	≤10	≤35	≤35	≤35	≤35	>35	>35	>35	>35	>35	>35	>35	>35
Caratteristiche della frazione passante allo staccio 0,4 UNI 2332															
Limite liquido	-	-	-	≤40	>40	≤40	>40	≤40	>40	≤40	>40	>40	>40	>40	>40
Indice di plasticità	≤6	N.P.	≤10	≤10 max.	>10	>10	>10	≤10	≤10	>10	>10	(IP ≤ LL - 30)	(IP > LL - 30)	(IP > LL - 30)	(IP > LL - 30)
Indice di gruppo	0	0	0	0	≤4	≤4	≤4	≤8	≤8	≤12	≤16	≤16	≤20	≤20	≤20
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane	Sabbia fina	Ghiaia e sabbia limosa o argillosa	Limi poco compressibili				Limi fortemente compressibili	Argille poco compressibili	Argille fortemente compressibili mediamente plastiche	Argille fortemente compressibili fortemente plastiche	Torbe di recente o remota formazione, detriti organici di origine palustre			
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	Da eccellente a buono				Da mediocre a scadente								Da scartare come sottofondo		
Azione del gelo sulla qualità portante del terreno di sottofondo	Nessuna o lieve			Media				Molto elevata		Media	Elevata	Media			
Ritiro o rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve				Lieve o medio		Elevato	Elevato	Molto elevato			
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa						Scarsa o nulla					

Classificazione stradale (AASHTO-HRB-CNR -UNI 10006).

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA SEDE STRADALE

La sede stradale della nuova rotatoria e del nuovo tratto della variante alla S.S. n. 9 "Via Emilia", è costituito, come illustrato in figura 2 e 2.1, da (partendo dalla sommità della sede stradale):

sede stradale

- 38 cm di STRATO PORTANTE costituita da:
 - TAPPETO D'USURA: 3 cm
 - BINDER: 5 cm
 - CONGLOMERATO BITUMINOSO DI BASE: 10 cm
 - MISTO CEMENTATO: 20 cm
- 25 cm di MISTO RICICLATO STABILIZZATO (granulometrico)
- PREPARAZIONE DEL PIANO DI POSA con lavorazione del terreno e stabilizzazione a calce per una profondità minima di cm.85 (in sito cm 40 + n.2 strati successivi < di 30 cm)
- 25 cm di SCOTICO

interno rotatoria

- 30 cm di TERRENO VEGETALE PER INERBIMENTO
- spessore variabile di RIEMPIMENTO CON TERRENO PROVENIENTE DAGLI SCAVI

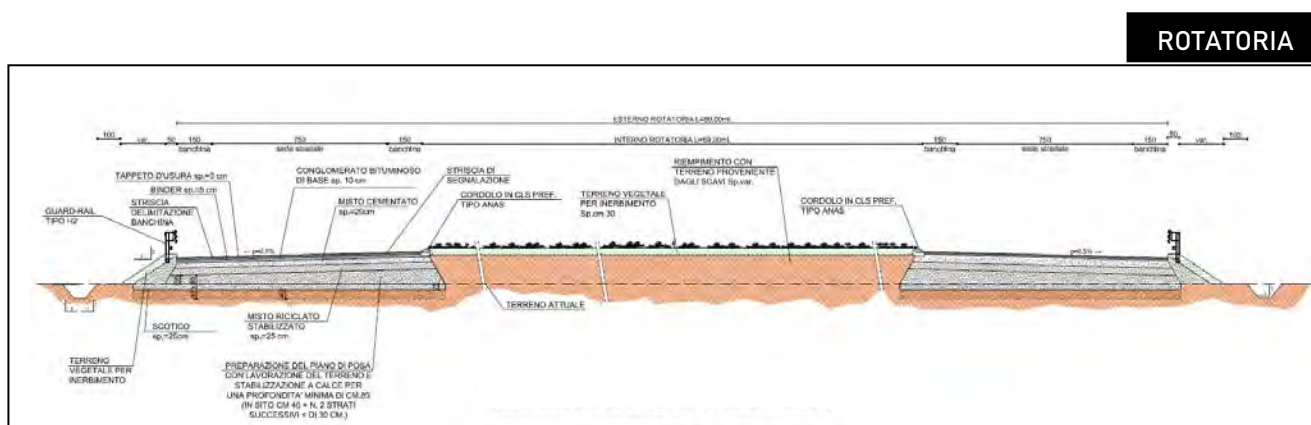


Fig. 2: Schema del pacchetto della sede stradale e dell'interno rotatoria.

NUOVA VIABILITA'

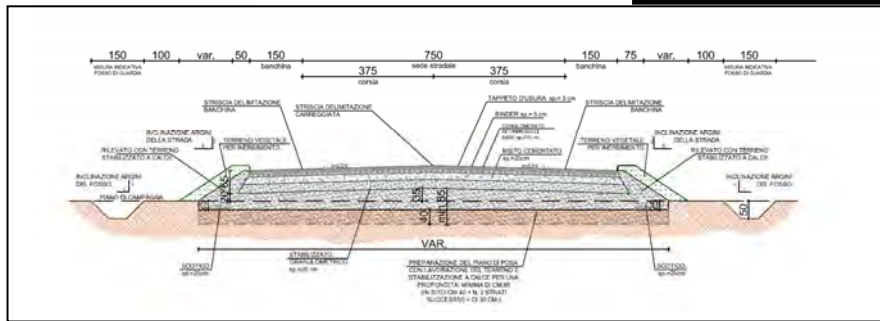


Figura 2.1: Schema del pacchetto della sede stradale della nuova viabilità.

6 PROVE DI CARICO SU PIASTRA DINAMICA DPLT

Nell'area di interesse sono state eseguite, in data 11/03/20, n.6 prove di carico su piastra dinamica DPLT. Le prove di carico su piastra dinamica sono state effettuate tramite dispositivo di piastra leggera secondo la normativa tedesca TP BF-StB Teil B8.3.

La prova serve per valutare il modulo di deflessione dinamica EVD in MN/m². Questo modulo è un indice per stimare la resistenza di sottofondi e pavimentazioni in seguito all'applicazione di un carico dinamico.

La prova consiste nell'eseguire un precarico sull'area di prova con n. 3 impulsi, sollevando il peso e lasciandolo cadere subito dopo lungo l'asta di guida. Dopo gli impulsi di precarico è possibile partire con la prova accendendo il dispositivo elettronico ed eseguendo n. 3 impulsi di carico ad ognuno dei quali nel dispositivo saranno mostrati i cedimenti successivi (mm). Al termine dei n. 3 impulsi di carico il dispositivo elaborerà una media dei n. 3 cedimenti ottenuti ed il modulo di deflessione dinamica EVD in MN/m². Il modulo di deflessione dinamica EVD viene calcolato dalla misura del cedimento secondo le seguenti espressioni:

$$E_{vd} = \frac{22.5}{s} \quad (300 \text{ mm plate and } 10 \text{ kg load})$$

$$E_{vd} = \frac{33.75}{s} \quad (300 \text{ mm plate and } 15 \text{ kg load})$$

dove:

$$E_{vd} \left[\frac{MN}{m^2} \right] \quad \text{dynamic deflection modulus}$$

$$s [mm] \quad \text{settlement}$$

s = cedimento della superficie caricata (mm).

Tale prova offre i seguenti vantaggi:

- non necessità della presenza di un mezzo di contrasto richiesto per controbilanciare la pressione esercitata come nella prova di carico su piastra statica;
- le misure sono possibili anche in condizioni di difficile accesso e spazio limitato;
- la massa dell'attrezzatura di prova è modesta;
- le misure sono speditive e offrono risultati in tempo reale.

Tutte le prove di carico su piastra DPLT sono state eseguite su terreno naturale, eliminando i primi 30/40 cm di terreno vegetale. I grafici, le tabelle e l'ubicazione dei punti di prova sono riportati nell'allegato n.4.



● prova di carico su piastra dinamica DPLT

Si riportano nella seguente tabella i valori dei moduli di deflessione dinamica E_{vd} in MN/m^2 e in Kg/cm^2 rilevati dalle prove di carico su piastra dinamica (piastra 300 mm; maglio 10.00 kg) eseguite.

DPLT	CEDIMENTO MEDIO (s) in mm	MODULO DI DEFLESSIONE DINAMICA (E_{VD})
1	2.389	18.8 $MN/m^2 \approx 188.0 \text{ kg/cm}^2$
2	3.342	13.5 $MN/m^2 \approx 135.0 \text{ kg/cm}^2$
3	2.518	17.9 $MN/m^2 \approx 179.0 \text{ kg/cm}^2$
4	3.590	12.5 $MN/m^2 \approx 125.0 \text{ kg/cm}^2$
5	3.365	13.4 $MN/m^2 \approx 134.0 \text{ kg/cm}^2$
6	2.787	16.1 $MN/m^2 \approx 161.0 \text{ kg/cm}^2$

Moduli di deflessione dinamica ottenuti in sito

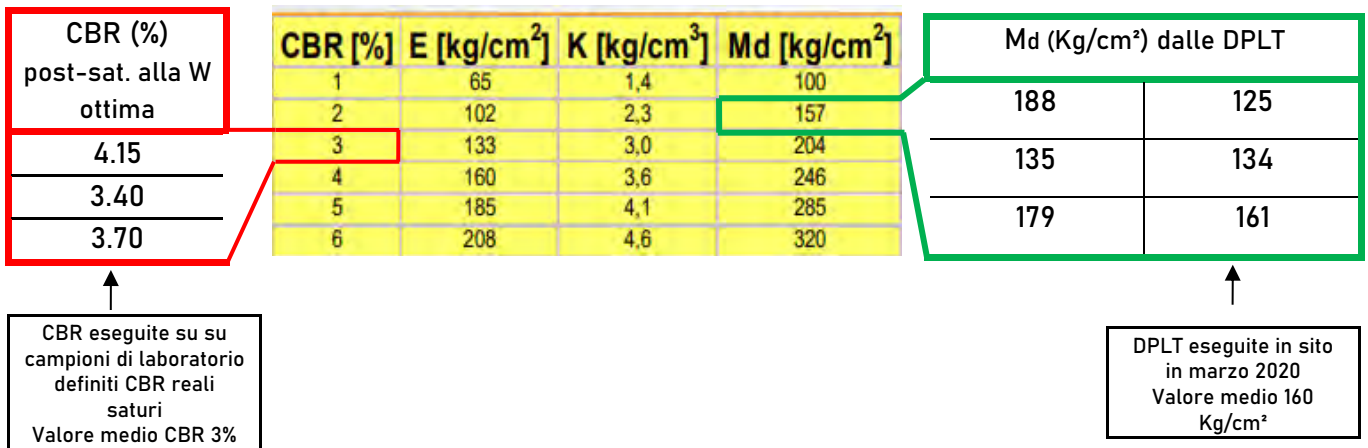
Attraverso le prove di carico su piastra dinamica DPLT otteniamo un cedimento medio (S) in mm e un modulo di deflessione dinamico (Evd) in Kg/cm². Quest'ultimo può essere confrontato con delle analoghe prove, da Noi eseguite nelle vicinanze dell'area di interesse, denominate CBR (California Bearing Ratio) solitamente utilizzate per valutare l'idoneità del terreno (portanza) alla realizzazione di sottofondi per pavimentazioni stradali. In particolare la prova CBR consiste nel far penetrare verticalmente alla velocità di 1,27 mm/min, un pistone di diametro pari a 4,953 cm (19,4 cm²), in un campione appositamente preparato, misurando lo sforzo di penetrazione a step successivi di infissione. Si costruisce poi la curva pressioni/cedimenti e si prende in considerazione il valore di pressione corrispondente a un cedimento di 2,5 mm e di 5,0 mm. Questi valori rapportati percentualmente ai valori standard di 70 Kg/cm² per i 2,5 mm e di 105 Kg/cm² per i 5,0 mm forniscono l'indice CBR. La correlazione tra il modulo di deflessione dinamico Evd e il California Bearing Ratio (CBR) viene illustrato nella seguente tabella (tratta da "Elementi di geotecnica stradale - Università degli Studi di Cagliari - SOVRASTRUTTURE DI STRADE, FERROVIE ED AEROPORTI Prof.ing. Mauro Coni) dove ad ogni valore percentuale di CBR è associato un modulo di deformazione Md in Kg/cm². Questo ci permette di confrontare i Nostri dati ottenuti attraverso le Prove di carico su piastra Dplt con le prove CBR eseguite nelle vicinanze del sito. Occorre però considerare che:

- 1) Le prove di carico su piastra Dplt sono state eseguite in situ su un terreno naturale caratterizzato da determinate condizioni di umidità e densità caratteristiche del sito
- 2) Le California Bearing Ratio CBR sono state eseguite su campioni di laboratorio definiti CBR reali saturi ovvero eseguite su provini aventi la densità che ha il terreno in sito e sottoposto ad immersione per 4 gg.

Per questi motivi, nel confronto tra il modulo di deformazione (Md) e il CBR è presente un lieve discostamento dei valori (variazione tra il 2-3%).

CBR [%]	E [kg/cm ²]	K [kg/cm ³]	Md [kg/cm ²]
1	65	1,4	100
2	102	2,3	157
3	133	3,0	204
4	160	3,6	246
5	185	4,1	285
6	208	4,6	320
7	230	5,1	354
8	251	5,6	386
9	271	6,0	417
10	290	6,5	447
11	309	6,9	475
12	327	7,3	503
13	344	7,7	530
14	361	8,0	556
15	378	8,4	581
16	394	8,8	606
17	410	9,1	631
18	425	9,5	655
19	441	9,8	678
20	456	10,1	701
21	470	10,5	724
22	485	10,8	746
23	499	11,1	768
24	513	11,4	789
25	527	11,7	810
26	540	12,0	831
27	554	12,3	852
28	567	12,6	872
29	580	12,9	892

Tabella di confronto tra Modulo di deformazione (Md) e California Bearing Ratio (CBR) - tratta da "Elementi di geotecnica stradale - Università degli Studi di Cagliari - SOVRASTRUTTURE DI STRADE, FERROVIE ED AEROPORTI Prof.ing. Mauro Coni

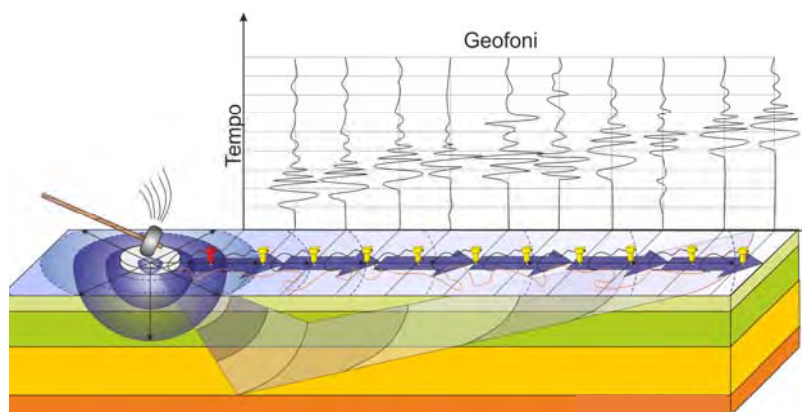


Risulta pertanto che il terreno analizzato può essere utilizzato come sottofondo stradale con una definizione da bassa a media. Tuttavia viste le scarse caratteristiche fisico-meccaniche del terreno si ritiene opportuno stabilizzare il terreno posto come sottofondo stradale mediante l'aggiunta di leganti come ad esempio la calce che nelle giuste quantità determina una diminuzione dell'umidità naturale, un effetto flocculante cioè la capacità di formare degli aggregati per l'instaurarsi di forze attrattive tra le particelle favorendo così la cementazione fra i granuli. Inoltre l'aggiunta della calce favorisce l'aumento del limite plastico (LP), la diminuzione dell'indice plastico (IP).

7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

7.1 INDAGINE SISMICA CON METODO MASW

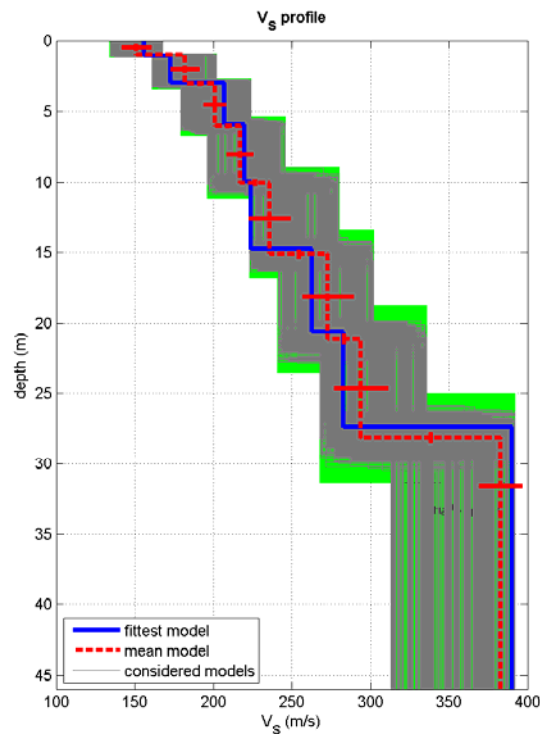
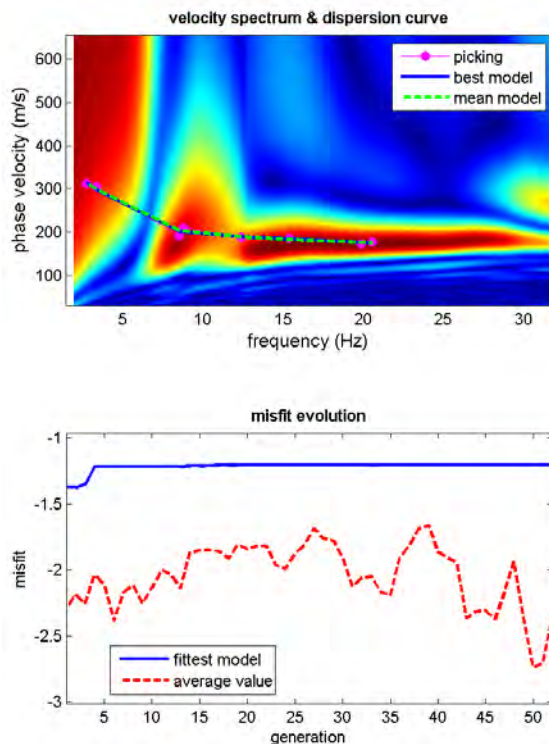
Nelle immediate vicinanze dell'area di interesse è stata da Noi eseguita nel 2019 una prospezione sismica che ci ha permesso di misurare le velocità delle onde di taglio mediante uno stendimento superficiale, utilizzando geofoni verticali da 4,5 Hz ed acquisendo attivamente i segnali delle onde rifratte alla superficie mediante una sorgente artificialmente provocata. Questa tecnica, nota con la sigla 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, rifratte alla superficie. Partendo dal sismogramma registrato mediante sorgente energizzante in asse con lo stendimento, viene eseguita un'analisi spettrale che ha consentito 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 è stata ottenuta la "curva di dispersione", dalla cui inversione è stato calcolato il modello sismo-stratigrafico espresso in termini di velocità delle onde di taglio (Vs). I dati sono stati registrati mediante un sismografo Geode Geometrics 24 bit con filtri disinseriti, velocità di campionamento (sample rate) di 0.25 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 2 secondi. Si effettuano battute poste ad offset diversi (10 m e 15 m di distanza dal primo geofono) mediante grave da 8,0 kg di massa.



Schema di Array lineare e punto energizzante

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(\text{fase})/\text{freq.}$, 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.

Grafico Vs-profondità



dataset: 242.dat
dispersion curve: plck.cdp
Vs30 (best model): 241 m/s
Vs30 (mean model): 243 m/s

www.winmasw.com

7.2 INDAGINI SISMICHE HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO (HVSR)

Nell'area di interesse, in data 11/03/2020 è stata eseguita un'indagine sismica HVSR. La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di indagine sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio - 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

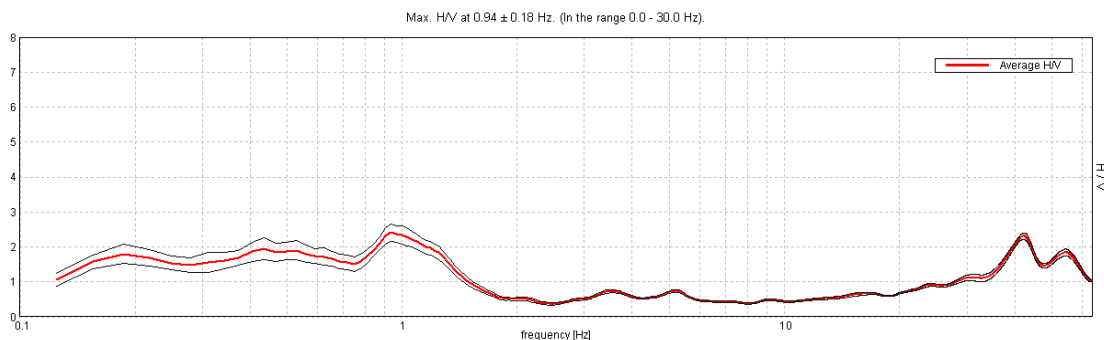
risonanza di sito) per una corretta progettazione di edifici antisismici. Negli ultimi anni si è affermata anche per la sua versatilità poiché si è dimostrato come lo spettro sismico può rappresentare un modello sismo - stratigrafico del sottosuolo.

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.

Dall'analisi HVSR eseguita in sito, e riportata integralmente nell'allegato n. 3 è stato individuato un picco H/V alla frequenza 0.94 ± 0.18 Hz (nel range 0.0 - 30.0 Hz).



7.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (§ 3.2.2 NTC 2018)

Per determinare il parametro V_{seq} e definire quindi la categoria di sottosuolo dell'area indagata (§ 3.2.2 NTC 2018) sono state eseguite in sito e nelle sue immediate vicinanze le indagini sismiche MASW e HVSR descritte nel precedente paragrafo. L'elaborazione delle indagini sismiche sopra citate 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 V_s con la profondità attraverso la formula:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N numero di strati;

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

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio (V_{seq}) è definita dal parametro V_{s30} ottenuto ponendo $H = 30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati fino a tale profondità. Dall'elaborazione dell'indagine sismica MASW da Noi eseguita nelle vicinanze del sito in oggetto, si è ottenuto il valore di V_{s30} pari a: $V_{s30} = 241$ m/s.

Pertanto, secondo la classificazione del sottosuolo imposta dal NTC 2018, si definisce il terreno di fondazione dell'area studiata come appartenente alla categoria C, corrispondente a:

C

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

7.4 AZIONE SISMICA E RISPOSTA SISMICA DEL SITO

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale proposta a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche, il Comune di Anzola dell'Emilia (BO) risulta appartenente alla classe di sismicità 3.

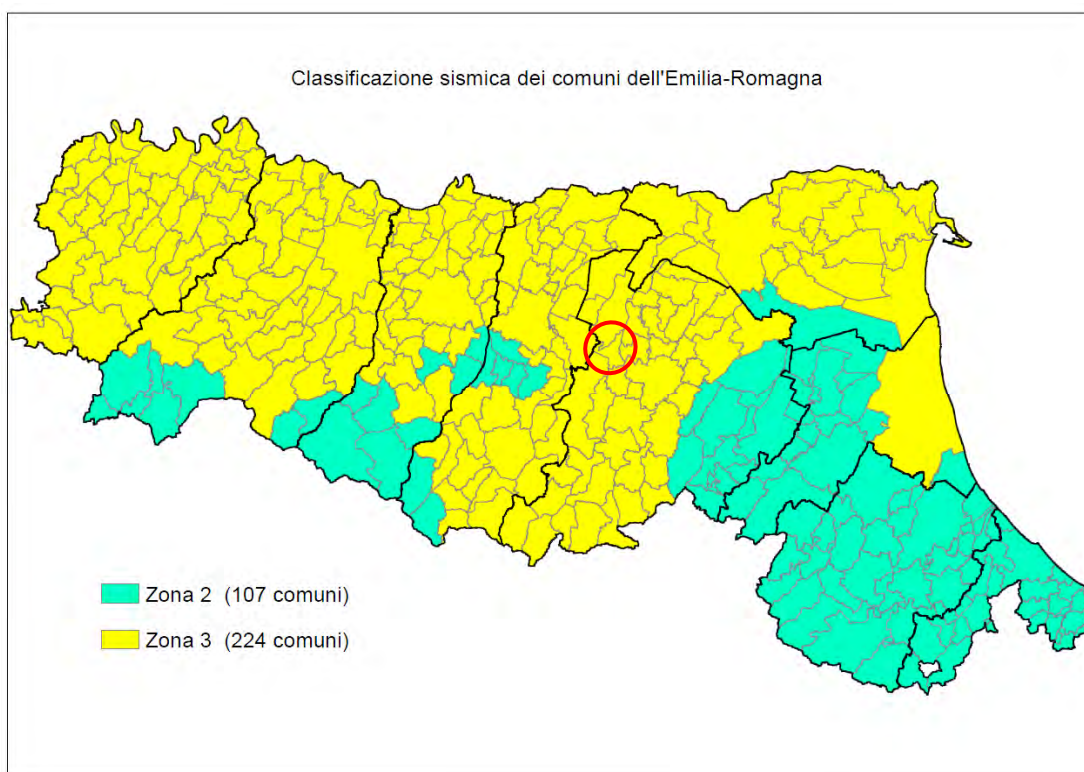


Fig. 2.2: Classificazione sismica dei comuni della regione Emilia-Romagna (DGR 1164/2018).

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 del D.M. 14/01/2008. Sulla base dei contenuti delle NNTC 2008 e delle successive NTC 2018, per ogni costruzione deve essere definita un'accelerazione di riferimento propria, in funzione delle coordinate geografiche dell'area e della vita nominale dell'opera.

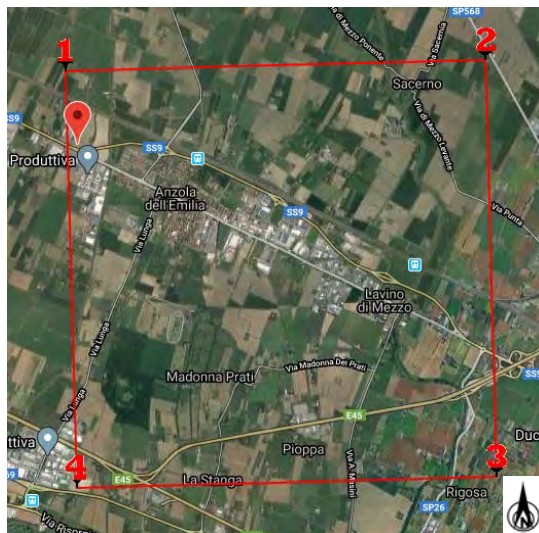
Per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (Sistema di riferimento ED50): Latitudine: 44.553528°, Longitudine: 11.177555°, in relazione a un periodo di riferimento TR stimato di 475 anni, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa a_g pari a $a_g \text{ attesa} = 0.163$.

WGS84: Lat 44.552589 - Lng 11.176557



ED50: Lat 44.553528 - Lng 11.177555





Stati limite

Classe Edificio
II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale: 50
Interpolazione: Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.051	2.485	0.257
Danno (SLD)	50	0.063	2.506	0.272
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.163	2.403	0.303
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.214	2.402	0.307
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

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

H (m): 1 | us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: C
Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,46	1,39
CC Coeff. funz categoria	1,64	1,61	1,56	1,55
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	0.015	0.019	0.057	0.083
kv	0.008	0.009	0.029	0.042
Amax [m/s ²]	0.750	0.925	2.337	2.911
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Fig. 2.3 - 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 a_g è definita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. L'accelerazione a_g rappresenta uno dei parametri principali che definisce la pericolosità sismica di base, insieme ai parametri F_0 e T_c^* dello spettro di risposta elastico, desumibili nelle tabelle riportate sopra.

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 NTC 2018, e tenendo conto dei dati ottenuti dalle indagini geofisiche eseguite in sito, si classifica il terreno di fondazione in oggetto, come appartenente alla **categoria C**.

Si ricava quindi il fattore stratigrafico S_s , caratteristico del sito secondo le N.N.T.C., mediante la seguente relazione, essendo in classe C si avrà:

$$S_s = 1,00 \leq 1,70 - (0,60 * F_o * a_{g/g}) \leq 1,50 \quad (4.1)$$

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 **2.403**;
- $a_{g/g}$ = 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; per il sito oggetto di studio risulta pari a **1.46**.

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si calcola il fattore topografico ST dalla seguente tabella:

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

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

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

$$A_{max} = S_s * ST * a_g = 1.46 * 1.0 * 0.163g = 0.238g$$

7.5 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE (§ 7.11.3.4 NNTC 2018)

Cenni teorici

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 & 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 mobilabile 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 F_s 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:

amax	= 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.;
rd	= coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema: rd=1-0.00765z per z≤9.15 m rd=1.174-0.0267z per 9.15<z≤23 m rd=0.774-0.008z per 23<z≤30 m rd=0.5 per z>30 m
MSF	= coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma.

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 In base al valore di LPI ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione. In considerazione delle linee guida emesse dalla Regione Emilia Romagna, a seguito degli eventi sismici di maggio e giugno 2012, si considera la classificazione di rischio definita da Somnez (2003):

INDICE DI LIQUEFAZIONE	Rischio di liquefazione
LPI=0	Molto basso
0<LPI≤2	Basso
2<LPI≤5	Moderato
5<LPI≤10	Alto
15>LPI	Molto alto

La verifica della stabilità del sito nei confronti della liquefazione è stata eseguita considerando una magnitudo di riferimento pari a **M=6.14**, una accelerazione massima al suolo $A_{max}= 0.238g$ e la soggiacenza della falda alla quota $D_w = - 2.80$ m da p.c..

A seguito della verifica, è stato ottenuto il seguente valore di LPI:

INDAGINE	INDICE DI LIQUEFAZIONE LPI	RISCHIO
CPT 1	0.00	MOLTO BASSO

8 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione delle indagini geognostiche (prove penetrometriche e prove di carico su piastra dinamica) eseguite in sito e dai dati forniti dall'interpretazione delle indagini geofisiche, in ottemperanza alle NTC 2018, si riassume quanto segue:

- dall'analisi delle prove penetrometriche da Noi eseguite in sito nel mese di marzo 2020 e sulla base delle indagini geognostiche eseguite nell'area negli anni (stratigrafie pozzi e prove penetrometriche) è stato possibile ipotizzare un modello geotecnico medio del sottosuolo in modo da identificare le caratteristiche litostratigrafiche principali. Il modello, riportato nel paragrafo 3.1 della presente relazione, ha identificato:

<i>0.00 – 3.20 m da p.c.</i>	Argille limose mediamente consistenti
<i>3.20 – 6.20 m da p.c.</i>	Argille limose a medio-elevata consistenza
<i>6.20 – 10.00 m da p.c.</i>	Argille limose a medio-scarso consistenza
<i>10.00 – 20.00 m da p.c.</i>	Argille limose a medio-elevata consistenza

Con un valore di portanza, nel primo metro di sottosuolo, SLU APP 2 (fattorizzato) pari a 1.00 daN /cm²

- Al termine della prova penetrometrica è stata eseguita la verifica della soggiacenza della falda freatica all'interno del foro di sondaggio della CPT n.1; la misurazione, eseguita con freatimetro elettroacustico in data 11/03/20, ha dato il seguente risultato: falda -2.80 m da p.c..
- Le prove di carico su piastra dinamica DPLT ci hanno permesso di ottenere valori di modulo di deflessione dinamico (Evd) compresi tra 125 e 188 Kg/cm² (valore medio 160 Kg/cm²). Il modulo Evd, definito anche modulo di deformazione (Md), è stato confrontato con le prove California Bearing Ratio (CBR) da Noi eseguite nelle vicinanze dell'area di interesse per valutare la portanza alla realizzazione di sottofondi. Dal confronto sono emersi valori di CBR intorno al 2% come riportato nella tabella sottostante:

CBR [%]	E [kg/cm ²]	K [kg/cm ³]	Md [kg/cm ²]
1	65	1,4	100
2	102	2,3	157
3	133	3,0	204
4	160	3,6	246
5	185	4,1	285
6	208	4,6	320
7	230	5,1	354
8	251	5,6	386
9	271	6,0	417
10	290	6,5	447

Modulo di deformazione (Md) medio ottenuto dalle DPLT e California Bearing Ratio (CBR) corrispondente

Risultando pertanto che il terreno analizzato può essere utilizzato come sottofondo stradale con una definizione da bassa a media. Tuttavia viste le scarse caratteristiche fisico-meccaniche del terreno si ritiene opportuno stabilizzare il terreno posto come sottofondo stradale mediante l'aggiunta di leganti come ad esempio la calce, nelle giuste quantità.

- Ai fini del dimensionamento delle sovrastrutture stradali si utilizza in genere la classificazione americana, elaborata dall'Highway Research Board (HRB), adottata senza sostanziali modifiche dal CNR nelle norme sulla tecnica di impiego delle terre e nella redazione della norma UNI 10006. Secondo tale classificazione i campioni analizzati appartengono al gruppo **A6**: Argilla poco compressibile.
- la caratterizzazione sismica del sito, condotta sulla base di indagini sismiche di tipo MASW e HVSR, ha permesso di determinare la velocità media delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità ($V_{s30} = 241$ m/s) e di classificare il terreno di fondazione come appartenente alla **categoria C**
- per l'area in oggetto, in funzione delle coordinate geografiche dell'area e della vita nominale dell'opera e in relazione a un periodo di riferimento TR stimato di 475 anni, è stato definito un parametro di accelerazione di riferimento massima attesa ag pari a $ag_{attesa} = 0.163$ da cui si è ricavata $A_{max} = 0.238g$
- La verifica della stabilità del sito nei confronti della liquefazione, eseguita considerando una magnitudo di riferimento pari a $M=6.14$, una accelerazione massima al suolo $A_{max} = 0.238g$ e la soggiacenza della falda alla quota $D_w = - 2.80$ m da p.c., ha permesso di ottenere il valore di $LPI = 0.00$, corrispondente ad un rischio molto basso.

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

Modena, 18 marzo 2020

Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

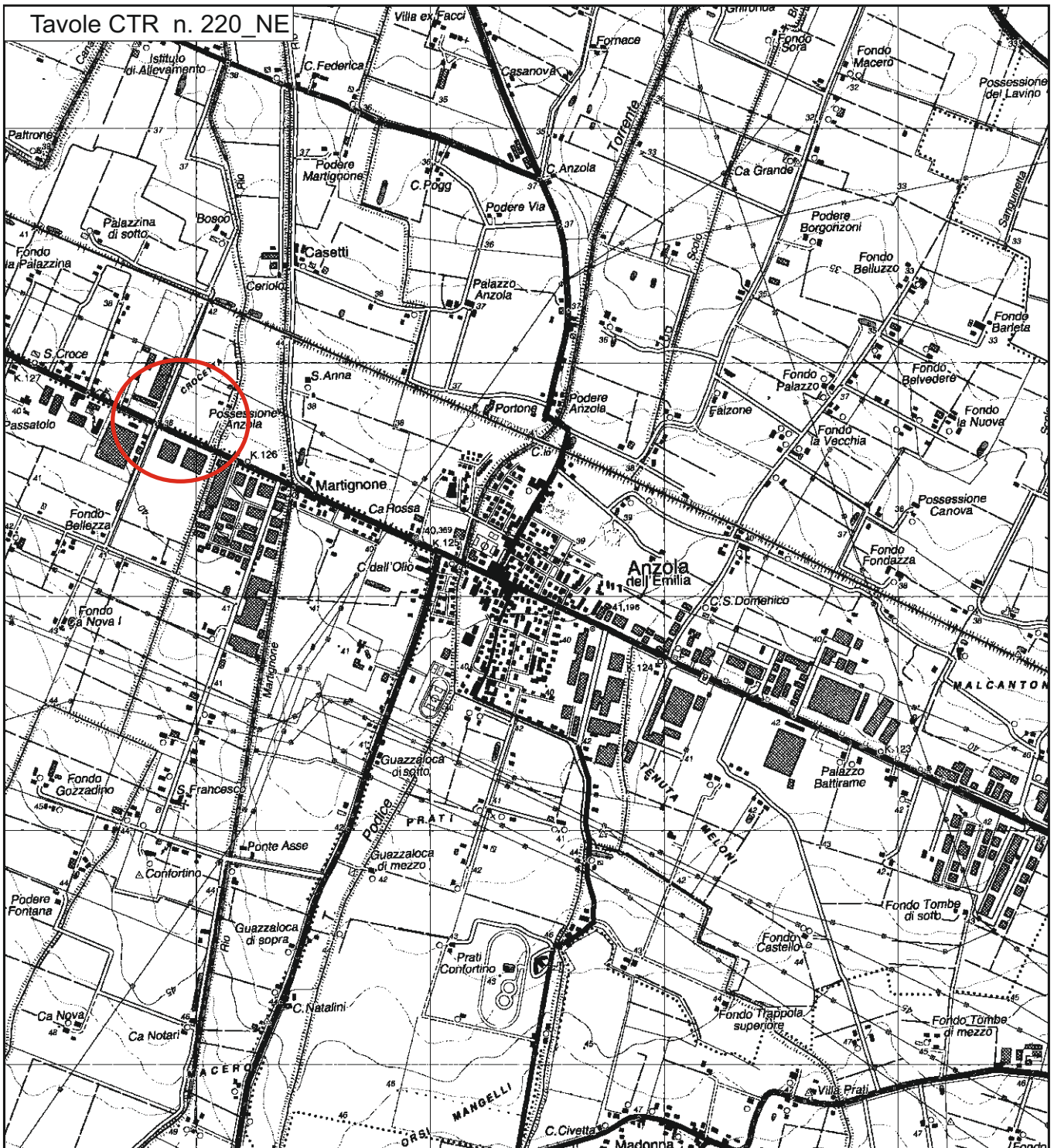


Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

TAVOLE

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: info@geogroupmodena.it



Tav. n. 1 "Carta corografica"

Scala 1: 25.000



Legenda



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@geogroupmodena.it



Tav. n. 2 "Carta Topografica"

Scala 1: 10000



Legenda



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@geogroupmodena.it



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

(tratta da “Google Maps”)

Scala grafica



Area oggetto di studio

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. 4 "Carta geologica"

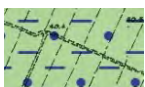
Scala 1 : 5.000



Legenda



Area di interesse



AES8 - Subsistema 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. Tessitura: limo sabbioso.



AES8a - Unità di Modena

Nei settori intravallivi ghiaie prevalenti organizzate in 2 ordini di terrazzi alluvionali. Negli sbocchi vallivi e nella piana alluvionale ghiaie, sabbie, limi ed argille. Limite superiore sempre affiorante dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro privo di reperti archeologici romani, o piu' antichi, non rimaneggiati. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intra Spessore massimo in pianura 7 metri, nel sottosuolo circa 10m. Tessitura: limo argilloso

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: info@geogroupmodena.it



Tav. n. 5 “Ubicazione indagini geognostiche” Scala grafica



- CPT** ● Prove penetrometriche statiche CPT eseguite in Marzo 2020
- CPT** ● Prova penetrometrica statica CPT eseguita in Gennaio 2011
- HVSR** □ Indagine sismica HVSR
- DPLT** ● Prova di carico su piastra dinamica DPLT
- S** ● Sondaggi per prelievo campioni

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 1

Prove penetrometriche statiche CPT corredate
di interpretazione geotecnica

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA FATTORI DI CONVERSIONE

Strumento utilizzato:
SP200 - GeoDeepDrill

Caratteristiche:

- punta conica meccanica \varnothing 35.7 mm, area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- punta conica meccanica angolo di apertura: $\alpha = 60^\circ$
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' ($\varnothing = 35.7 \text{ mm} - h = 133 \text{ mm} - A_m = 150 \text{ cm}^2$)
- velocità di avanzamento costante $V = 2 \text{ cm/sec}$ ($\pm 0,5 \text{ cm / sec}$)
- spinta max nominale dello strumento S_{max} variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione $CT = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$
(dato tecnico legato alle caratteristiche del penetrometro utilizzato, fornito dal costruttore)

fase 1 - resistenza alla punta: $q_c \text{ (MPa)} = (L_1) \times CT / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale: $f_s \text{ (kPa)} = [(L_2) - (L_1)] \times CT / 150$

fase 3 - resistenza totale : $R_t \text{ (kPa)} = (L_t) \times CT$

- 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 $S \text{ (Kg)}$, 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 f_s viene computata 20 cm sopra la punta.

CONVERSIONI

1 kN (kiloNewton) = 1000 N \approx 100 kg = 0,1 t

1 MN (megaNewton) = 1.000 kN = 1.000.000 N \approx 100 t

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m² = 0,001 MN/m² = 0,001 MPa \approx 0,1 t/m² = 0,01 kg/cm²

1 MPa (megaPascal) = 1 MN/m² = 1.000 kN/m² = 1000 kPa \approx 100 t/m² = 10 kg/cm²

1 kg/cm² = 10 t/m² \approx 100 kN/m² = 100 kPa = 0,1 MN/m² = 0,1 MPa

1 t = 1000 kg \approx 10 kN

LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE CORRELAZIONI GENERALI

Valutazioni in base al rapporto: $F = (q_c / f_s)$

Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977

Valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

F = q_c / f_s	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F \leq 1470$ kPa	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
1470 kPa < $F \leq 2940$ kPa	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
2940 kPa < $F \leq 5880$ 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 q_c e di $FR = (f_s / q_c) \%$:**

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

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

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

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

CPT

1

Riferimento

043-2020

Committente **Studio tecnico**
Cantiere **Studio del terreno di fondazione**
Località **Anzola nell'Emilia, via Emilia**

U.M.: **MPa** Data esec. 11/03/2020
Pagina 1
Elaborato Falda -2.80 m da p.c.

H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf	H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf
m	-	-	-	MPa	kPa	-	%	m	-	-	-	MPa	kPa	-	%
0.20	0.0	0.0		0.00	60.00	0		15.20	20.0	25.0		1.96	60.00	33	3.0
0.40	11.0	20.0		1.08	67.00	16	6.1	15.40	11.0	20.0		1.08	87.00	13	7.9
0.60	18.0	28.0		1.76	93.00	19	5.2	15.60	20.0	33.0		1.96	80.00	25	4.0
0.80	16.0	30.0		1.57	80.00	20	5.0	15.80	11.0	23.0		1.08	20.00	55	1.8
1.00	12.0	24.0		1.18	73.00	16	6.1	16.00	12.0	15.0		1.18	60.00	20	5.0
1.20	11.0	22.0		1.08	73.00	15	6.6	16.20	8.0	17.0		0.78	27.00	30	3.4
1.40	11.0	22.0		1.08	60.00	18	5.5	16.40	9.0	13.0		0.88	67.00	13	7.4
1.60	12.0	21.0		1.18	67.00	18	5.6	16.60	11.0	21.0		1.08	53.00	21	4.8
1.80	13.0	23.0		1.27	73.00	18	5.6	16.80	9.0	17.0		0.88	33.00	27	3.7
2.00	9.0	20.0		0.88	67.00	13	7.4	17.00	12.0	17.0		1.18	53.00	23	4.4
2.20	10.0	20.0		0.98	53.00	19	5.3	17.20	13.0	21.0		1.27	47.00	28	3.6
2.40	10.0	18.0		0.98	47.00	21	4.7	17.40	14.0	21.0		1.37	67.00	21	4.8
2.60	10.0	17.0		0.98	40.00	25	4.0	17.60	15.0	25.0		1.47	87.00	17	5.8
2.80	9.0	15.0		0.88	33.00	27	3.7	17.80	19.0	32.0		1.86	100.00	19	5.3
3.00	9.0	14.0		0.88	53.00	17	5.9	18.00	30.0	45.0		2.94	160.00	19	5.3
3.20	8.0	16.0		0.78	60.00	13	7.5	18.20	34.0	58.0		3.33	213.00	16	6.3
3.40	17.0	26.0		1.67	67.00	25	3.9	18.40	29.0	61.0		2.84	193.00	15	6.7
3.60	18.0	28.0		1.76	67.00	27	3.7	18.60	34.0	63.0		3.33	200.00	17	5.9
3.80	20.0	30.0		1.96	93.00	22	4.7	18.80	28.0	58.0		2.74	160.00	18	5.7
4.00	21.0	35.0		2.06	107.00	20	5.1	19.00	27.0	51.0		2.65	127.00	21	4.7
4.20	16.0	32.0		1.57	67.00	24	4.2	19.20	30.0	49.0		2.94	140.00	21	4.7
4.40	11.0	21.0		1.08	67.00	16	6.1	19.40	24.0	45.0		2.35	153.00	16	6.4
4.60	16.0	26.0		1.57	67.00	24	4.2	19.60	18.0	41.0		1.76	147.00	12	8.2
4.80	16.0	26.0		1.57	93.00	17	5.8	19.80	20.0	42.0		1.96	160.00	13	8.0
5.00	18.0	32.0		1.76	93.00	19	5.2	20.00	21.0	45.0		2.06			
5.20	18.0	32.0		1.76	93.00	19	5.2								
5.40	14.0	28.0		1.37	87.00	16	6.2								
5.60	20.0	33.0		1.96	93.00	22	4.7								
5.80	14.0	28.0		1.37	93.00	15	6.6								
6.00	14.0	28.0		1.37	47.00	30	3.4								
6.20	17.0	24.0		1.67	73.00	23	4.3								
6.40	13.0	24.0		1.27	67.00	19	5.2								
6.60	10.0	20.0		0.98	47.00	21	4.7								
6.80	7.0	14.0		0.69	40.00	18	5.7								
7.00	6.0	12.0		0.59	33.00	18	5.5								
7.20	6.0	11.0		0.59	53.00	11	8.8								
7.40	7.0	15.0		0.69	53.00	13	7.6								
7.60	8.0	16.0		0.78	40.00	20	5.0								
7.80	6.0	12.0		0.59	33.00	18	5.5								
8.00	8.0	13.0		0.78	40.00	20	5.0								
8.20	7.0	13.0		0.69	47.00	15	6.7								
8.40	7.0	14.0		0.69	47.00	15	6.7								
8.60	8.0	15.0		0.78	40.00	20	5.0								
8.80	6.0	12.0		0.59	27.00	22	4.5								
9.00	5.0	9.0		0.49	27.00	19	5.4								
9.20	6.0	10.0		0.59	67.00	9	11.2								
9.40	10.0	20.0		0.98	93.00	11	9.3								
9.60	16.0	30.0		1.57	87.00	18	5.4								
9.80	13.0	26.0		1.27	80.00	16	6.2								
10.00	12.0	24.0		1.18	87.00	14	7.3								
10.20	12.0	25.0		1.18	87.00	14	7.3								
10.40	21.0	34.0		2.06	93.00	23	4.4								
10.60	18.0	32.0		1.76	80.00	23	4.4								
10.80	17.0	29.0		1.67	47.00	36	2.8								
11.00	27.0	34.0		2.65	100.00	27	3.7								
11.20	15.0	30.0		1.47	60.00	25	4.0								
11.40	14.0	23.0		1.37	47.00	30	3.4								
11.60	21.0	28.0		2.06	73.00	29	3.5								
11.80	17.0	28.0		1.67	73.00	23	4.3								
12.00	30.0	41.0		2.94	153.00	20	5.1								
12.20	29.0	52.0		2.84	127.00	23	4.4								
12.40	29.0	48.0		2.84	167.00	17	5.8								
12.60	25.0	50.0		2.45	113.00	22	4.5								
12.80	20.0	37.0		1.96	87.00	23	4.4								
13.00	19.0	32.0		1.86	100.00	19	5.3								
13.20	24.0	39.0		2.35	53.00	45	2.2								
13.40	23.0	31.0		2.25	100.00	23	4.3								
13.60	15.0	30.0		1.47	60.00	25	4.0								
13.80	15.0	24.0		1.47	53.00	28	3.5								
14.00	17.0	25.0		1.67	67.00	25	3.9								
14.20	14.0	24.0		1.37	53.00	26	3.8								
14.40	16.0	24.0		1.57	127.00	13	7.9								
14.60	37.0	56.0		3.63	87.00	43	2.4								
14.80	13.0	26.0		1.27	40.00	33	3.1								
15.00	15.0	21.0		1.47	33.00	45	2.2								

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

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

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA DIGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA

CPT

1

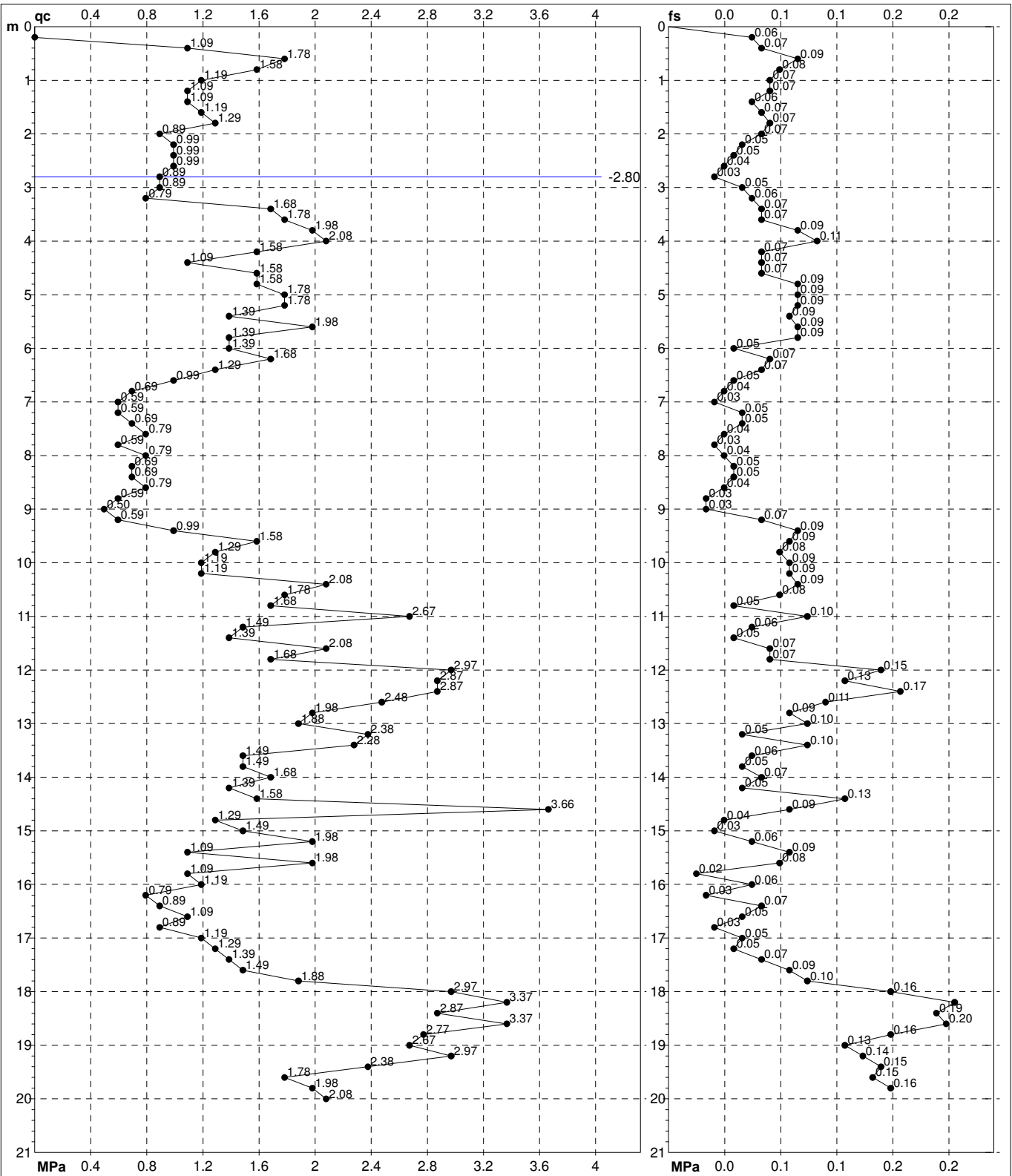
Riferimento

043-2020

Committente **Studio tecnico**
Cantiere **Studio del terreno di fondazione**
Località **Anzola nell'Emilia, via Emilia**

U.M.: **MPa**
Scala: 1:105
Pagina 1
Elaborato

Data eseg. 11/03/2020
Quota inizio:
Falda -2.80 m da p.c.



Penetrometro: SP200
Responsabile:
Assistente:

preforo m
Corr.astine: kN/ml
Cod. tip:

FON111

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT

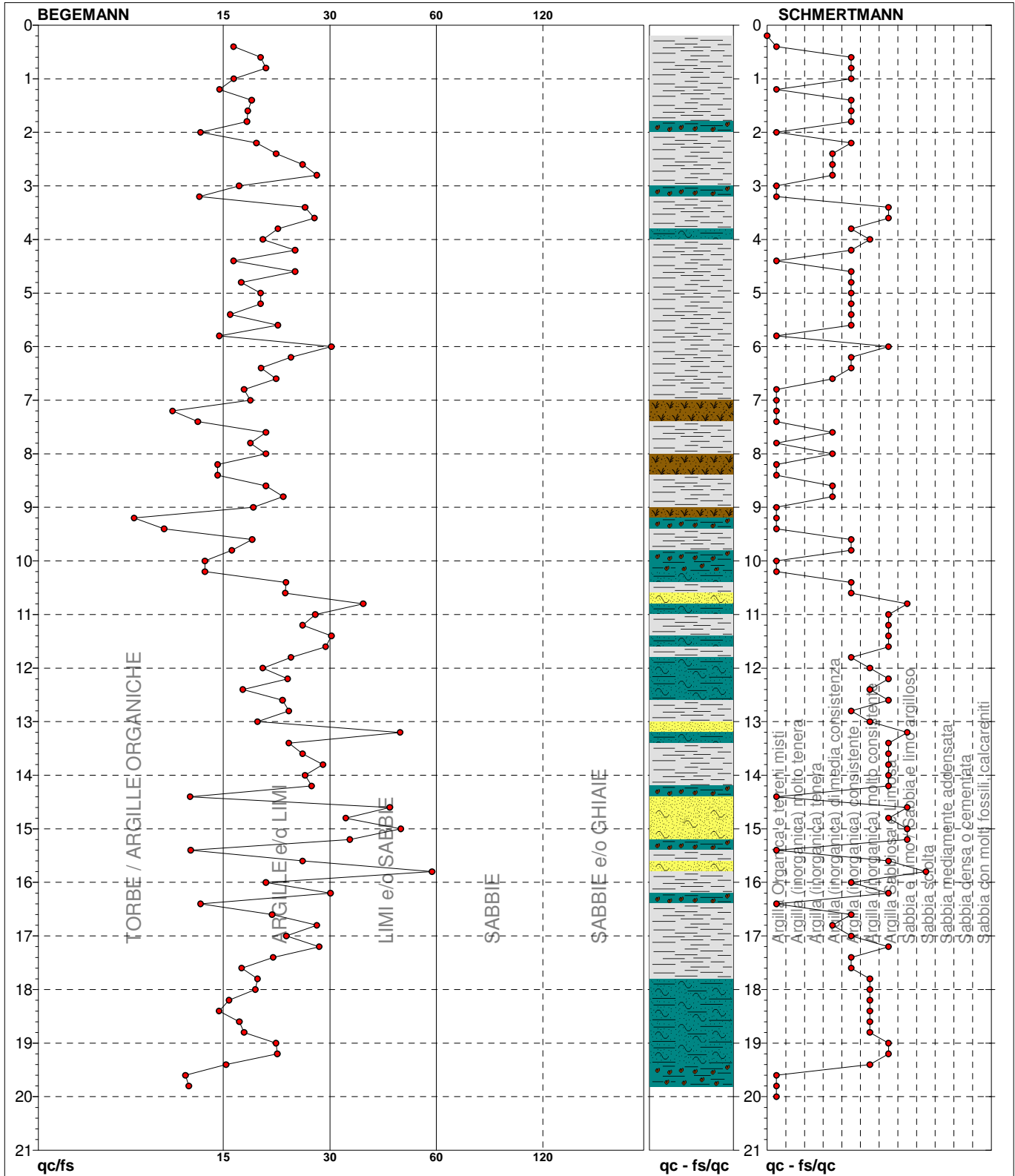
1

Riferimento

043-2020

Committente **Studio tecnico**
 Cantiere **Studio del terreno di fondazione**
 Località **Anzola nell'Emilia, via Emilia**

U.M.: **MPa** Data esec. 11/03/2020
 Scala: 1:105
 Pagina 1
 Elaborato Falda -2.80 m da p.c.



TORBE / ARGILLE OR	16 punti, 16.00%	Argilla Organica e terreni misti	24 punti, 24.00%	Argilla Sabbiosa e Limosa	20 punti, 20.00%
ARGILLE e/o LIMI	76 punti, 76.00%	Argilla (inorganica) di media consistenza	9 punti, 9.00%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo argilloso	5 punti, 5.00%
LIMI e/o SABBIE	7 punti, 7.00%	Argilla (inorganica) consistente	28 punti, 28.00%	Sabbia sciolta	1 punto, 1.00%
		Argilla (inorganica) molto consistente	11 punti, 11.00%		

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
PARAMETRI GEOTECNICI

CPT

Riferimento

1

043-2020

Committente Studio tecnico
Cantiere Studio del terreno di fondazione
Località Anzola nell'Emilia, via Emilia

U.M.: MPa Data eseg. 11/03/2020

Pagina 1
Elaborato

Falda -2.80 m da p.c.

Table with columns for soil parameters: H, qc, qc/fs, zone, gamma', sigma'vo, Vs, Cu, OCR, Eu50, Eu25, Mo, Dr, Sc, Ca, Ko, DB, DM, Me, E'50, E'25, Mo, FL1, FL2. Rows represent different depth intervals with corresponding test results.

**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI**

CPT

2

Riferimento

043-2020

Committente **Studio tecnico**
Cantiere **Studio del terreno di fondazione**
Località **Anzola nell'Emilia, via Emilia**

U.M.: **MPa** Data esec. 11/03/2020
Pagina 1
Elaborato Falda -1.00 m Foro chiuso

H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %	H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %
0.20	0.0	0.0		0.00	93.00	0									
0.40	13.0	27.0		1.27	87.00	15	6.7								
0.60	12.0	25.0		1.18	47.00	26	3.9								
0.80	7.0	14.0		0.69	73.00	10	10.4								
1.00	8.0	19.0		0.78	67.00	12	8.4								
1.20	8.0	18.0		0.78	73.00	11	9.1								
1.40	10.0	21.0		0.98	60.00	17	6.0								
1.60	9.0	18.0		0.88	73.00	12	8.1								
1.80	9.0	20.0		0.88	53.00	17	5.9								
2.00	7.0	15.0		0.69	67.00	10	9.6								
2.20	20.0	30.0		1.96	93.00	22	4.7								
2.40	14.0	28.0		1.37	87.00	16	6.2								
2.60	19.0	32.0		1.86	100.00	19	5.3								
2.80	15.0	30.0		1.47	107.00	14	7.1								
3.00	21.0	37.0		2.06	93.00	23	4.4								
3.20	17.0	31.0		1.67	93.00	18	5.5								
3.40	13.0	27.0		1.27	100.00	13	7.7								
3.60	16.0	31.0		1.57	93.00	17	5.8								
3.80	16.0	30.0		1.57	100.00	16	6.3								
4.00	17.0	32.0		1.67	100.00	17	5.9								
4.20	17.0	32.0		1.67	107.00	16	6.3								
4.40	17.0	33.0		1.67	167.00	10	9.8								
4.60	25.0	50.0		2.45	160.00	16	6.4								
4.80	28.0	52.0		2.74	187.00	15	6.7								
5.00	24.0	52.0		2.35	153.00	16	6.4								
5.20	21.0	44.0		2.06	140.00	15	6.7								
5.40	17.0	38.0		1.67	107.00	16	6.3								
5.60	18.0	34.0		1.76	100.00	18	5.6								
5.80	15.0	30.0		1.47	80.00	19	5.3								
6.00	12.0	24.0		1.18	107.00	11	8.9								
6.20	23.0	39.0		2.25	140.00	16	6.1								
6.40	24.0	45.0		2.35	140.00	17	5.8								
6.60	23.0	44.0		2.25	140.00	16	6.1								
6.80	19.0	40.0		1.86	147.00	13	7.7								
7.00	22.0	44.0		2.16	140.00	16	6.4								
7.20	22.0	43.0		2.16	160.00	14	7.3								
7.40	21.0	45.0		2.06	147.00	14	7.0								
7.60	21.0	43.0		2.06	113.00	19	5.4								
7.80	19.0	36.0		1.86	100.00	19	5.3								
8.00	15.0	30.0		1.47	80.00	19	5.3								
8.20	12.0	24.0		1.18	73.00	16	6.1								
8.40	12.0	23.0		1.18	60.00	20	5.0								
8.60	10.0	19.0		0.98	73.00	14	7.3								
8.80	9.0	20.0		0.88	80.00	11	8.9								
9.00	18.0	30.0		1.76	80.00	23	4.4								
9.20	17.0	29.0		1.67	133.00	13	7.8								
9.40	20.0	40.0		1.96	133.00	15	6.7								
9.60	18.0	38.0		1.76	120.00	15	6.7								
9.80	17.0	35.0		1.67	127.00	13	7.5								
10.00	16.0	35.0		1.57	107.00	15	6.7								
10.20	16.0	32.0		1.57											

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

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

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA DIGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA

CPT

2

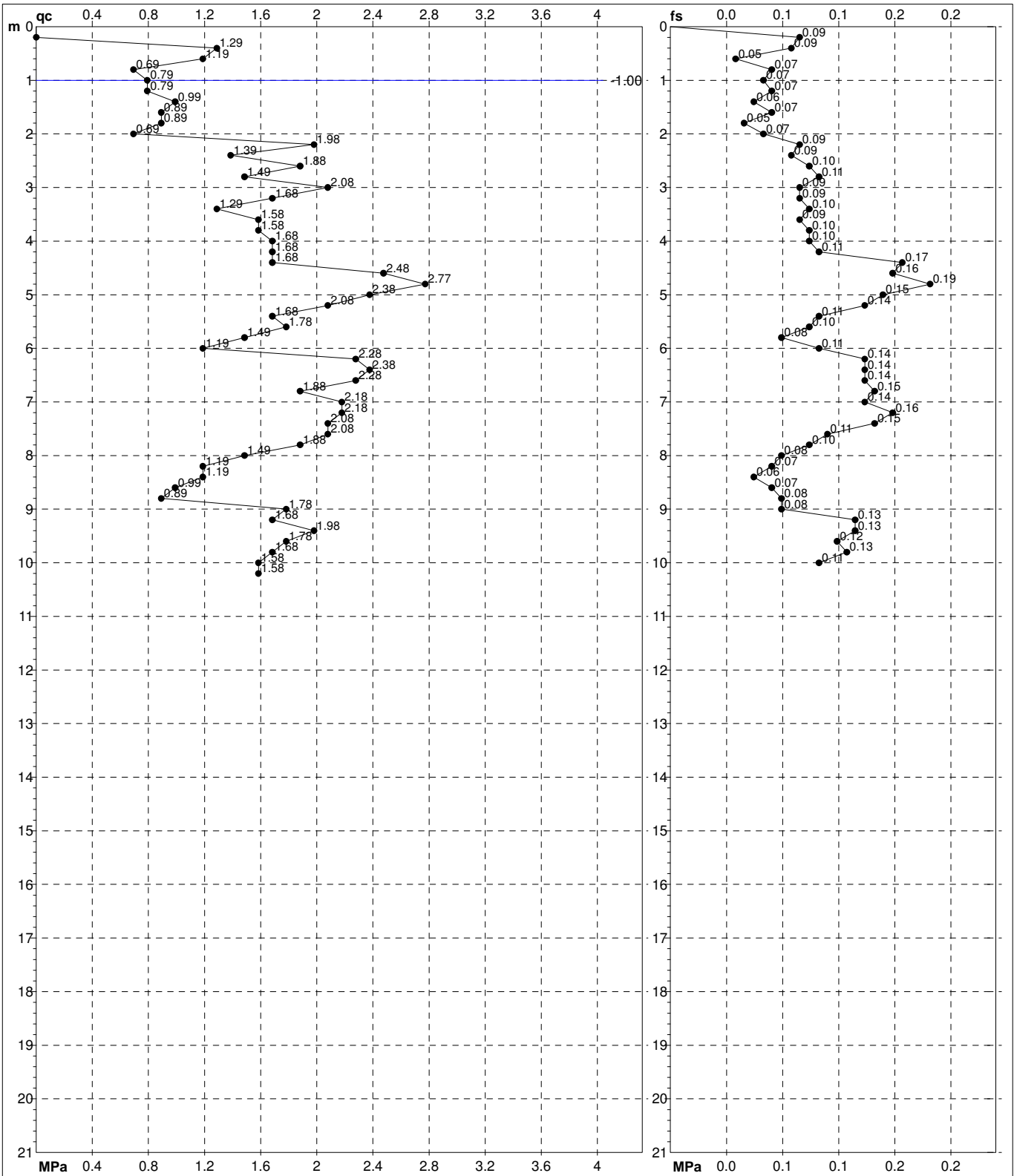
Riferimento

043-2020

Committente **Studio tecnico**
Cantiere **Studio del terreno di fondazione**
Località **Anzola nell'Emilia, via Emilia**

U.M.: **MPa**
Scala: **1:105**
Pagina **1**
Elaborato

Data esec. **11/03/2020**
Quota inizio:
Falda **-1.00 m** Foro chiuso



Penetrometro: SP200
Responsabile:
Assistente:

preforo m
Corr.astine: kN/ml
Cod. tip:

FON111

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT

2

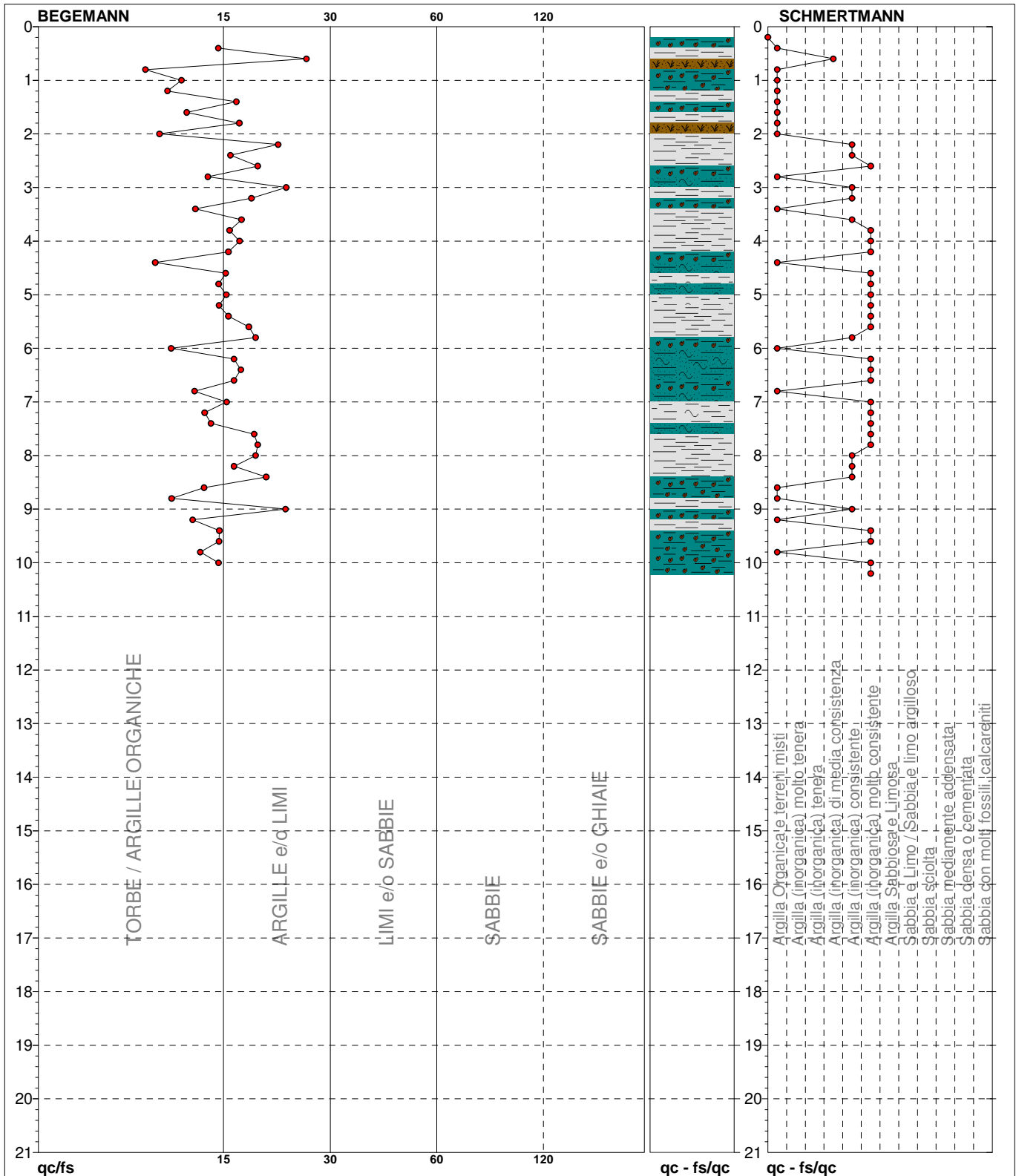
Riferimento

043-2020

Committente **Studio tecnico**
 Cantiere **Studio del terreno di fondazione**
 Località **Anzola nell'Emilia, via Emilia**

U.M.: **MPa**
 Scala: **1:105**
 Pagina **1**
 Elaborato

Data esec. **11/03/2020**
 Falda **-1.00 m** Foro chiuso



TORBE / ARGILLE OR	22 punti, 43.14%	Argilla Organica e terreni misti	17 punti, 33.33%	Argilla Sabbiosa e Limosa	0 punti, 0.00%
ARGILLE e/o LIMI	28 punti, 54.90%	Argilla (inorganica) di media consistenza	1 punto, 1.96%		
		Argilla (inorganica) consistente	10 punti, 19.61%		
		Argilla (inorganica) molto consistente	21 punti, 41.18%		

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 2

Indagini sismiche

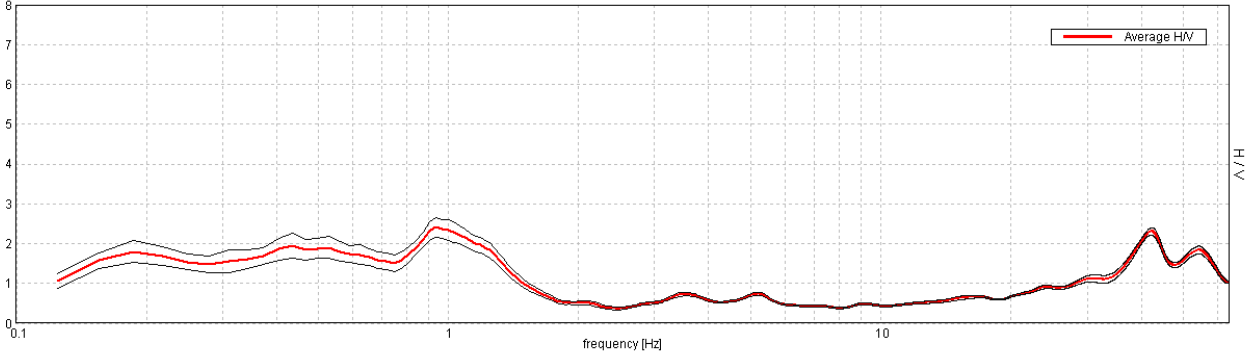
**ANZOLA DELL'EMILIA, Via Emilia
Nuova Rotatoria**

Instrument: TE3-0303/01-17
Data format: 16 byte
Full scale [mV]: 51
Start recording: 11/03/20 10:01:41 End recording: 11/03/20 10:21:41
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN; Y+ Y- ; X+ X- ; Z+ Z-
GPS data not available

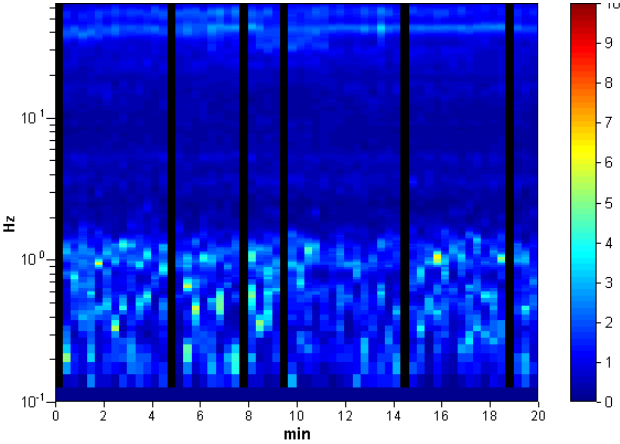
Trace length: 0h20'00". Analyzed 90% trace (manual window selection)
Sampling rate: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing type: Triangular window
Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

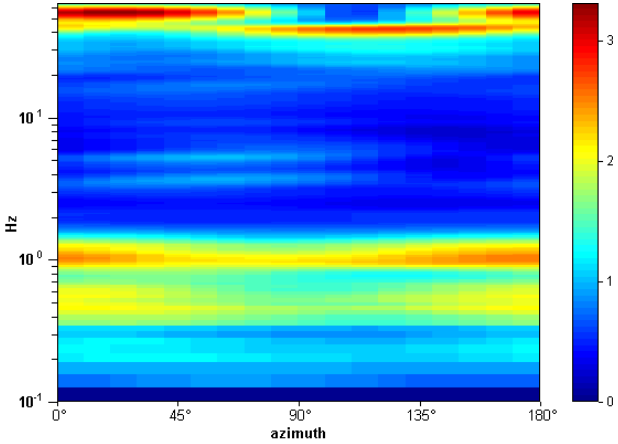
Max. H/V at 0.94 ± 0.18 Hz. (In the range 0.0 - 30.0 Hz).



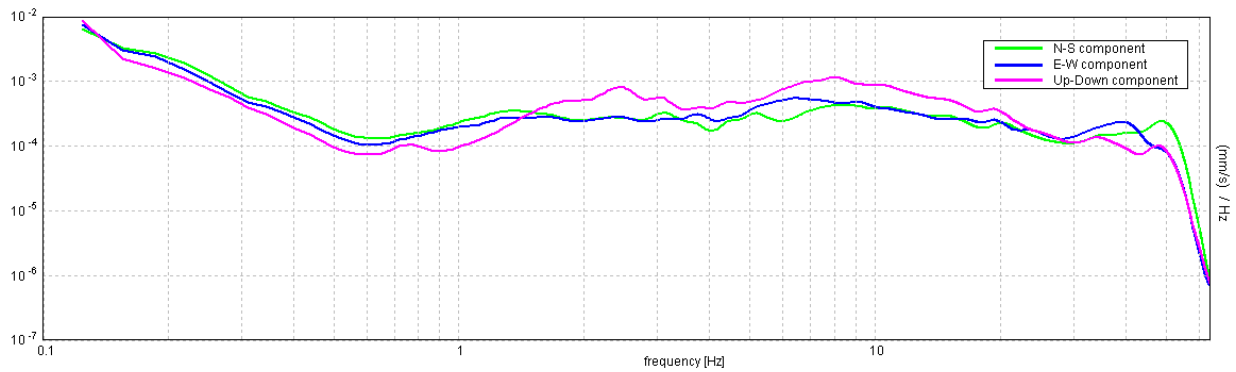
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA



[According to the SESAME, 2005 guidelines. Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.]

Max. H/V at 0.94 ± 0.18 Hz (in the range 0.0 - 30.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.94 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$1012.5 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 46 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.438 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.42 > 2$	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.19208 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.18007 < 0.14063$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2477 < 2.0$	OK	

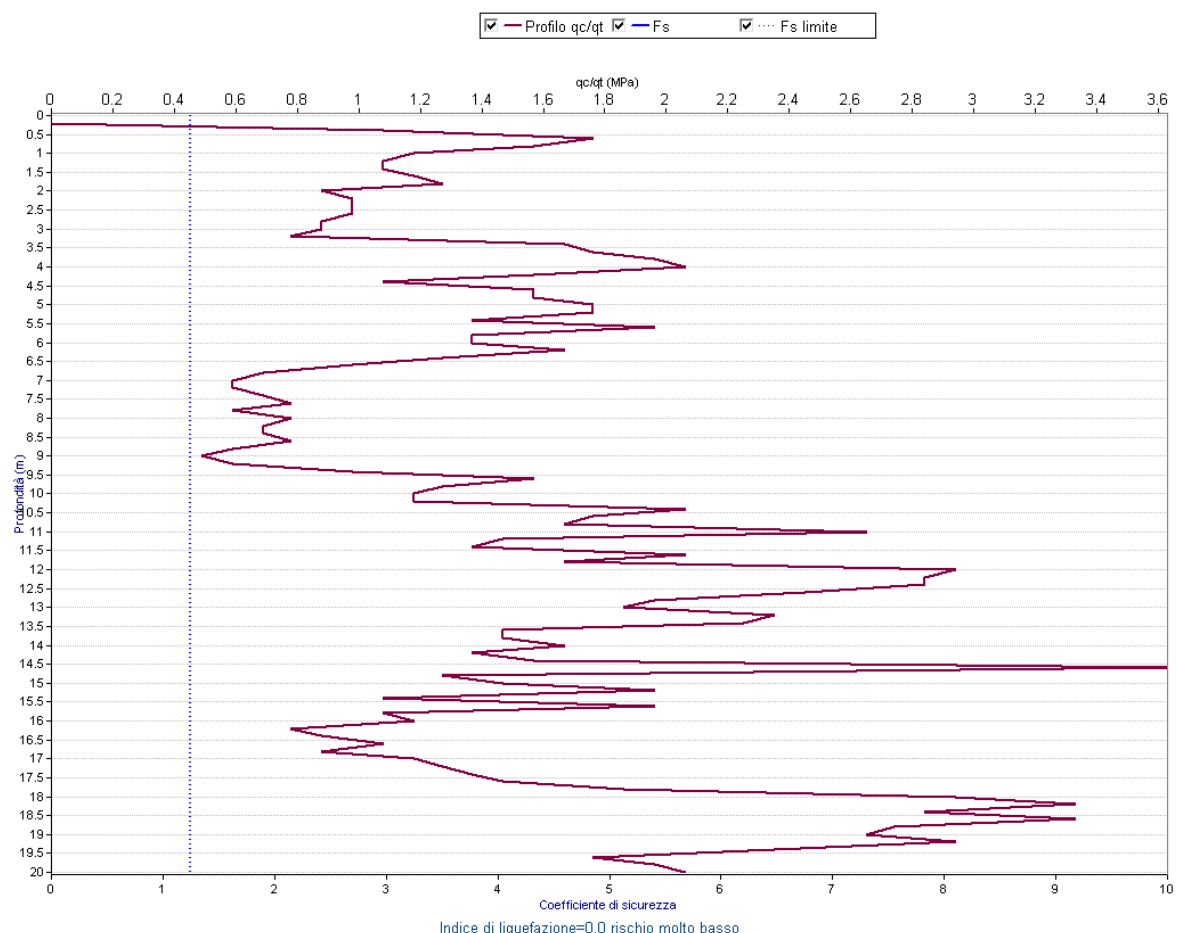
L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

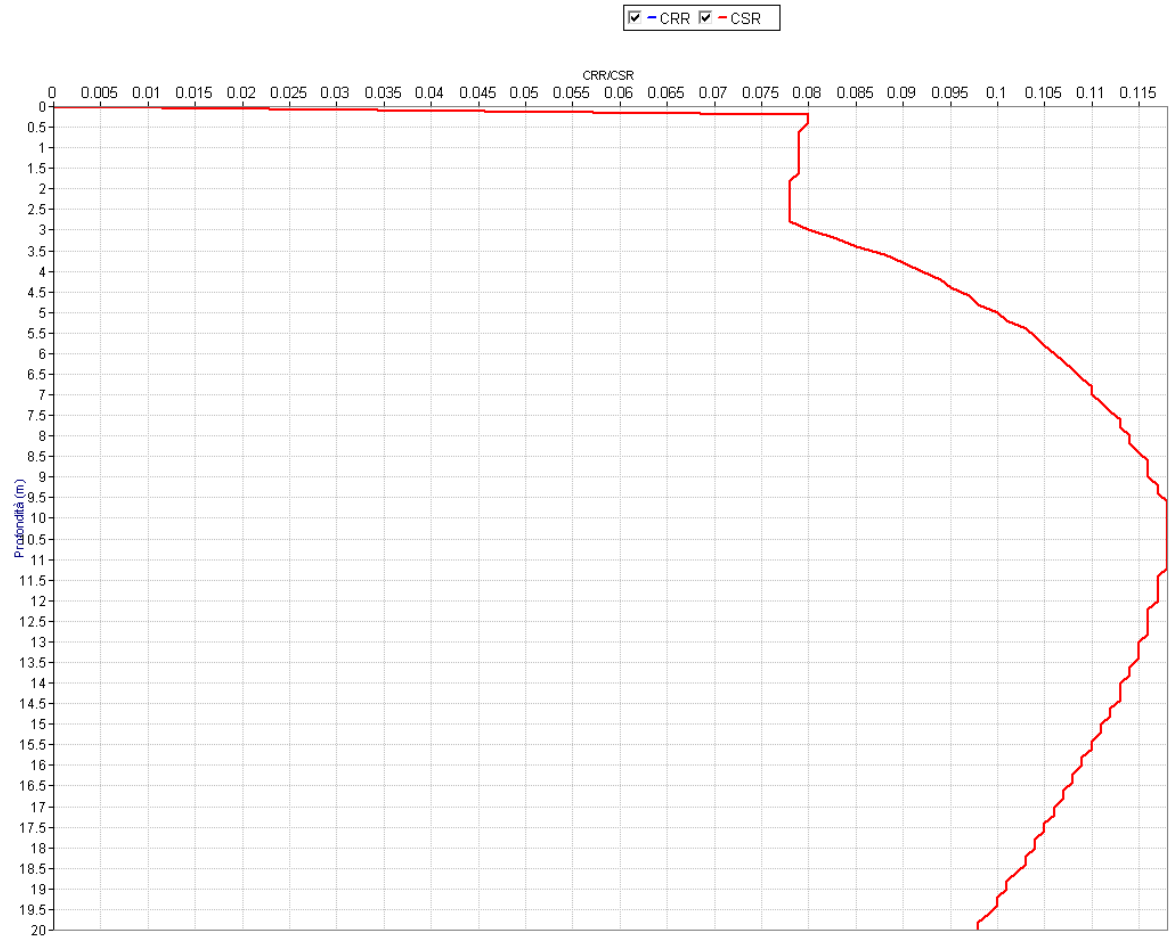
Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$					
Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 3

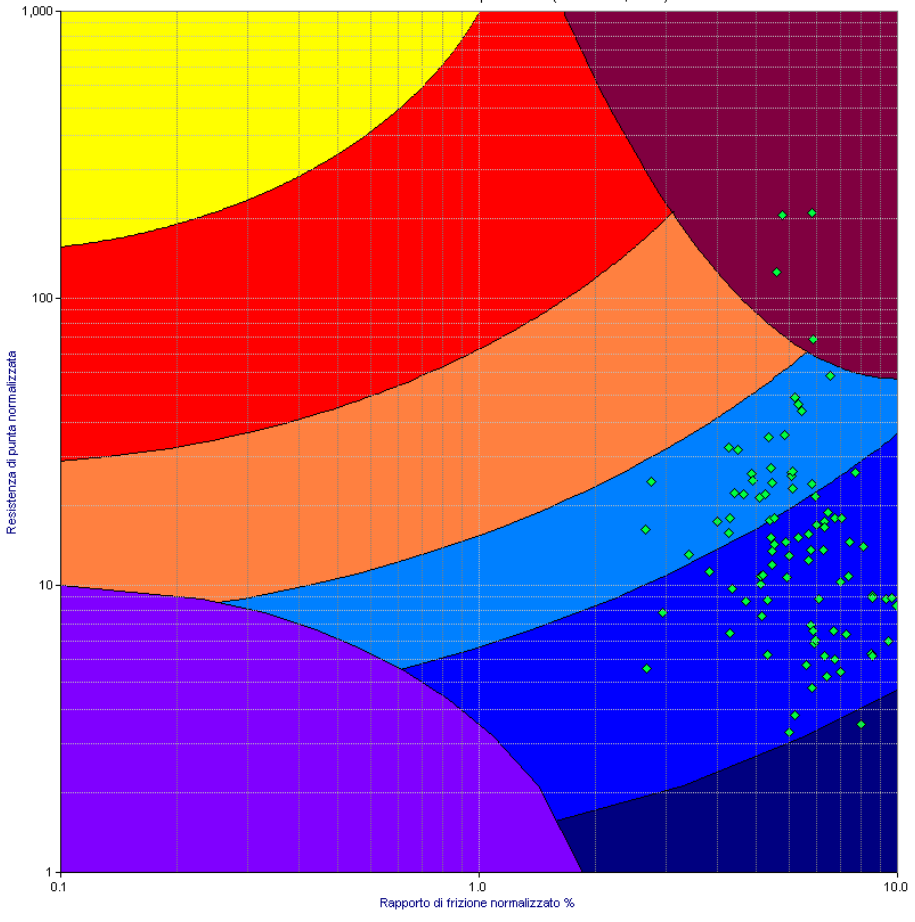
Verifica alla liquefazione





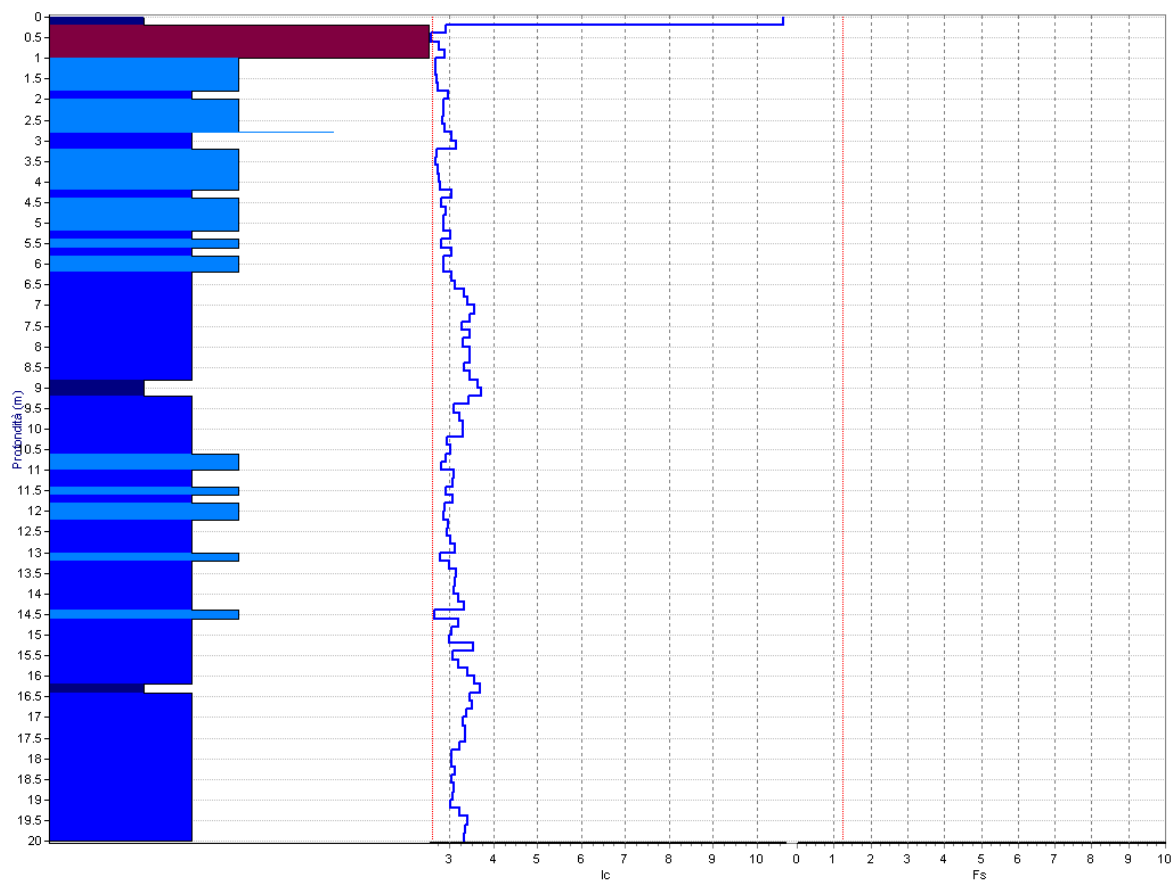
Carta di classificazione dei terreni da prove CPT (Robertson, 1990)

- Terreni con OCR>5
- Da sabbie ghiaiose a sabbie
- Da sabbie a sabbie limose
- Da sabbie limose a limi sabbiosi
- Da limi argillosi a argille limose
- Da argille a argille limose
- Torbe
- Terreni fini sensibili
- misura



Andamento di Ic e Fs

Ic Fs Falda Ic limite Fs limite



Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 4

Prove di carico su piastra dinamica DPLT



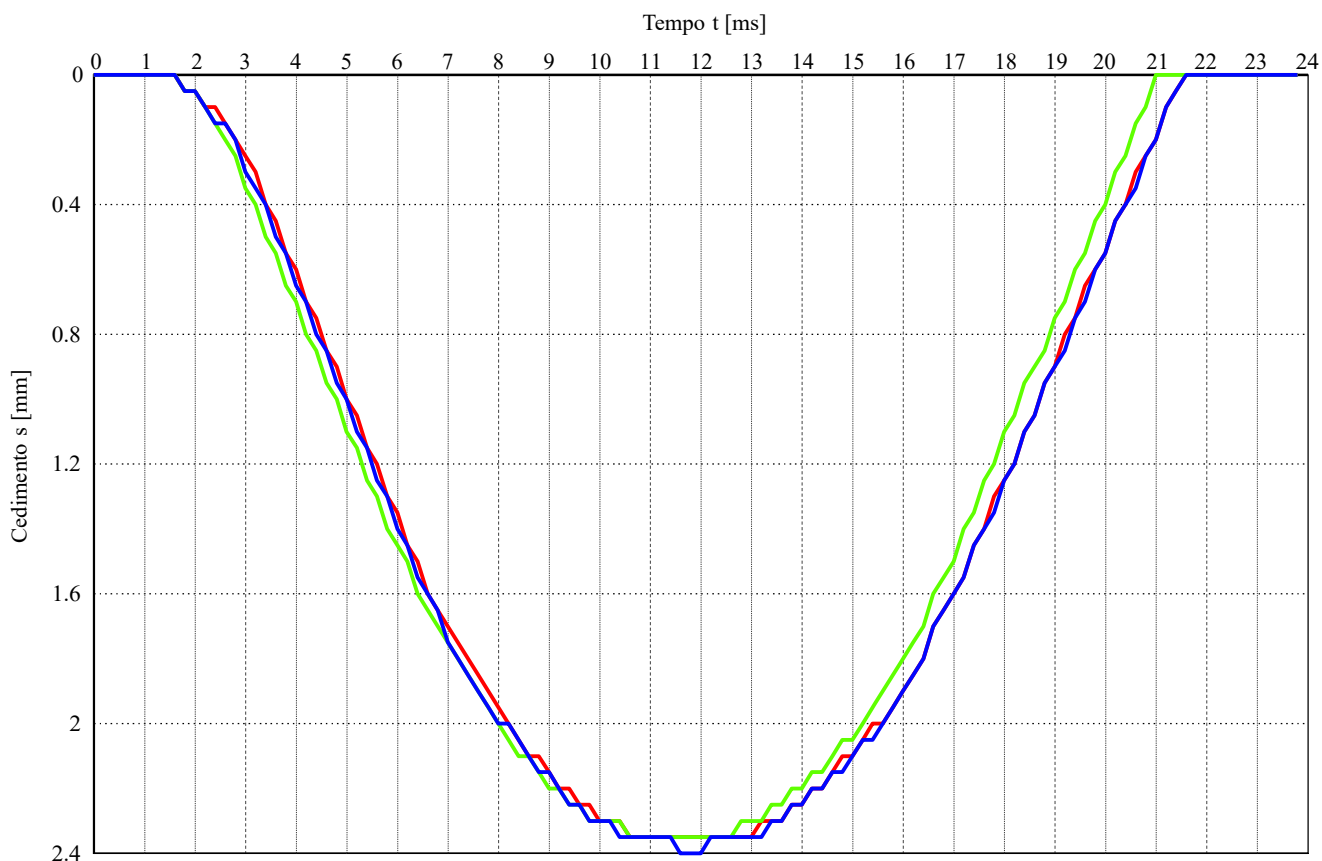
● prova di carico su piastra dinamica DPLT

Prova con piastra dinamica n.1

Determinazione del modulo di deformazione dinamica secondo la normativa tedesca TB BF-StB Teil B 8.3

Committente:	Tempo:
Cantiere: Anzola dell'Emilia, via Emilia – nuova rotatoria	Temperatura:
Produttore: TERRATEST GmbH	Materiale di sottofondo (DIN)
Numero dello strumento: 220420092590	Gruppo di appartenenza (DIN)
Tipo di strumento: piastra dinamica semi-leggera	Consistenza:
Numero della chip card: 200207164403	Risultato dello scavo:
Numero del record di dati: 50	Posiz. punto di prova:
Data/Ora di prova: 11/03/2020 10:39	Coordinate GPS 44° 33.1568N; 11° 10.5237E
Ente/Operatore:	coord. y sec. Gauß Krüger 4935115.05
Inserire dati:	coord. x sec. Gauß Krüger 4434589.26

Nr.	Cedimento s [mm]	Valore medio s1..s3 [mm]	Evd [MN/m ²]	Evd richiesto [MN/m ²]	Differenza Evd [MN/m ²]	s/v [ms]
1	2.387	2.389	18.8	0.0	0.0	6.241
2	2.380					
3	2.402					

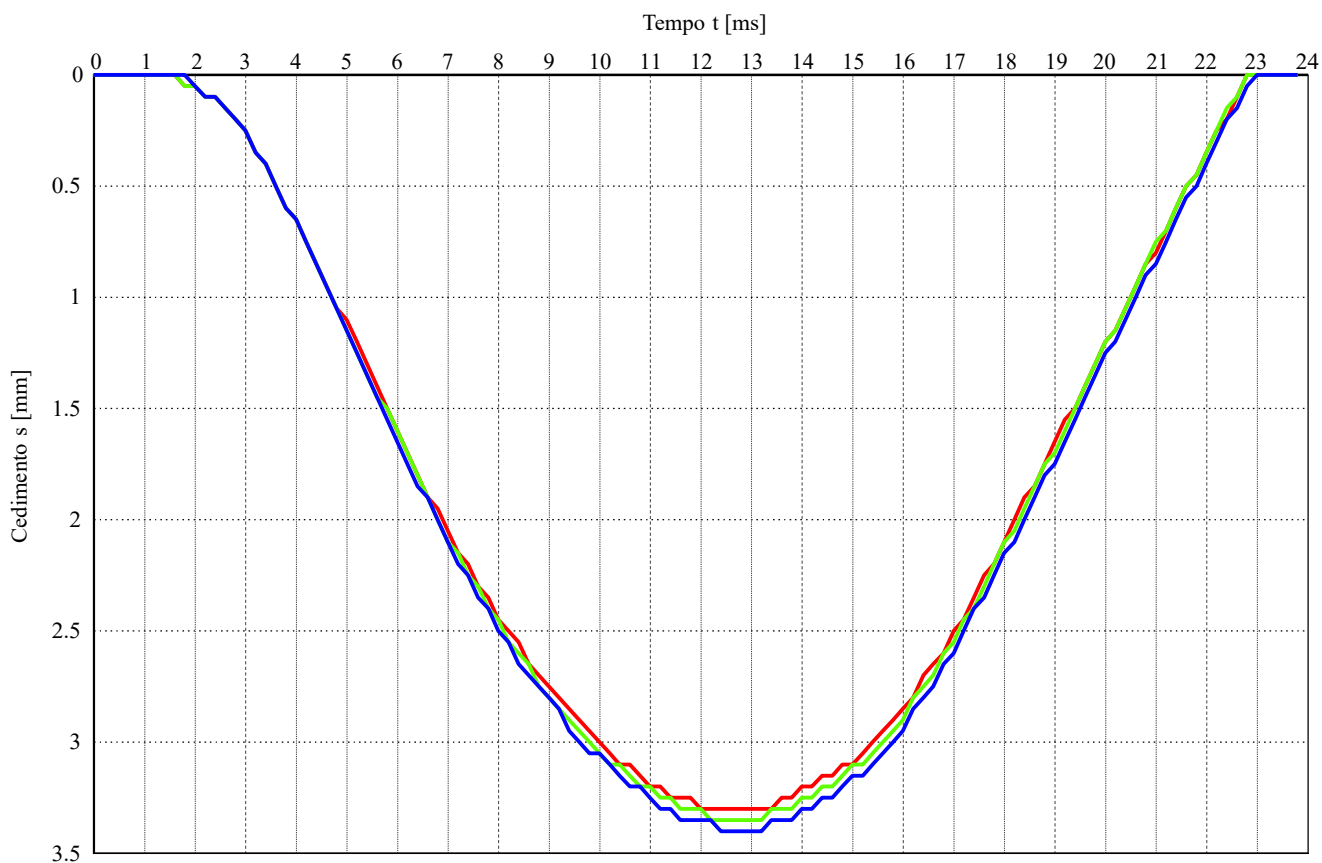


Prova con piastra dinamica n.2

Determinazione del modulo di deformazione dinamica secondo la normativa tedesca TB BF-StB Teil B 8.3

Committente:	Tempo:
Cantiere: Anzola dell'Emilia, via Emilia – nuova rotatoria	Temperatura:
Produttore: TERRATEST GmbH	Materiale di sottofondo (DIN)
Numero dello strumento: 220420092590	Gruppo di appartenenza (DIN)
Tipo di strumento: piastra dinamica semi-leggera	Consistenza:
Numero della chip card: 200207164403	Risultato dello scavo:
Numero del record di dati: 51	Posiz. punto di prova:
Data/Ora di prova: 11/03/2020 10:42	Coordinate GPS 44° 33.1615N; 11° 10.5513E
Ente/Operatore:	coord. y sec. Gauß Krüger 4935123.39
Inserire dati:	coord. x sec. Gauß Krüger 4434625.90

Nr.	Cedimento s [mm]	Valore medio s1..s3 [mm]	Evd [MN/m ²]	Evd richiesto [MN/m ²]	Differenza Evd [MN/m ²]	s/v [ms]
1	3.302	3.342	13.5	0.0	0.0	6.782
2	3.344					
3	3.382					

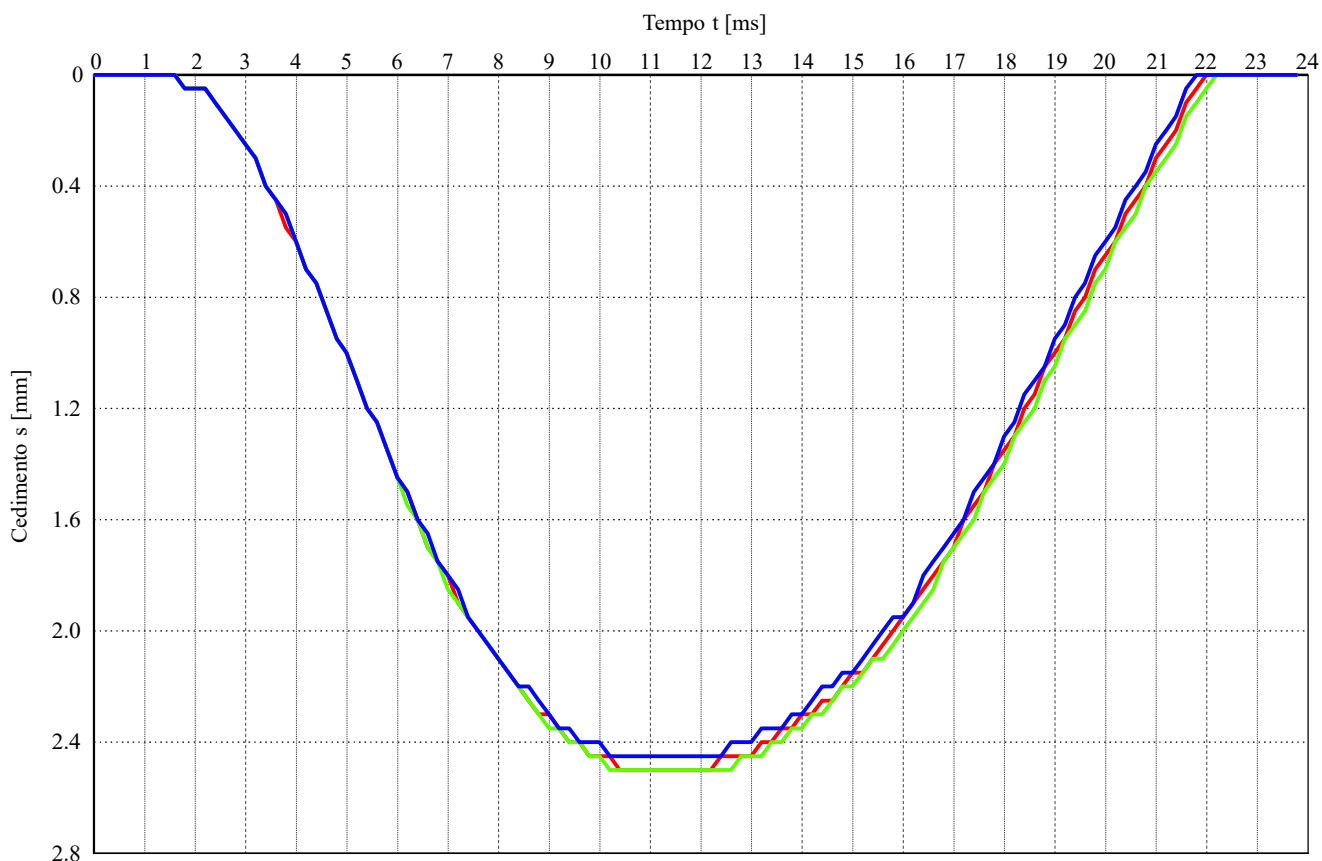


Prova con piastra dinamica n.3

Determinazione del modulo di deformazione dinamica secondo la normativa tedesca TB BF-StB Teil B 8.3

Committente:	Tempo:
Cantiere: Anzola dell'Emilia, via Emilia – nuova rotatoria	Temperatura:
Produttore: TERRATEST GmbH	Materiale di sottofondo (DIN)
Numero dello strumento: 220420092590	Gruppo di appartenenza (DIN)
Tipo di strumento: piastra dinamica semi-leggera	Consistenza:
Numero della chip card: 200207164403	Risultato dello scavo:
Numero del record di dati: 53	Posiz. punto di prova:
Data/Ora di prova: 11/03/2020 10:44	Coordinate GPS 44° 33.1490N; 11° 10.5512E
Ente/Operatore:	coord. y sec. Gauß Krüger 4935100.24
Inserire dati:	coord. x sec. Gauß Krüger 4434625.53

Nr.	Cedimento s [mm]	Valore medio s1..s3 [mm]	Evd [MN/m ²]	Evd richiesto [MN/m ²]	Differenza Evd [MN/m ²]	s/v [ms]
1	2.522	2.518	17.9	0.0	0.0	5.919
2	2.541					
3	2.492					

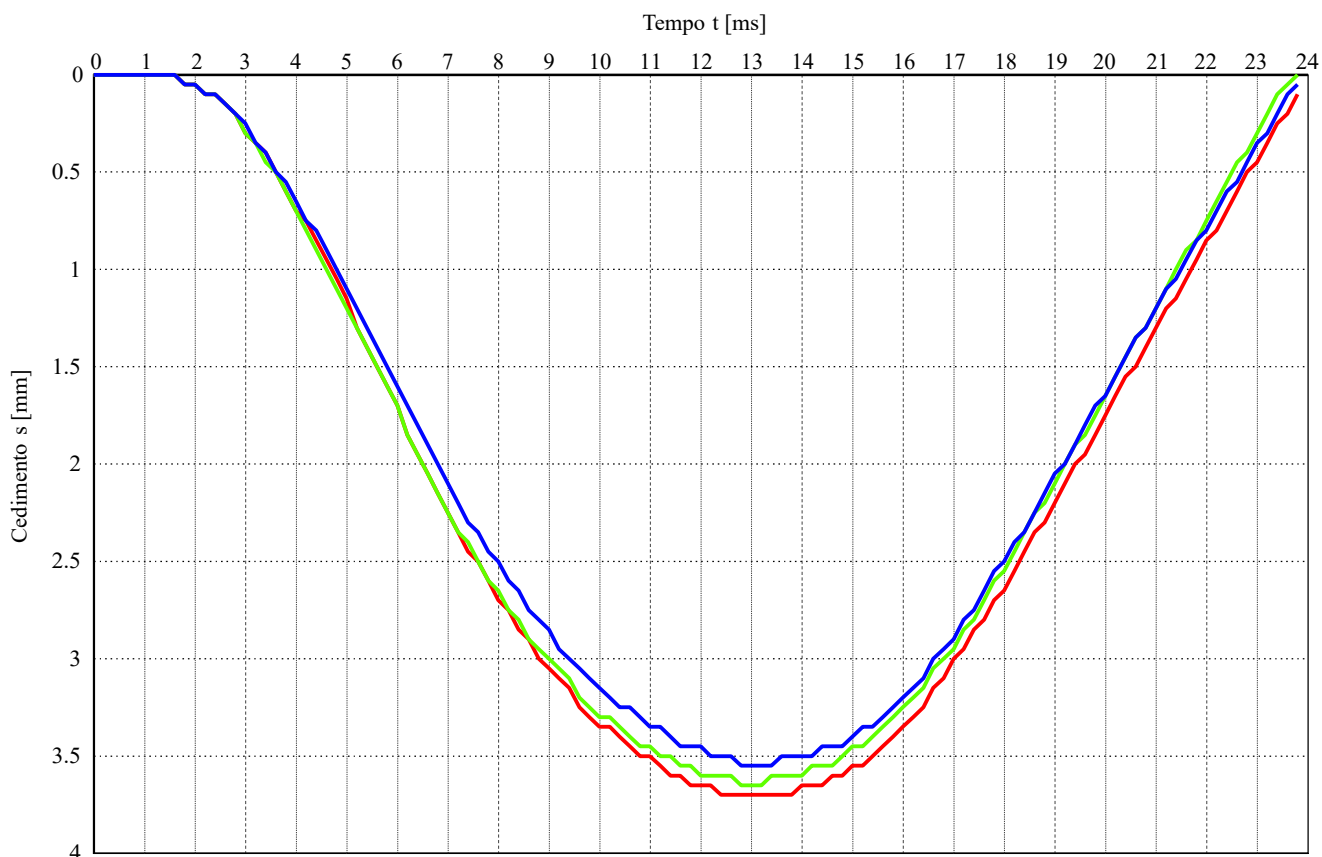


Prova con piastra dinamica n.4

Determinazione del modulo di deformazione dinamica secondo la normativa tedesca TB BF-StB Teil B 8.3

Committente:	Tempo:
Cantiere: Anzola dell'Emilia, via Emilia – nuova rotonda	Temperatura:
Produttore: TERRATEST GmbH	Materiale di sottofondo (DIN)
Numero dello strumento: 220420092590	Gruppo di appartenenza (DIN)
Tipo di strumento: piastra dinamica semi-leggera	Consistenza:
Numero della chip card: 200207164403	Risultato dello scavo:
Numero del record di dati: 54	Posiz. punto di prova:
Data/Ora di prova: 11/03/2020 10:48	Coordinate GPS 44° 33.1644N; 11° 10.5859E
Ente/Operatore:	coord. y sec. Gauß Krüger 4935128.30
Inserire dati:	coord. x sec. Gauß Krüger 4434671.77

Nr.	Cedimento s [mm]	Valore medio s1..s3 [mm]	Evd [MN/m ²]	Evd richiesto [MN/m ²]	Differenza Evd [MN/m ²]	s/v [ms]
1	3.672	3.590	12.5	0.0	0.0	6.690
2	3.604					
3	3.495					

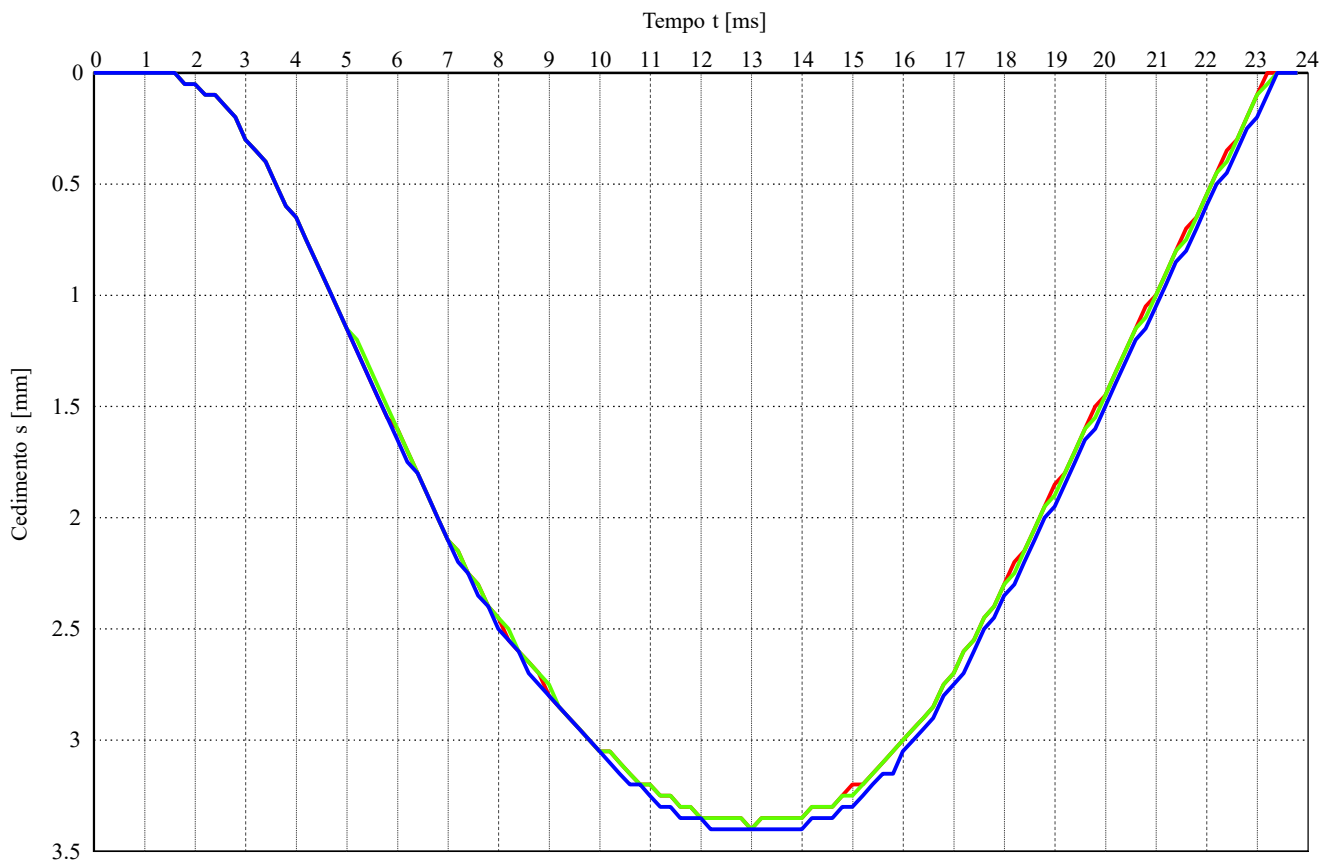


Prova con piastra dinamica n.5

Determinazione del modulo di deformazione dinamica secondo la normativa tedesca TB BF-StB Teil B 8.3

Committente:	Tempo:
Cantiere: Anzola dell'Emilia, via Emilia – nuova rotatoria	Temperatura:
Produttore: TERRATEST GmbH	Materiale di sottofondo (DIN)
Numero dello strumento: 220420092590	Gruppo di appartenenza (DIN)
Tipo di strumento: piastra dinamica semi-leggera	Consistenza:
Numero della chip card: 200207164403	Risultato dello scavo:
Numero del record di dati: 55	Posiz. punto di prova:
Data/Ora di prova: 11/03/2020 10:49	Coordinate GPS 44° 33.1651N; 11° 10.5866E
Ente/Operatore:	coord. y sec. Gauß Krüger 4935129.58
Inserire dati:	coord. x sec. Gauß Krüger 4434672.71

Nr.	Cedimento s [mm]	Valore medio s1..s3 [mm]	Evd [MN/m ²]	Evd richiesto [MN/m ²]	Differenza Evd [MN/m ²]	s/v [ms]
1	3.351	3.365	13.4	0.0	0.0	6.781
2	3.349					
3	3.395					

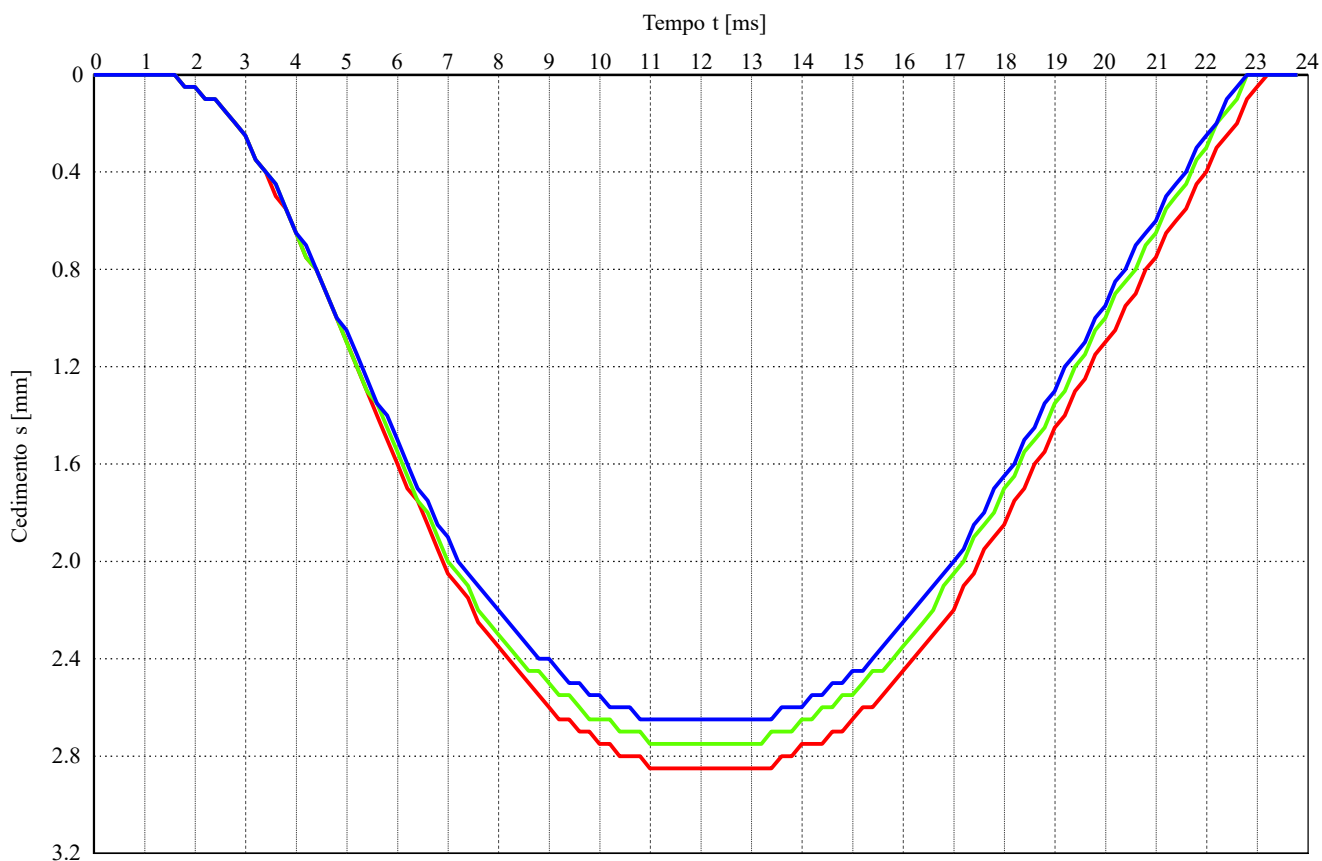


Prova con piastra dinamica n.6

Determinazione del modulo di deformazione dinamica secondo la normativa tedesca TB BF-StB Teil B 8.3

Committente:	Tempo:
Cantiere: Anzola dell'Emilia, via Emilia – nuova rotonda	Temperatura:
Produttore: TERRATEST GmbH	Materiale di sottofondo (DIN)
Numero dello strumento: 220420092590	Gruppo di appartenenza (DIN)
Tipo di strumento: piastra dinamica semi-leggera	Consistenza:
Numero della chip card: 200207164403	Risultato dello scavo:
Numero del record di dati: 56	Posiz. punto di prova:
Data/Ora di prova: 11/03/2020 10:51	Coordinate GPS 44° 33.1603N; 11° 10.6142E
Ente/Operatore:	coord. y sec. Gauß Krüger 4935120.32
Inserire dati:	coord. x sec. Gauß Krüger 4434709.17


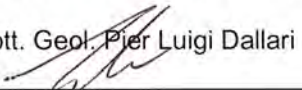
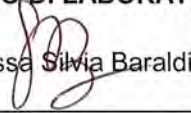
Nr.	Cedimento s [mm]	Valore medio s1..s3 [mm]	Evd [MN/m ²]	Evd richiesto [MN/m ²]	Differenza Evd [MN/m ²]	s/v [ms]
1	2.884	2.787	16.1	0.0	0.0	5.939
2	2.781					
3	2.697					


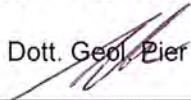
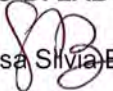


Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 5

Prove di laboratorio

	<p align="center">PROVE PENETROMETRICHE SRL Via per Modena, 8 – 41051 Castelnuovo R. (MO) Tel. 059/535046 – Fax 059/539166 e-mail: provepenetrometriche@alice.it www.provepenetrometriche.com</p>	<p align="center">35.00</p>
<p align="center"><u>ANALISI GRANULOMETRICA</u></p>		<p align="center">Pagina 1/3</p>
<p align="center">RAPPORTO DI PROVA N. R02117</p>		
<p>Committente: Centro Samoggia srl Località: Crespellano (BO) Cantiere: Nuova strada</p>		
<p>Sondaggio n. 1 Campione n. 1 Profondità di prelievo: 0.80 – 1.00 m Tipo di campione: Rimaneggiato</p>		
<p>Attrezzatura utilizzata</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bilancia di sensibilità pari a 0.01 gr per le particelle di dimensioni inferiori a 2 mm; - Serie di setacci (CNR UNI 10006), nell'ordine: n. 10 da 2.00 mm, n. 40 da 0.420 mm, n. 200 da 0.075 mm; - Forno di essiccazione a controllo termostatico per temperature tra 60°C e 110°C; - Due bacinelle rettangolari in plastica necessarie per contenere il campione nell'acqua; - Mortaio completo di pestello di ceramica; - Soluzione di esametafosfato di sodio; - Densimetro a scala graduata solitamente variabile da 995 a 1030 per soluzioni di densità variabile da 0.995 a 1.030 g/cm³; - Serie di cilindri di sedimentazione con un volume di 1000 cm³; - Termometro per la misura di temperature comprese tra 0 e 50°C con una precisione di 0.5 °C; - Vasca termostatica in grado di mantenere una temperatura costante di 20°C; - Resistenza elettrica in grado di rimescolare l'acqua uniformare la temperatura; - Contasecondi; - Uno o più beaker da 600 cm³. 		
<p>Eventuali variazioni, aggiunte, esclusioni</p> <p align="center">-</p>		
<p align="center">IL DIRETTORE DEL LABORATORIO</p> <p align="center">Dott. Geol. Pier Luigi Dallari</p> 	<p align="center">IL TECNICO DI LABORATORIO</p> <p align="center">Dott.ssa Silvia Baraldi</p> 	

	<p align="center">PROVE PENETROMETRICHE SRL Via per Modena, 8 – 41051 Castelnuovo R. (MO) Tel. 059/535046 – Fax 059/539166 e-mail: provepenetrometriche@alice.it www.provepenetrometriche.com</p>	<p align="center">35.00</p>
<p align="center"><u>ANALISI GRANULOMETRICA</u></p> <p align="center">RAPPORTO DI PROVA N. R02117</p> <p>Committente: Centro Samoggia srl Località: Crespellano (BO) Cantiere: Nuova strada</p> <p>Sondaggio n. 1 Campione n. 1 Profondità di prelievo: 0.80 – 1.00 m Tipo di campione: Rimaneggiato</p>		<p align="center">Pagina 2/3</p>
<p>Norme di riferimento ed eventuali metodi e/o procedure non normalizzate</p> <p>La prova è stata eseguita conformemente alle seguenti norme di riferimento:</p> <ul style="list-style-type: none"> - CNR UNI 10006 		
<p>Annotazioni e anomalie riscontrate</p> <p>Non si sono riscontrate anomalie e/o incertezze nelle misure. Il campione di presenta costituito da Limo con argilla, sabbioso.</p>		
<p align="center">IL DIRETTORE DEL LABORATORIO</p> <p align="center">Dott. Geol.  Pier Luigi Dallari</p>	<p align="center">IL TECNICO DI LABORATORIO</p> <p align="center">Dott.ssa  Silvia Baraldi</p>	



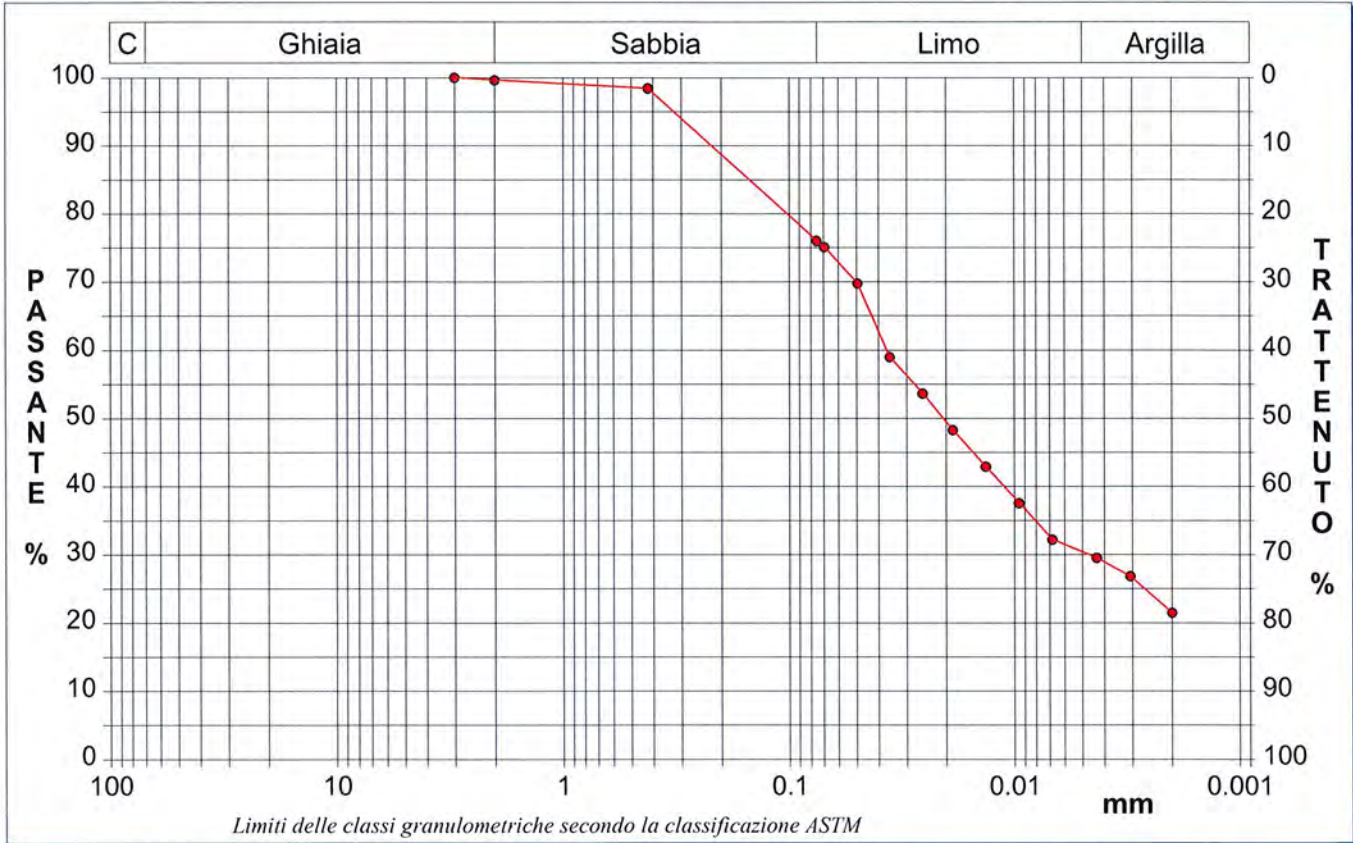
CERTIFICATO DI PROVA N°: R02117 Pagina 1/1

COMMITTENTE: Centro Samoggia srl	3/3
RIFERIMENTO: Crespellano (BO)	
SONDAGGIO: 1	CAMPIONE: 1
	PROFONDITA': m 0.80 - 1.00

ANALISI GRANULOMETRICA


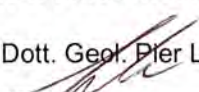
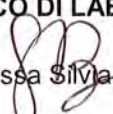
Modalità di prova: Norma CNR UNI 10006


Ghiaia	0,4 %	Passante setaccio 10 (2 mm)	99,6 %	D10	---	mm
Sabbia	23,6 %	Passante setaccio 40 (0.42 mm)	98,4 %	D30	0,00471	mm
Limo	45,6 %	Passante setaccio 200 (0.075 mm)	76,0 %	D50	0,02069	mm
Argilla	30,4 %			D60	0,03676	mm
				D90	0,22021	mm
Coefficiente di uniformità		---	Coefficiente di curvatura		---	



Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %
3,0000	100,00	0,0494	69,69	0,0095	37,53				
2,0000	99,63	0,0356	58,97	0,0068	32,17				
0,4200	98,41	0,0254	53,61	0,0043	29,49				
0,0750	75,96	0,0187	48,25	0,0031	26,80				
0,0693	75,05	0,0134	42,89	0,0020	21,44				

PROVE PENETROMETRICHE srl
LABORATORIO GEOTECNICO
IL TECNICO

	<p align="center">PROVE PENETROMETRICHE SRL Via per Modena, 8 – 41051 Castelnuovo R. (MO) Tel. 059/535046 – Fax 059/539166 e-mail: provepenetrometriche@alice.it www.provepenetrometriche.com</p>	<p align="center">35.00</p>
<p align="center"><u>CONTENUTO NATURALE D'ACQUA</u></p>		<p align="right">Pagina 1/1</p>
<p align="center">RAPPORTO DI PROVA N. R02111</p>		
<p>Committente: Centro Samoggia srl Località: Crespellano (BO) Cantiere: Nuova strada</p>		
<p>Sondaggio n. 1 Campione n. 1 Profondità di prelievo: 0.80 – 1.00 m Tipo di campione: Rimaneggiato</p>		
<p>Attrezzatura utilizzata</p> <ul style="list-style-type: none"> - Forno di essiccazione dotato di controllo termostatico in grado di mantenere una temperatura costante di 110 °C ± 5°C; - Bilancia con sensibilità di 0.01 g; - Contenitori adatti, quali barattoli di alluminio o altro materiale, di dimensioni adeguate ai campioni da analizzare e dotati di sistemi di chiusura; - Essiccatore da 200-250 mm di diametro, completo di gel di silice. 		
<p>Eventuali variazioni, aggiunte, esclusioni</p> <p align="center">-</p>		
<p>Norme di riferimento ed eventuali metodi e/o procedure non normalizzate</p> <p>La prova è stata eseguita conformemente alle seguenti norme di riferimento:</p> <ul style="list-style-type: none"> - ASTM D 2216 – 98: "Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass"; - ASTM D 2974 – 00: "Standard Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and Other Organic Soils". 		
<p>Annotazioni e anomalie riscontrate</p> <p>Non si sono riscontrate anomalie e/o incertezze nelle misure. Il campione si presenta costituito da Limo con argilla, sabbioso.</p>		
<p align="center">RISULTATO DELLA PROVA</p> <p>Contenitore n.: 36; tara contenitore: 47.46 g; peso umido: 139.47 g; peso secco: 121.85 g; peso dell'acqua: 17.62 g; peso netto campione essiccato: 74.39 g.</p> <p align="center">UMIDITA' NATURALE (W%) = 23.68 %</p>		
<p align="center">IL DIRETTORE DEL LABORATORIO</p> <p align="center">Dott. Geol. Pier Luigi Dallari</p> 	<p align="center">IL TECNICO DI LABORATORIO</p> <p align="center">Dott.ssa Silvia Baraldi</p> 	

 <p>PROVE PENETROMETRICHE</p>	<p>PROVE PENETROMETRICHE SRL Via per Modena, 8 – 41051 Castelnuovo R. (MO) Tel. 059/535046 – Fax 059/539166 e-mail: provepenetrometriche@alice.it www.provepenetrometriche.com</p>	<p>35.00</p>
<p><u>LIMITI DI CONSISTENZA O DI ATTERBERG</u></p>		<p>Pagina 1/2</p>
<p>RAPPORTO DI PROVA N. R02105</p> <p>Committente: Centro Samoggia srl Località: Crespellano (BO) Cantiere: nuova strada</p> <p>Sondaggio n. 1 Campione n. 1 Profondità di prelievo: 0.80 - 1.00 m Tipo di campione: Rimaneggiato</p>		
<p>Attrezzatura utilizzata</p> <ul style="list-style-type: none"> - Cucchiaio di Casagrande; - Attrezzo solcatore; - Setaccio n. 40 da 0.425 mm; - Due bacinelle in alluminio; - Spruzzetta in plastica da 500 cm³ contenente acqua distillata; - Coppia di spatole flessibili con lame rispettivamente di 20 x 100 mm e 20 x 160 mm circa; - Serie di contenitori in alluminio o altro materiale non corrodibile, completi di coperchio (diametro 50 x 30 mm di altezza circa); - Bilancia di sensibilità pari a 0.01 g; - Forno di essiccazione dotato di controllo termostatico in grado di mantenere una temperatura costante di 110°C. 		
<p>Eventuali variazioni, aggiunte, esclusioni</p> <p>-</p>		
<p>Norme di riferimento ed eventuali metodi e/o procedure non normalizzate</p> <p>La prova è stata eseguita conformemente alle seguenti norme di riferimento:</p> <ul style="list-style-type: none"> - CNR UNI 10006. 		
<p>Annotazioni e anomalie riscontrate</p> <p>Non si sono riscontrate anomalie e/o incertezze nelle misure.</p> <p>Il campione di presenta costituito da Limo con argilla, sabbioso.</p>		
<p>IL DIRETTORE DEL LABORATORIO</p> <p>Dott. Geol. Pier Luigi Dallari</p>		

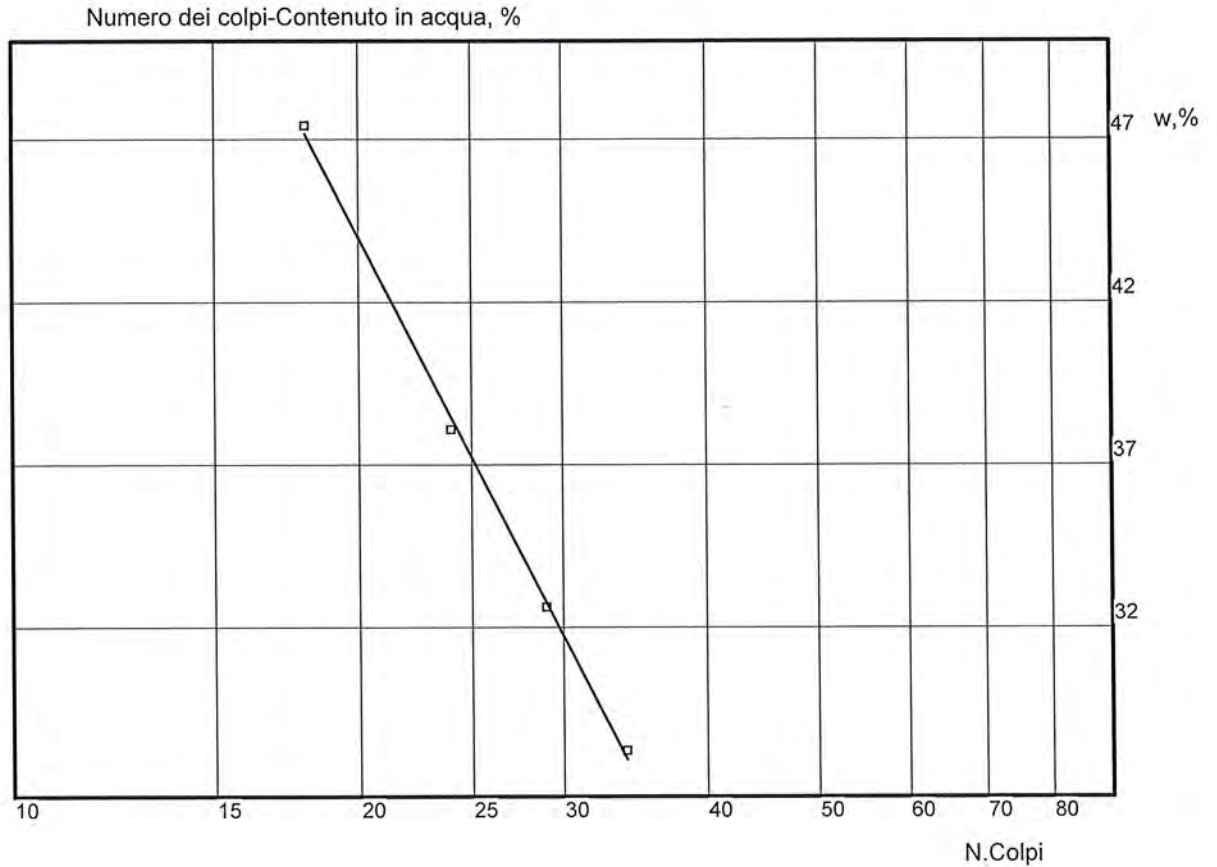
LABORATORIO GEOTECNICO
Via per Modena, 8-41052 CASTELNUOVO RANGONE (MO) ITALY

COMMITTENTE: CENTRO SAMOGGIA SRL
CANTIERE: NUOVA STRADA
LOCALITA': CRESPELANO (BO)
CERTIFICATO: 01L011

RIFERIMENTO: 01

SONDAGGIO: 1
CAMPIONE: 1
PROF., m: 0.80-1.00
PAGINA N.

LIMITI DI ATTERBERG



LIMITE LIQUIDO, %= 37
LIMITE PLASTICO, %= 19
INDICE PLASTICO= 18

UMIDITA' NATURALE, %= 23.68

INDICE DI CONSISTENZA= 0.74



PROVE PENETROMETRICHE SRL
 Via per Modena, 8 – 41051 Castelnuovo R. (MO)
 Tel. 059/535046 – Fax 059/539166
 e-mail: provepenetrometriche@alice.it
 www.provepenetrometriche.com

35.00

CLASSIFICAZIONE GEOTECNICA

Pagina 1/1

RAPPORTO DI PROVA N. R02123

Committente: **Centro Samoggia srl**

Località: **Crespellano (BO)**

Cantiere: **nuova strada**

Sondaggio n. 1 Campione n. 1 Profondità di prelievo: **0.80 – 1.00 m**

Tipo di campione: **Rimaneggiato**

Prove effettuate sul campione e norma di riferimento utilizzata

- Analisi granulometrica (CNR UNI 10006);
- Limiti di Atterberg (CNR UNI 10006)

Norme di riferimento utilizzate per la classificazione

La classificazione del campione è stata eseguita conformemente alle seguenti norme di riferimento:

- CNR UNI 10006

CLASSIFICAZIONI DEL CAMPIONE

Analisi Granulometria:

frazione passante al setaccio 2.00 mm: **99.6%**;

frazione passante al setaccio 0.42 mm: **98.4%**;

frazione passante al setaccio 0.075 mm: **76.0%**.

Limite Liquido: **37**;

Limite Plastico: **19**;

Indice Plastico: **18**.

A6

Argille poco compressibili.

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO

Dott. Geol.  Pier Luigi Dallari

IL TECNICO DI LABORATORIO

Dott.ssa  Silvia Baraldi

RAPPORTO DI PROVA N°: P00324	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 17/03/20	Inizio analisi: 11/03/20
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: del		Apertura campione: 11/03/2020	Fine analisi: 12/03/20

COMMITTENTE: Geo Group srl			
RIFERIMENTO: Anzola Emilia (BO), nuova rotonda			
SONDAGGIO: -	CAMPIONE: 1	PROFONDITA': m	0.50 - 1.00

CONTENUTO D'ACQUA ALLO STATO NATURALE

Modalità di prova: Norma ASTM D2216-98, ASTM D2974-00

Wn = contenuto d'acqua allo stato naturale = 11,7 %

Struttura del materiale:

Omogeneo
 Stratificato
 Caotico

Temperatura di essiccazione: 110 °C

Dimensione massima delle particelle: 40,00 mm

PROVE PENETROMETRICHE srl
 LABORATORIO GEOTECNICO
 IL TECNICO

RAPPORTO DI PROVA N°: **P00323** Pagina 1/1

VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: del

DATA DI EMISSIONE: 17/03/20 Inizio analisi: 13/03/20

Apertura campione: 11/03/2020 Fine analisi: 16/03/20

COMMITTENTE: Geo Group srl

RIFERIMENTO: Anzola Emilia (BO), nuova rotonda

SONDAGGIO: - CAMPIONE: 1 PROFONDITA': m 0.50 - 1.00

LIMITI DI CONSISTENZA LIQUIDO E PLASTICO

Modalità di prova: Norma ASTM D4318-00, ASTM D4943-02

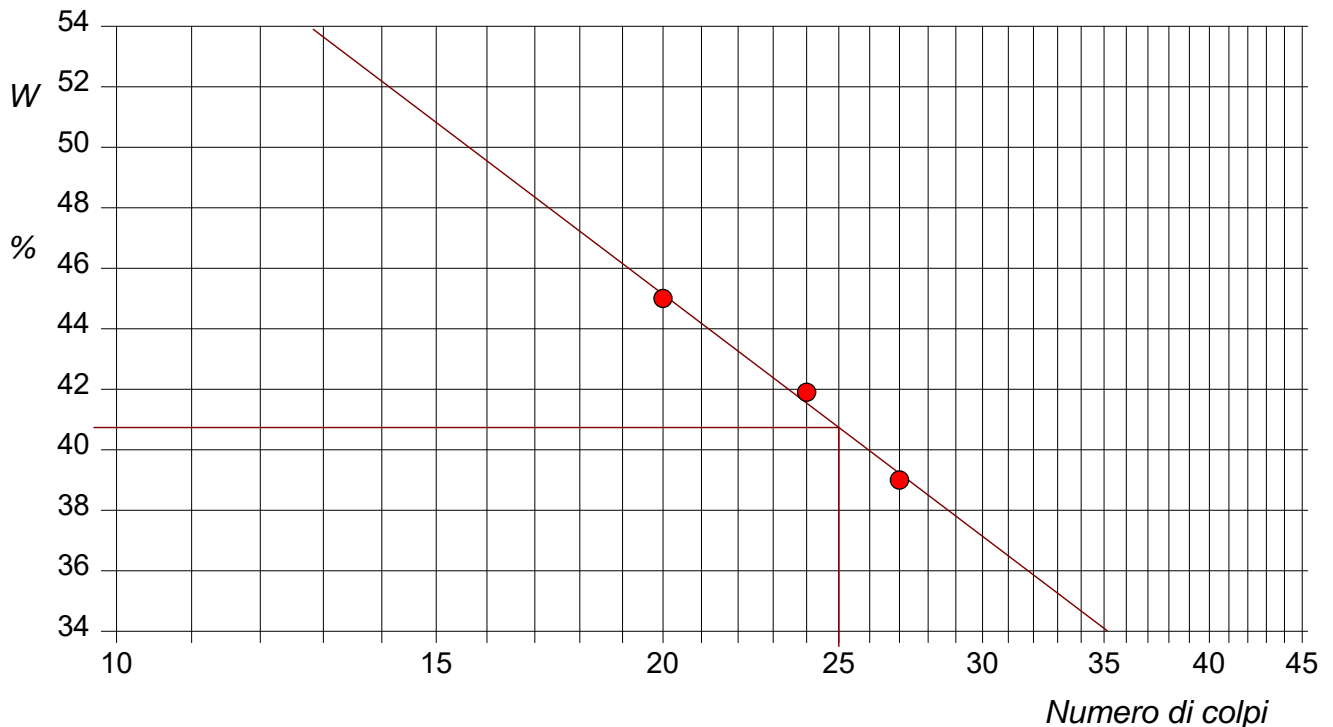
Limite di liquidità 40,7 %

Limite di plasticità 24,0 %

Indice di plasticità 16,7 %

LIMITE DI LIQUIDITA'					LIMITE DI PLASTICITA'		
Numero di colpi	20	24	27		Umidità (%)	24,1	23,9
Umidità (%)	45,0	41,9	39,0		Umidità media	24,0	

Determinazione del Limite di liquidità



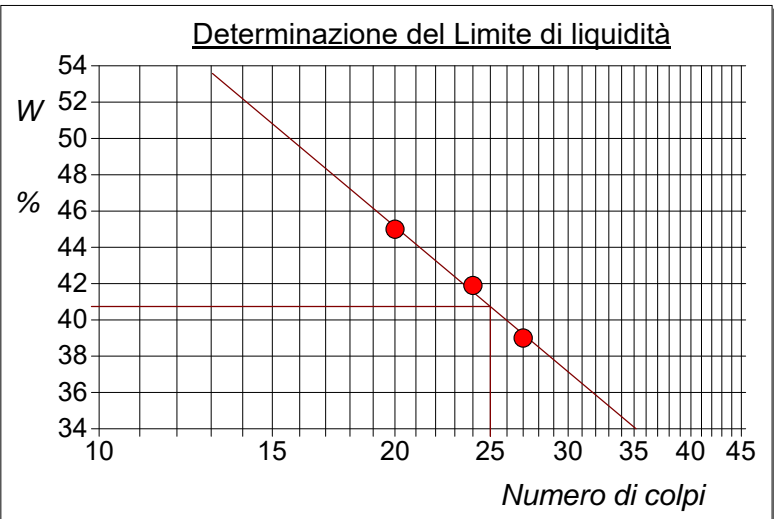
RAPPORTO DI PROVA N°: P00323	Allegato 1	DATA DI EMISSIONE: 17/03/20	Inizio analisi: 13/03/20
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: del		Apertura campione: 11/03/2020	Fine analisi: 16/03/20

COMMITTENTE: Geo Group srl
RIFERIMENTO: Anzola Emilia (BO), nuova rotonda
SONDAGGIO: - CAMPIONE: 1 PROFONDITA': m 0.50 - 1.00

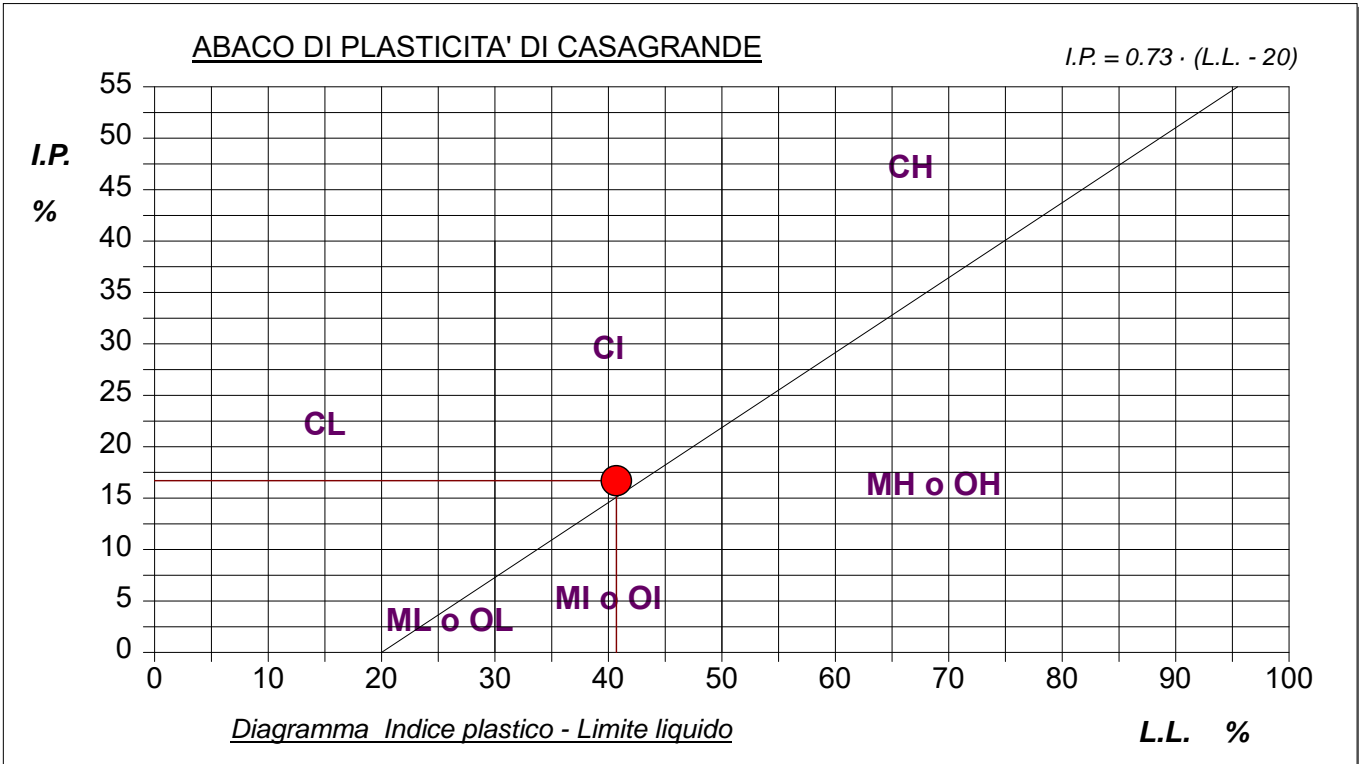
ABACO DI CASAGRANDE



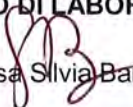
Modalità di prova: Norma ASTM D4318-00, ASTM D4943-02




Limite di liquidità	40,7	%
Limite di plasticità	24,0	%
Indice di plasticità	16,7	%
Indice di consistenza	1,73	
Passante al set. n° 40	NO	



C - Argille inorganiche	L - Bassa compressibilità
M - Limi inorganici	I - Media compressibilità
O - Argille e limi organici	H - Alta compressibilità



	<p align="center">PROVE PENETROMETRICHE SRL Via per Modena, 8 – 41051 Castelnuovo R. (MO) Tel. 059/535046 – Fax 059/539166 e-mail: provepenetrometriche@alice.it www.provepenetrometriche.com</p>	<p align="center">35.00</p>
<p align="center"><u>ANALISI GRANULOMETRICA</u></p>		<p align="center">Pagina 1/3</p>
<p align="center">RAPPORTO DI PROVA N. R02119</p>		
<p>Committente: Centro Samoggia srl Località: Crespellano (BO) Cantiere: Nuova strada</p>		
<p>Sondaggio n. 3 Campione n. 3 Profondità di prelievo: 0.80 – 1.00 m Tipo di campione: Rimaneggiato</p>		
<p>Attrezzatura utilizzata</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bilancia di sensibilità pari a 0.01 gr per le particelle di dimensioni inferiori a 2 mm; - Serie di setacci (CNR UNI 10006), nell'ordine: n. 10 da 2.00 mm, n. 40 da 0.420 mm, n. 200 da 0.075 mm; - Forno di essiccazione a controllo termostatico per temperature tra 60°C e 110°C; - Due bacinelle rettangolari in plastica necessarie per contenere il campione nell'acqua; - Mortaio completo di pestello di ceramica; - Soluzione di esametafosfato di sodio; - Densimetro a scala graduata solitamente variabile da 995 a 1030 per soluzioni di densità variabile da 0.995 a 1.030 g/cm³; - Serie di cilindri di sedimentazione con un volume di 1000 cm³; - Termometro per la misura di temperature comprese tra 0 e 50°C con una precisione di 0.5 °C; - Vasca termostatica in grado di mantenere una temperatura costante di 20°C; - Resistenza elettrica in grado di rimescolare l'acqua uniformare la temperatura; - Contasecondi; - Uno o più beaker da 600 cm³. 		
<p>Eventuali variazioni, aggiunte, esclusioni</p> <p align="center">-</p>		
<p align="center">IL DIRETTORE DEL LABORATORIO</p> <p align="center">Dott. Geol.  Pier Luigi Dallari</p>	<p align="center">IL TECNICO DI LABORATORIO</p> <p align="center">Dott.ssa  Silvia Baraldi</p>	

 <p>PROVE PENETROMETRICHE Srl</p>	<p>PROVE PENETROMETRICHE SRL Via per Modena, 8 – 41051 Castelnuovo R. (MO) Tel. 059/535046 – Fax 059/539166 e-mail: provepenetrometriche@alice.it www.provepenetrometriche.com</p>	<p>35.00</p>
<p><u>ANALISI GRANULOMETRICA</u></p>		<p>Pagina 2/3</p>
<p>RAPPORTO DI PROVA N. R02119</p>		
<p>Committente: Centro Samoggia srl Località: Crespellano (BO) Cantiere: Nuova strada</p>		
<p>Sondaggio n. 3 Campione n. 3 Profondità di prelievo: 0.80 – 1.00 m Tipo di campione: Rimaneggiato</p>		
<p>Norme di riferimento ed eventuali metodi e/o procedure non normalizzate</p>		
<p>La prova è stata eseguita conformemente alle seguenti norme di riferimento:</p> <ul style="list-style-type: none">- CNR UNI 10006		
<p>Annotazioni e anomalie riscontrate</p>		
<p>Non si sono riscontrate anomalie e/o incertezze nelle misure. Il campione di presenta costituito da Limo con argilla, sabbioso.</p>		
<p>IL DIRETTORE DEL LABORATORIO Dott. Geol.  Pier Luigi Dallari</p>	<p>IL TECNICO DI LABORATORIO Dott.ssa  Silvia Baraldi</p>	



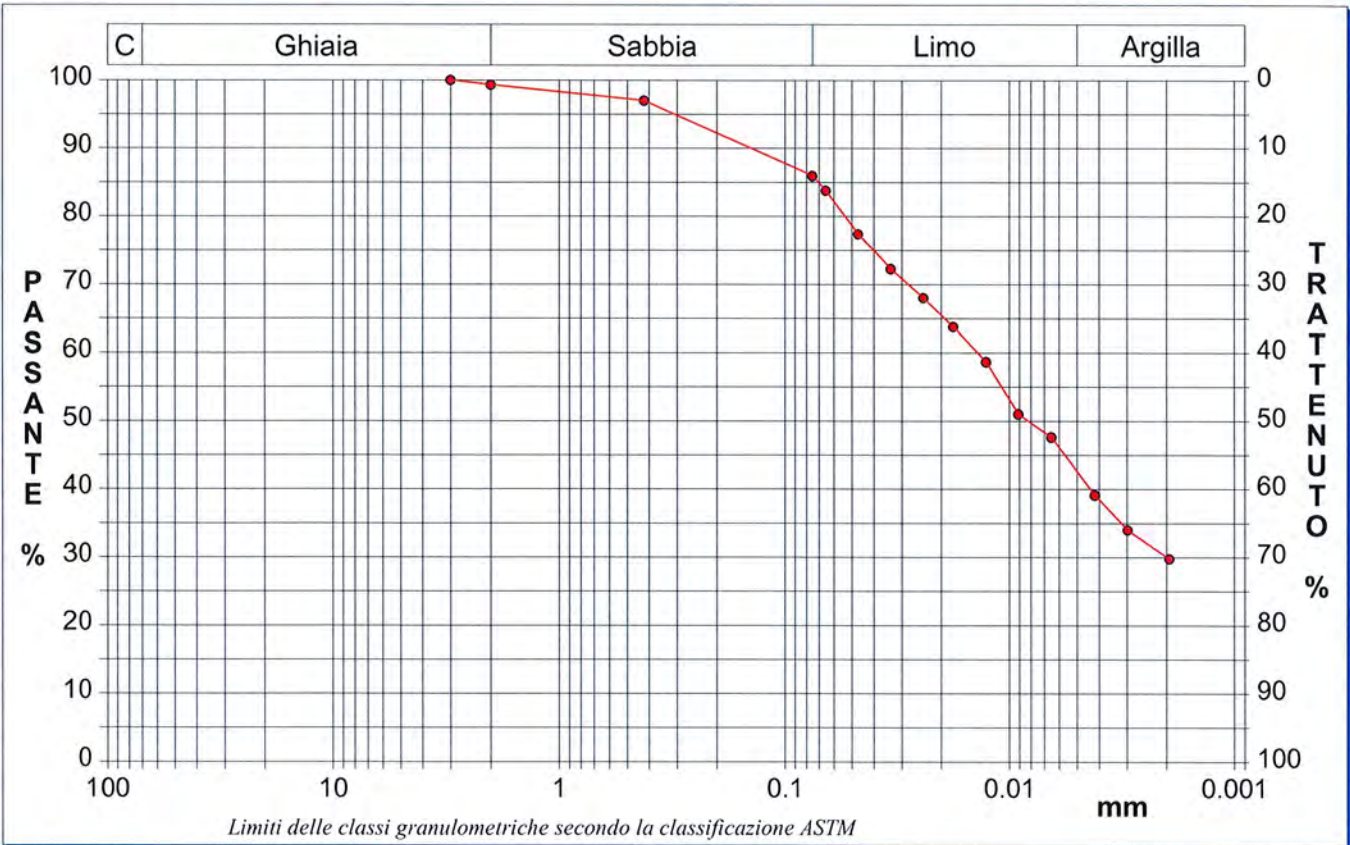
CERTIFICATO DI PROVA N°: R02119 Pagina 1/1

COMMITTENTE: Centro Samoggia srl 3/3
 RIFERIMENTO: Crespellano (BO)
 SONDAGGIO: 3 CAMPIONE: 3 PROFONDITA': m 0.80 - 1.00

ANALISI GRANULOMETRICA



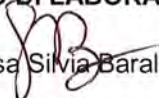
Modalità di prova: Norma CNR UNI 10006



Ghiaia	0,7 %	Passante setaccio 10 (2 mm)	99,3 %	D10	---	mm
Sabbia	13,4 %	Passante setaccio 40 (0.42 mm)	97,0 %	D30	0,00199	mm
Limo	43,3 %	Passante setaccio 200 (0.075 mm)	85,9 %	D50	0,00824	mm
Argilla	42,6 %			D60	0,01383	mm
Coefficiente di uniformità		---	Coefficiente di curvatura		---	
				D90	0,14168	mm



Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %	Diametro mm	Passante %
3,0000	100,00	0,0469	77,37	0,0091	51,01				
2,0000	99,30	0,0336	72,27	0,0065	47,61				
0,4200	96,98	0,0240	68,02	0,0042	39,11				
0,0750	85,91	0,0177	63,76	0,0030	34,01				
0,0653	83,74	0,0127	58,66	0,0019	29,76				

PROVE PENETROMETRICHE Srl
 LABORATORIO GEOTECNICO
 IL TECNICO

	<p align="center">PROVE PENETROMETRICHE SRL Via per Modena, 8 – 41051 Castelnuovo R. (MO) Tel. 059/535046 – Fax 059/539166 e-mail: provepenetrometriche@alice.it www.provepenetrometriche.com</p>	<p align="center">35.00</p>
<p align="center"><u>CONTENUTO NATURALE D'ACQUA</u></p>		<p align="center">Pagina 1/1</p>
<p align="center">RAPPORTO DI PROVA N. R02113</p>		
<p>Committente: Centro Samoggia srl Località: Crespellano (BO) Cantiere: Nuova strada</p>		
<p>Sondaggio n. 3 Campione n. 3 Profondità di prelievo: 0.80 – 1.00 m Tipo di campione: Rimaneggiato</p>		
<p>Attrezzatura utilizzata</p> <ul style="list-style-type: none"> - Forno di essiccazione dotato di controllo termostatico in grado di mantenere una temperatura costante di 110 °C ± 5°C; - Bilancia con sensibilità di 0.01 g; - Contenitori adatti, quali barattoli di alluminio o altro materiale, di dimensioni adeguate ai campioni da analizzare e dotati di sistemi di chiusura; - Essiccatore da 200-250 mm di diametro, completo di gel di silice. 		
<p>Eventuali variazioni, aggiunte, esclusioni</p> <p align="center">-</p>		
<p>Norme di riferimento ed eventuali metodi e/o procedure non normalizzate</p> <p>La prova è stata eseguita conformemente alle seguenti norme di riferimento:</p> <ul style="list-style-type: none"> - ASTM D 2216 – 98: "Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass"; - ASTM D 2974 – 00: "Standard Test Methods for Moisture, Ash, and Organic Matter of Peat and Other Organic Soils". 		
<p>Annotazioni e anomalie riscontrate</p> <p>Non si sono riscontrate anomalie e/o incertezze nelle misure. Il campione si presenta costituito da Limo con argilla, sabbioso.</p>		
<p align="center">RISULTATO DELLA PROVA</p> <p>Contenitore n.: 35; tara contenitore: 49.07 g; peso umido: 139.72 g; peso secco: 120.72 g; peso dell'acqua: 19.00 g; peso netto campione essiccato: 71.66 g.</p> <p align="center">UMIDITA' NATURALE (W%) = 26.51 %</p>		
<p align="center">IL DIRETTORE DEL LABORATORIO</p> <p align="center">Dott. Geol.  Pier Luigi Dallari</p>	<p align="center">IL TECNICO DI LABORATORIO</p> <p align="center">Dott.ssa  Silvia Baraldi</p>	

	<p align="center">PROVE PENETROMETRICHE SRL Via per Modena, 8 – 41051 Castelnuovo R. (MO) Tel. 059/535046 – Fax 059/539166 e-mail: provepenetrometriche@alice.it www.provepenetrometriche.com</p>	<p align="center">35.00</p>
<p align="center"><u>LIMITI DI CONSISTENZA O DI ATTERBERG</u></p>		<p align="right">Pagina 1/2</p>
<p align="center">RAPPORTO DI PROVA N. R02107</p> <p>Committente: Centro Samoggia srl Località: Crespellano (BO) Cantiere: nuova strada</p> <p>Sondaggio n. 3 Campione n. 3 Profondità di prelievo: 0.80 - 1.00 m Tipo di campione: Rimaneggiato</p>		
<p>Attrezzatura utilizzata</p> <ul style="list-style-type: none"> - Cucchiaino di Casagrande; - Attrezzo solcatore; - Setaccio n. 40 da 0.425 mm; - Due bacinelle in alluminio; - Spruzzetta in plastica da 500 cm³ contenente acqua distillata; - Coppia di spatole flessibili con lame rispettivamente di 20 x 100 mm e 20 x 160 mm circa; - Serie di contenitori in alluminio o altro materiale non corrodibile, completi di coperchio (diametro 50 x 30 mm di altezza circa); - Bilancia di sensibilità pari a 0.01 g; - Forno di essiccazione dotato di controllo termostatico in grado di mantenere una temperatura costante di 110°C. 		
<p>Eventuali variazioni, aggiunte, esclusioni</p> <p align="center">-</p>		
<p>Norme di riferimento ed eventuali metodi e/o procedure non normalizzate</p> <p>La prova è stata eseguita conformemente alle seguenti norme di riferimento:</p> <ul style="list-style-type: none"> - CNR UNI 10006. 		
<p>Annotazioni e anomalie riscontrate</p> <p>Non si sono riscontrate anomalie e/o incertezze nelle misure.</p> <p>Il campione di presenta costituito da Limo con argilla, sabbioso.</p>		
<p align="center">IL DIRETTORE DEL LABORATORIO</p> <p align="center">Dott. Geol.  Pier Luigi Dallari</p>		

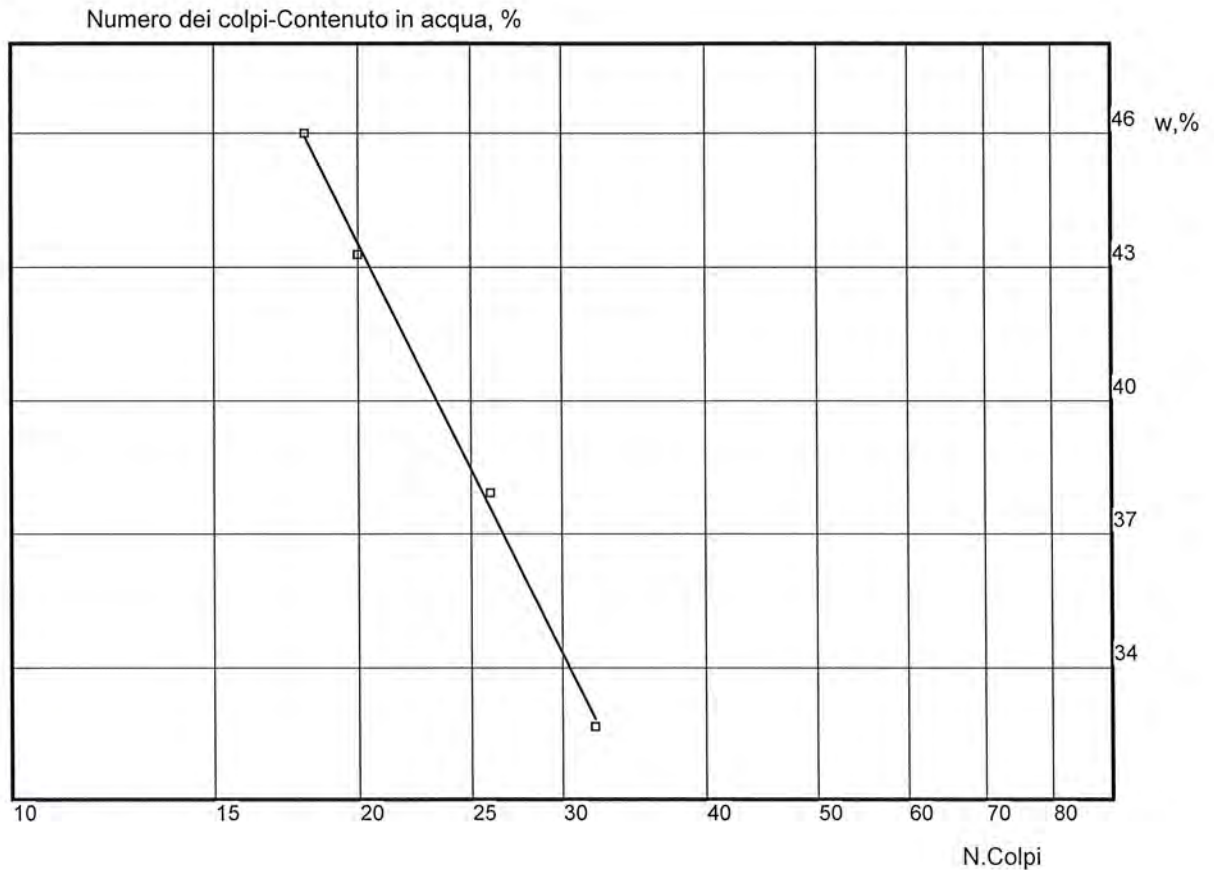
LABORATORIO GEOTECNICO
Via per Modena, 8-41052 CASTELNUOVO RANGONE (MO) ITALY

COMMITTENTE: CENTRO SAMOGGIA SRL
CANTIERE: NUOVA STRADA
LOCALITA': CRESPELANO (BO)
CERTIFICATO: 03L011

RIFERIMENTO: 03

SONDAGGIO: 3
CAMPIONE: 3
PROF., m: 0.80-1.00
PAGINA N.

LIMITI DI ATTERBERG



LIMITE LIQUIDO, %= 38
LIMITE PLASTICO, %= 17
INDICE PLASTICO= 21

UMIDITA' NATURALE, %= 26.51

INDICE DI CONSISTENZA= 0.55



PROVE PENETROMETRICHE SRL
 Via per Modena, 8 – 41051 Castelnuovo R. (MO)
 Tel. 059/535046 – Fax 059/539166
 e-mail: provepenetrometriche@alice.it
 www.provepenetrometriche.com

35.00

CLASSIFICAZIONE GEOTECNICA

Pagina 1/1

RAPPORTO DI PROVA N. R02125

Committente: **Centro Samoggia srl**

Località: **Crespellano (BO)**

Cantiere: **nuova strada**

Sondaggio n. **3** Campione n. **3** Profondità di prelievo: **0.80 – 1.00 m**

Tipo di campione: **Rimaneggiato**

Prove effettuate sul campione e norma di riferimento utilizzata

- Analisi granulometrica (CNR UNI 10006);
- Limiti di Atterberg (CNR UNI 10006)

Norme di riferimento utilizzate per la classificazione

La classificazione del campione è stata eseguita conformemente alle seguenti norme di riferimento:

- CNR UNI 10006

CLASSIFICAZIONI DEL CAMPIONE

Analisi Granulometria:

frazione passante al setaccio 2.00 mm: **99.3%**;

frazione passante al setaccio 0.42 mm: **97.0%**;

frazione passante al setaccio 0.075 mm: **85.9%**.

Limite Liquido: **38**;

Limite Plastico: **17**;

Indice Plastico: **21**.

A6

Argille poco compressibili.

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO

Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

IL TECNICO DI LABORATORIO

Dott.ssa Silvia Baraldi