

Comune di Soliera

Provincia di Modena

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

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

Relazione concernente la "RISPOSTA SISMICA DEL SITO" (D.M. 14/01/08 - NNTC), la verifica a possibili fenomeni di liquefazione (D.M. 14 /01/2008) e a potenziali cedimenti post-sismici e amplificazione litologica nell'ambito di una MICROZONAZIONE SISMICA dell'area (Delibera di Assemblea Legislativa Regionale n.112/2007)



OGGETTO:
Studio geologico, geotecnico e sismico a supporto di una variante del PSC del Comune di Soliera per la trasformazione di un'area agricola in area produttiva, sita in via morello di Mezzo



Dot. Geol. Pierluigi Dallari
Dicembre 2013
Rif. 750/13



GEO GROUP s.r.l.
Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: geo.group@libero.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it



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

Relazione Tecnica comprendente:

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

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

Relazione concernente la “**RISPOSTA SISMICA DEL SITO**” (ai sensi del D. M. 14/01/2008 NNTC), la Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) (par. 6.4 del D.M. 14/01/08) e la verifica a possibili fenomeni di liquefazione

MICROZONAZIONE SISMICA dell'area, ai sensi della Delibera di Assemblea Legislativa n.112/2007, art. 16 – c.1 “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica”

Oggetto:

**Studio geologico, geotecnico e sismico a supporto
di una variante del PSC del Comune di Soliera
per la trasformazione di un'area da agricola ad area produttiva,
strada Morello di Mezzo,
nel Comune di Soliera (MO)**

Committente : Ditta VECA

Indice del contenuto

1. Premesse	pag. 3
1.1. Inquadramento geografico.....	pag. 4
2. Relazione geologica	pag. 5
2.1 .Geologia e geomorfologia del sito	pag. 5
2.2. Indagini geognostiche.....	pag. 5
2.2.1 Prova penetrometrica statica con punta meccanica CPT	pag. 6
2.2.2. Caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche del terreno di fondazione	pag. 8
2.3 Prova penetrometrica statica con piezocono CPTU	pag. 9
2.3.1. Caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche del terreno di fondazione	pag. 13
3. Relazione geotecnica	pag. 14
3.1. Indagini geognostiche.....	pag. 14
3.2. Modello geotecnico del sottosuolo.....	pag. 14
4. Caratterizzazione sismica del sottosuolo	pag. 16
4.1. Sismicità dell'area.....	pag. 16
4.2. Indagini geofisiche.....	pag. 19
4.2.1 Indagine sismica MASW	pag. 19
4.2.2 Indagine sismica Re.Mi.	pag. 22
4.2.3 Indagini sismiche HVSR	pag. 24
4.3. Verifica dello stato limite ultimo SLU	pag. 25
4.4. Studi di microzonazione sismica.....	pag. 30
4.5. Approfondimenti di primo livello.....	pag. 31
4.5.1. Approfondimenti di secondo livello	pag. 32
4.6. Approfondimenti di terzo livello.....	pag. 33
4.6.1. Cedimenti post sismici	pag. 33
4.7. Verifica a liquefazione	pag. 35
5. Considerazioni conclusive	pag. 41

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 della litologia di superficie”	scala 1: 5.000
Tav. n. 5:	“Planimetria catastale”	scala 1: 2.000
Tav. n. 6:	“Indagini geognostiche”	scala grafica
Tav. n. 7:	“Vulnerabilità dell'acquifero all'inquinamento”	scala grafica
Tav. n. 8:	“Carta dei depositi del sottosuolo che influenzano il moto sismico in superficie”	scala grafica
Tav. n. 9:	“Rischio sismico: carta delle aree suscettibili di effetti locali”	scala grafica
Tav. n. 10:	“Carta delle aree potenzialmente soggette ad effetti locali per eventi sismici”	scala grafica
Tav. n. 11:	“Carta di microzonazione sismica”	scala grafica

Allegati

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

1 PREMESSE

Nel mese di Dicembre 2013 è stato eseguito il presente studio geologico, geotecnico e sismico a supporto della variante del PSC del Comune di Soliera, per la trasformazione di un'area da agricola a produttiva, in strada Morello di Mezzo, nel Comune di Soliera (MO), per conto della Ditta Veca.

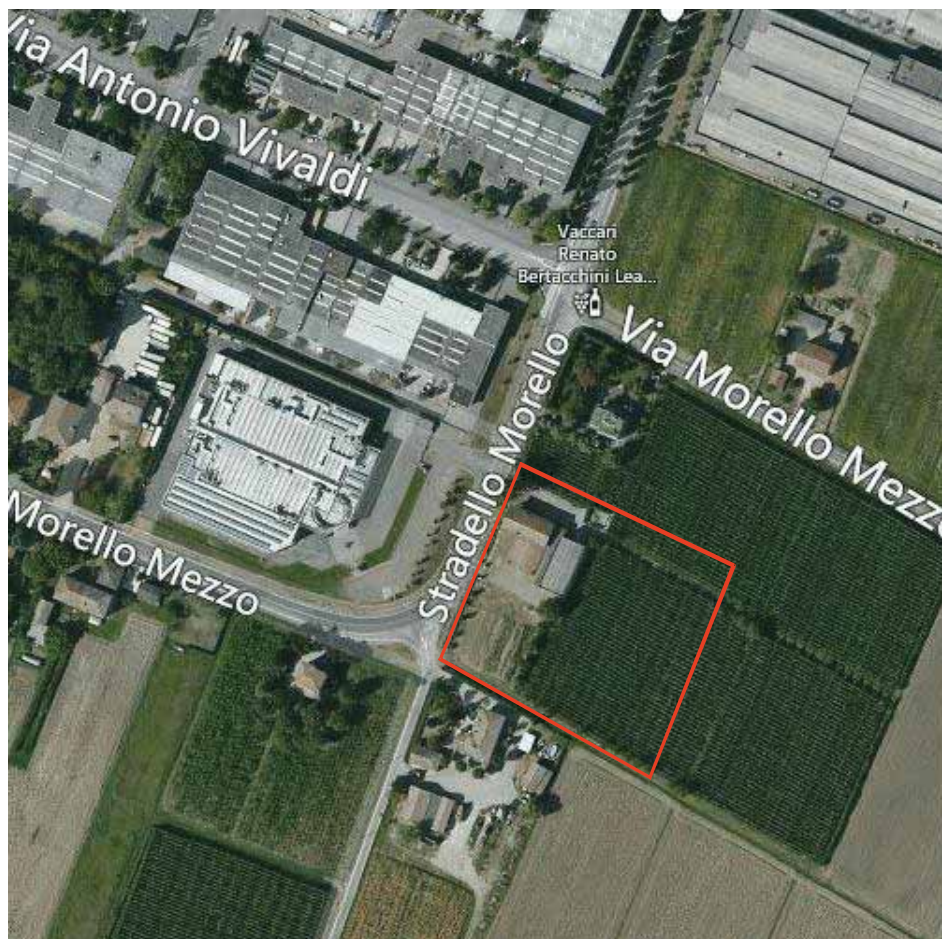


Fig. 1.1: Ripresa aerea dell'area di interesse, tratta da Google Earth.

Per ottemperare alle richieste del **D.M. 14/01/2008** il presente studio verrà suddiviso nelle seguenti sezioni:

- 1) **RELAZIONE GEOLOGICA** riguardante le indagini geognostiche eseguite, la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. DM 14/01/08);
- 2) **RELAZIONE GEOTECNICA** basata sulle indagini eseguite, fornisce la caratterizzazione e la modellazione del volume significativo di terreno interessato (6.2.2. DM 14/01/08);
- 3) Relazione concernente la **“RISPOSTA SISMICA DEL SITO”** (ai sensi del D. M. 14/01/2008 NNTC) , la verifica dello Stato Limite Ultimo (SLU) (par. 6.4 del D.M. 14/01/08) e la verifica a possibili fenomeni di liquefazione (D.M. 14 /01/2008).

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

1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area in esame è sita nella porzione sud est del centro del comune di Soliera (MO), in via Morello di Mezzo, come illustrato nella "Carta corografica", alla scala 1: 25.000 (**tav. n. 1**), tavola CTR 201_NE, nella "Carta topografica" alla scala 1: 10.000, sezione CTR n°201080 (**tav. n. 2**) "Soliera", e nella "Ripresa fotografica generale" (**tav. n. 3** e **fig. 1.1**), riportate in allegato. Catastralmente l'area ricade nei mappali 187 (parte) e 189 del Catasto del comune di Soliera (**tav. n. 5**).

Le coordinate geografiche relative al sito in oggetto, calcolate mediante apposito software ed utilizzando la maglia di punti riportata in figura 1.3 sono le seguenti:

(1)* Coordinate WGS84	
Lat. <input type="text" value="44,723902"/>	Long. <input type="text" value="10,916456"/>
(1)* Coordinate ED50	
Lat. <input type="text" value="44,724839"/>	Long. <input type="text" value="10,917463"/>

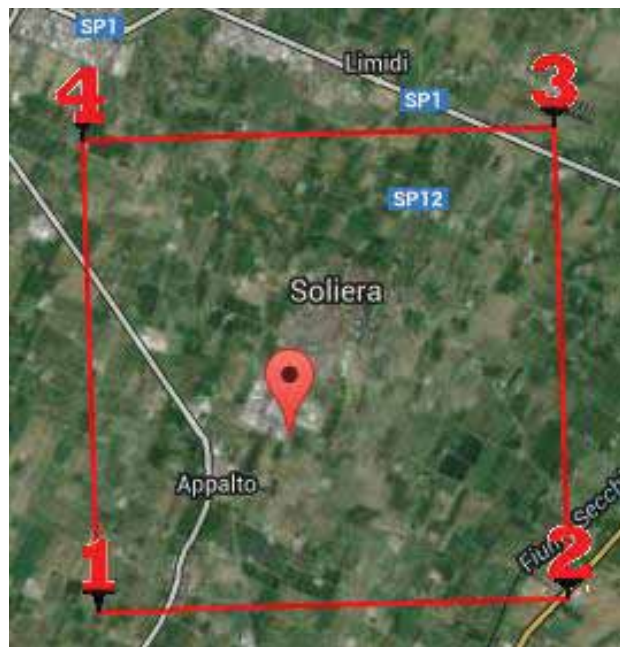


Fig. 1.3: Maglia di punti che identificano l'area di interesse

2 RELAZIONE GEOLOGICA

2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA

L'area oggetto di studi è collocata in via Morello di Mezzo, nella porzione sud est del centro di Soliera, in una zona attualmente utilizzata a scopi agricoli che dovrà essere trasformata in area produttiva, ad una quota topografica media di 28.0 m s.l.m..

Dal punto di vista geologico nell'area affiorano i depositi di seguito illustrati e riportati nella "Carta della litologia di superficie" (tav. n. 4), tratta dalla "Carta geologica e dei suoli", a scala 1:5.000, redatta dal CARG, Servizio geologico, sismico e dei suoli della Regione Emilia Romagna:

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).

Nell'area in esame affiora la litofacies limosa, nella porzione sud est della zona si ha il passaggio all'Unità di Modena in litofacies argillosa.

Nell'area mancano evidenze geomorfologiche degne di nota, la zona è completamente pianeggiante con una leggera inclinazione verso nord-nord est in concordanza con l'andamento generale della Pianura Padana. Siamo in un'area destinata ad uso agricolo (zona in esame) nella porzione est e ad uso produttivo nella porzione ovest .

2.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia dello studio in oggetto relativo alla variante planivolumetrica del PPIP "Comparto B 19", la campagna geognostica è stata espletata mediante le seguenti indagini geognostiche:

- ***n. 1 prova penetrometrica statica CPT con punta meccanica, eseguita in data 03/12/2013;***
- ***n. 1 prova penetrometrica statica con punta elettrica CPTU, eseguita in data 05/12/2013;***
- ***n. 1 indagine sismica a rifrazione con metodo MASW, eseguite in data 02/12/2013;***

- **n. 1 indagine sismica a rifrazione con metodo Re.Mi., eseguita in data 02/12/2013;**
- **n. 2 indagini sismiche passive HVSR, eseguite in data 02/12/2013.**

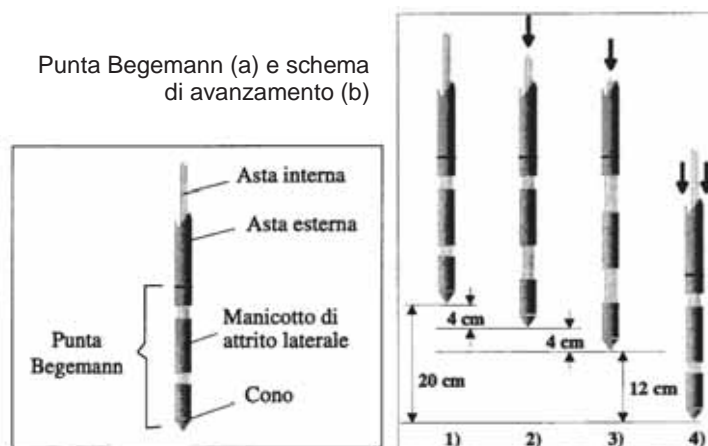
L'ubicazione delle indagini geotecniche è illustrata nella **tav. n. 6**, riportata in allegato, mentre i diagrammi relativi alle CPT e CPTU eseguite, dotati d'interpretazione geotecnica, sono presenti nell'**allegato n. 1**; in **allegato n. 2** sono, invece, visibili i grafici e i risultati delle indagini sismiche HVSR e MASW.

2.2.1 Prova penetrometrica statica con punta meccanica CPT

Nell'area di interesse è stata eseguita, in data **03 e 05/12/2013**, **n. 1 prova penetrometrica statica CPT**, spinta fino alla profondità di – 19.60 m da p.c.. Nell'**Allegato n. 1** sono riportati i grafici e le tabelle riguardanti la prova eseguita, corredata dell'elaborazione geotecnica e litostratigrafica.

Le caratteristiche tecniche dello strumento impiegato sono le seguenti:

Punta meccanica	Begemann
Spinta	100 kN
Intervalli di misura	20 cm
Parametri registrati	R_p (resistenza alla punta)
	R_I (resistenza attrito laterale)
Area punta	10 cm²
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. 2.2**). 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 l'avanzamento dell'insieme punta più aste, verranno registrati ogni 20 cm di avanzamento in profondità.

L'esecuzione della prova avviene tramite il seguente schema di avanzamento (**fig. 2.2**):

- 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 cm^2 . Nella fase di avanzamento in cui viene letta la somma delle resistenze alla punta ed al manicotto di frizione il display visualizza il carico assoluto espresso in kg diviso per 10 (R_l).

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

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

dove:

$$AP \text{ (Area Punta)} = 10 \text{ cm}^2$$

$$AM \text{ (Area Manicotto Laterale)} = 150 \text{ cm}^2$$

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

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:

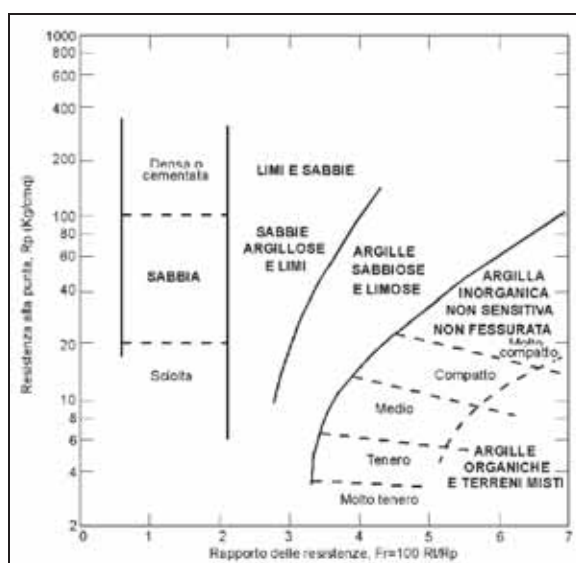
Il metodo di BEGEMANN considera il **rapporto tra R_p e R_l** come parametro indicativo delle variazioni litologiche. In particolare l'Autore suggerisce le seguenti correlazioni:

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

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

Metodo di Schmertmann:

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



2.2.2 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica della prova penetrometrica da Noi eseguita in sito e illustrata nell'allegato n. 1, si può riassumere quanto segue:

- Si rileva un primo strato di **argilla limosa a media consistenza** fino alla profondità di circa – 2.60 m da p.c. ($1.08 \text{ MPa} < R_p < 1.96 \text{ MPa}$), seguito da un livello di **argilla limosa a scarsa consistenza** fino a – 3.80 m da p.c. ($0.78 \text{ MPa} < R_p < 0.88 \text{ MPa}$), da qui a – 7.60 m da p.c. si ha di nuovo **uno strato di argilla limosa a media consistenza** con intercalati decimetrici livelletti di limi sabbiosi sciolti ($0.98 \text{ MPa} < R_p < 2.65 \text{ MPa}$), seguito fino a – 8.20 m da p.c. da un livello di **sabbia limosa sciolta** ($Dr\%$ inferiore a 30 e $2.25 \text{ MPa} < R_p < 2.65 \text{ MPa}$). Da qui a – 11.40 m da p.c. si ha uno strato di **argilla limosa a media**

consistenza ($1.08 \text{ MPa} < R_p < 1.96 \text{ MPa}$), seguito fino a fondo foro da **argille limose a medio elevata consistenza** ($1.86 \text{ MPa} < R_p < 3.33 \text{ MPa}$).

- Per quanto riguarda il grado di consolidazione dei materiali coesivi, è stata rinvenuta la presenza di terreni sovraconsolidati **SC** (con $OCR > 4$) fino a – 7.60 m dal p.c., seguiti da terreni leggermente consolidati **LC** ($2 < OCR < 4$) e terreni normalconsolidati **NC** ($1 < OCR < 2$) fino a fondo foro.
- Al termine della prova penetrometrica è stata rilevata la soggiacenza della falda freatica all'interno dei fori di sondaggio. La quota si attesta pari a:

N° Prova	D _w (03 dicembre 2013)
CPT 1	- 1.90 m da p.c.

Dalla consultazione della **Tav. n. 7** “Vulnerabilità all'inquinamento dell'acquifero principale”, tratta dal vigente PTCP della Provincia di Modena, si evince che l'area in studio ricade in una zona di media pianura con assenza di livelli acquiferi significativi, nella quale sono presenti livelli di ghiaia solo al di sotto dei 100 m di profondità e di sabbia al di sotto dei 25 m di profondità.

2.3 PROVA PENETROMETRICA STATICA CON PIEZOCONO CPTU

Il penetrometro utilizzato per realizzare le prove statiche è un Pagani da 100 kN di spinta, su cingoli gommati.

La prova penetrometrica statica con punta elettrica (CPTU), consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica standard, connessa all'estremità inferiore di una batteria di aste cave, che viene infissa a pressione e velocità costante nel terreno tramite un dispositivo di spinta idraulico che agisce alla sommità delle aste.



Figura n. 2.3.1 – Attrezzatura di prova.

La punta elettrica è strumentata con sensori elettrici e un sistema di trasmissione dei dati in superficie via cavo, che permette l'acquisizione e la registrazione dei dati quasi in continuo, ogni centimetro. I dati misurati durante la prova sono la resistenza totale alla penetrazione Q_t , la resistenza alla penetrazione della punta Q_c e la resistenza laterale del manicotto F_s ; è possibile inoltre monitorare, durante l'esecuzione della prova, alcuni parametri di controllo quali l'inclinazione rispetto alla verticalità e la velocità di penetrazione del cono.

Una punta elettrica particolare, detta "piezocono", è dotata anche di un dispositivo di misura della pressione, attraverso il quale viene misurata la pressione dell'acqua nei pori del terreno u (CPTU). La pressione che viene misurata è la pressione $u = u_0 + \Delta u$, dove u_0 è la pressione dovuta al livello idrostatico e Δu quella generata dallo sforzo alla penetrazione nel terreno.

Il piezocono da Noi utilizzato è un Pagani, con sistema di acquisizione TGAS07 ed è dotato di un dispositivo di misura della pressione costituito da un cilindro metallico saturo con grasso, situato poco al di sopra della punta conica. Si riportano, di seguito, la composizione dell'attrezzatura di prova ed il collegamento con il sistema di acquisizione dei dati digitale TGAS07 (Fig.2.2) e le caratteristiche del piezocono (Fig. 2.3):

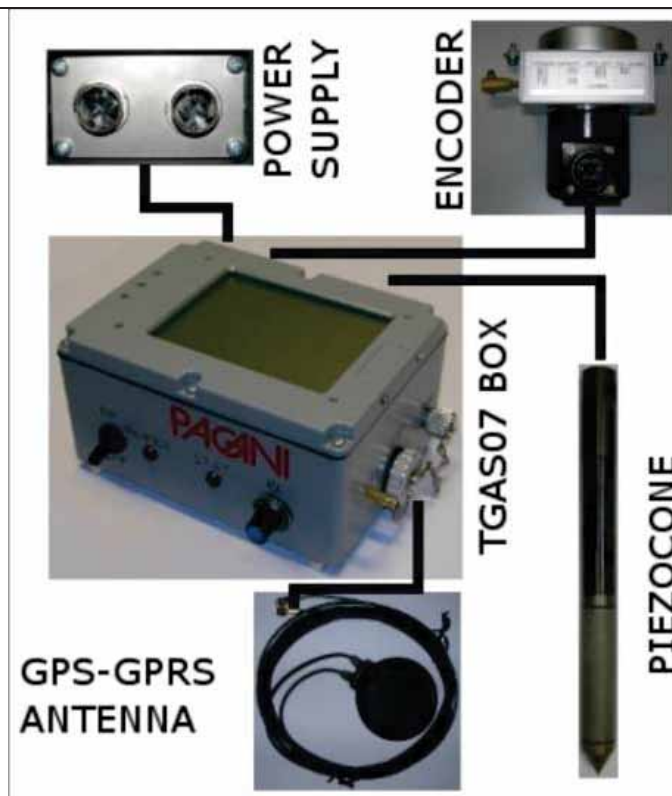


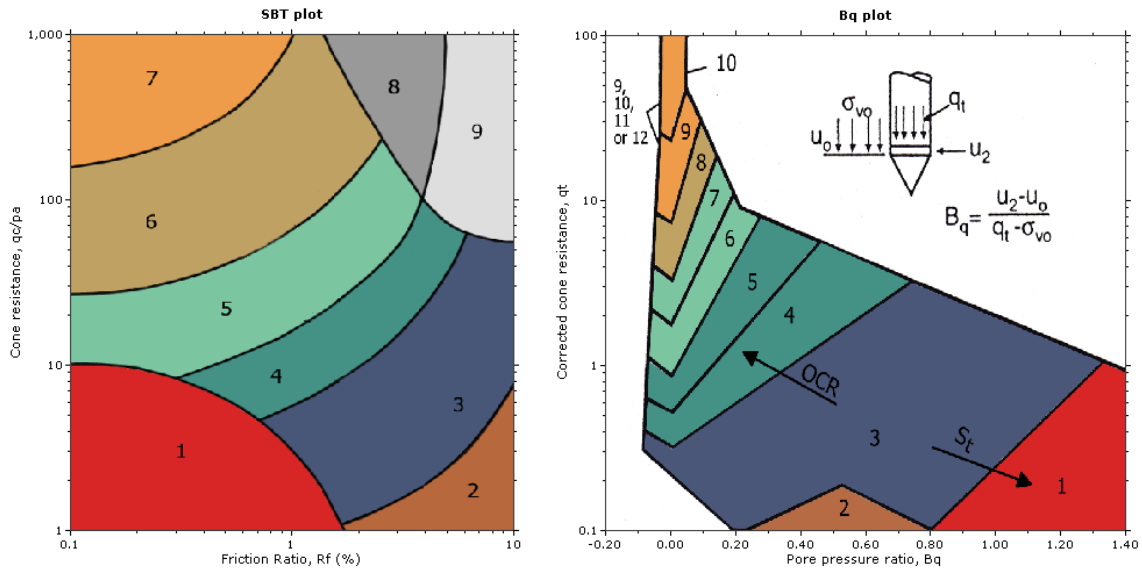
Figura n. 2.3.2 – Attrezzatura di prova e collegamento con il sistema di acquisizione digitale

Caratteristiche del Piezocono			
<i>Canali di misura:</i>		<i>Dimensioni:</i>	
Resistenza di punta (qc):	10; 50; 100 MPa	Angolo di apertura cono:	60°
Attrito laterale (fs):	0,5 MPa	Diametro:	36 mm
Pressione nei pori (U):	2,5 MPa	Sezione di spinta:	10 cm ²
Inclinazione:	0 - 40°	Superficie laterale:	150 cm ²
		Peso:	2,1 kg
		Lunghezza:	413 mm

Figura n. 2.3.3 – Caratteristiche del Piezocono Pagani

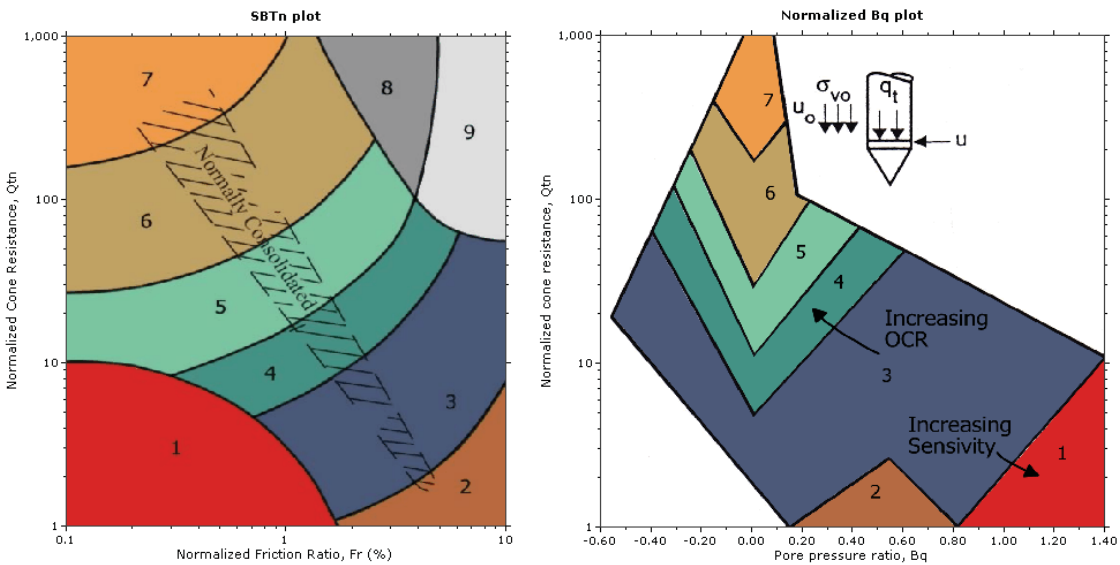
I dati acquisiti sono stati elaborati con software CPeT – IT v. 1.7.4.13 prodotto da GeoLogisMiki – Geotechnical Software. I report, in cui sono riportati su grafici i dati di resistenza e pressione interstiziale misurati ed illustrata l'interpretazione litostratigrafica e geotecnica della prova, sono riportati in **Allegato n. 1**.

La caratterizzazione litostratigrafica del terreno è stata effettuata in funzione delle carte proposte da Robertson, in cui il tipo di comportamento del terreno è definito da tre parametri: qt, resistenza alla punta corretta, Rf, Bq, nella prima carta (1986) e con i parametri normalizzati nella seconda (1990).



SBT legend

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



SBTn legend

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

La ricerca e la disponibilità di numerosi dati ottenuti in camera di calibrazione e in campagna ha prodotto numerose correlazioni tra i dati misurati in sito e il valore dei parametri geotecnici caratteristici dei terreni. Il software utilizzato per l'elaborazione delle prove utilizza le correlazioni riportate nello schema seguente.

<p>:: Unit Weight, g (kN/m³) ::</p> $g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_r) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_s}\right) + 1.236 \right)$ <p>where g_w = water unit weight</p> <p>:: Permeability, k (m/s) ::</p> <p>$I_c < 3.27$ and $I_c > 1.00$ then $k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$</p> <p>$I_c \leq 4.00$ and $I_c > 3.27$ then $k = 10^{-4.52 - 1.37 \cdot I_c}$</p> <p>:: N_{60} (blows per 30 cm) ::</p> $N_{60} = \left(\frac{q_c}{p_s} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1269 - 0.2817 I_c}}$ $N_{160} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1269 - 0.2817 I_c}}$ <p>:: Young's Modulus, E_s (MPa) ::</p> $(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 I_c - 1.68}$ <p>(applicable only to $I_c < I_{c,limit}$)</p> <p>:: Relative Density, D_r (%) ::</p> $100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 5, 6, 7 and 8 or } I_c < I_{c,limit}\text{)}$ <p>:: State Parameter, ψ ::</p> $\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,cs})$ <p>:: Peak drained friction angle, ϕ (°) ::</p> $\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$ <p>(applicable only to SBT_n: 5, 6, 7 and 8)</p> <p>:: 1-D constrained modulus, M (MPa) ::</p> <p>If $I_c > 2.20$</p> <p>$a = 14$ for $Q_{tn} > 14$</p> <p>$a = Q_{tn}$ for $Q_{tn} \leq 14$</p> <p>$M_{CPT} = a \cdot (q_t - \sigma_v)$</p> <p>If $I_c \leq 2.20$</p> <p>$M_{CPT} = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 I_c - 1.68}$</p>	<p>:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) ::</p> $G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 I_c - 1.68}$ <p>:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) ::</p> $V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$ <p>:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) ::</p> <p>$N_{lt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r)$ or user defined</p> $S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{lt}}$ <p>(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c,limit}$)</p> <p>:: Remolded undrained shear strength, $S_u(rem)$ (kPa) ::</p> <p>$S_{u(rem)} = f_s$ (applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c,limit}$)</p> <p>:: Overconsolidation Ratio, OCR ::</p> $k_{OCR} = \left[\frac{Q_m^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{-1.25}$ <p>or user defined</p> <p>$OCR = k_{OCR} \cdot Q_m$</p> <p>(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c,limit}$)</p> <p>:: In situ Stress Ratio, K_0 ::</p> $K_0 = 0.1 \cdot \left(\frac{q_t - \sigma_v}{\sigma_{vo}} \right)$ <p>(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c,limit}$)</p> <p>:: Soil Sensitivity, S_t ::</p> $S_t = \frac{N_c}{F_r}$ <p>(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c,limit}$)</p> <p>:: Effective Stress Friction Angle, ϕ' (°) ::</p> $\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$ <p>(applicable for $0.10 < B_q < 1.00$)</p>
--	---

2.3.1 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE E LITOSTRATIGRAFICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Dall'esecuzione della n. 1 prova penetrometrica statica con piezocono CPTU, la cui elaborazione è riportata in **Allegato n.1**, è stata rilevata una litostratigrafia del sottosuolo caratterizzata da prevalenti strati coesivi, stratigrafia rilevata anche nella verticale di prova della CPT.

Sempre dai grafici della CPTU eseguita ed esposti in **allegato n. 1** è possibile ricavare tutti i parametri geotecnici strato per strato.

3 RELAZIONE GEOTECNICA

3.1 INDAGINI GEOTECNICHE

In relazione alla litologia presente nell'area e in base all'intervento che consiste in una variante del PSC per la trasformazione di un'area da agricola a produttiva sono state eseguite le seguenti indagini geotecniche:

- ***n. 1 prova penetrometrica statica CPT con punta meccanica, eseguita in data 03/12/2013;***
- ***n. 1 prova penetrometrica statica con punta elettrica CPTU, eseguita in data 05/12/2013;***

L'ubicazione delle indagini geotecniche è illustrata nella **tav. n. 6**, riportata in allegato; i diagrammi delle prove penetrometriche CPT e CPTU, dotati d'interpretazione geotecnica, sono presenti nell'**allegato n. 1**.

3.2 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Il modello geotecnico è finalizzato a fornire tutti i dati geotecnici necessari per un futuro intervento edificatorio. Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle indagini geotecniche eseguite, illustrate nell'**allegato n. 1** e precedentemente descritte, si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato:

Strato	Profondità	falda	Litotipo	Parametri geotecnici	
1	0.0 – 2.60 m da p.c.		Argilla o argilla limosa a media consistenza	γ	1800 kg/cm ³ ≈ 18.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/cm 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_0	40.0 kg/cm ² ≈ 4000 kN/m ²
				E_s	70.0 kg/cm ² ≈ 7000 kN/m ²
				ϕ_k	23°
2	2.60 – 3.80 m da p.c.		Argilla o argilla limosa a scarsa consistenza	γ	1750 kg/cm ³ ≈ 17.50 kN/m ³
				γ'	2050 kg/cm 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_0	35.0 kg/cm ² ≈ 3500 kN/m ²
				E_s	56.0 kg/cm ² ≈ 5600 kN/m ²
				ϕ_k	20°
3	3.80 – 7.60 m da p.c.		Argilla o argilla limosa a media consistenza	γ	1850 kg/cm ³ ≈ 18.50 kN/m ³
				γ'	2150 kg/cm ³ ≈ 21.50 kN/m ³
				C_{uk}	0.60 kg/cm ² ≈ 60.0 kN/m ²
				C'_k	0.06 kg/cm ² ≈ 6.0 kN/m ²
				M_0	45.0 kg/cm ² ≈ 4500 kN/m ²
				E_s	84.0 kg/cm ² ≈ 8400 kN/m ²
				ϕ_k	23°
4	7.60 – 8.20 m da p.c.		Sabbia limosa sciolta	γ	1850 kg/cm ³ ≈ 18.50 kN/m ³
				γ'	2150 kg/cm ³ ≈ 21.50 kN/m ³
				$Dr\%$	25
				E_s	70.0 kg/cm ² ≈ 7000 kN/m ²
				ϕ_k	28°
				v	0.30
				5	8.20 – 11.40 m da p.c.
γ'	2100 kg/cm ³ ≈ 21.00 kN/m ³				
C_{uk}	0.60 kg/cm ² ≈ 60.0 kN/m ²				
C'_k	0.06 kg/cm ² ≈ 6.0 kN/m ²				
M_0	45.0 kg/cm ² ≈ 4500 kN/m ²				
E_s	84.0 kg/cm ² ≈ 8400 kN/m ²				
ϕ_k	23°				
6	11.40 – 30.00 m da p.c.		Argilla o argilla limosa a medio- elevata consistenza	γ	1900 kg/cm ³ ≈ 19.00 kN/m ³
				γ'	2200 kg/cm 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_0	60.0 kg/cm ² ≈ 6000 kN/m ²
				E_s	112.0 kg/cm ² ≈ 11200 kN/m ²
				ϕ_k	25°
v	0.30				

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

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

4.1 SISMICITÀ DELL'AREA

Con l'entrata in vigore del **D.M. 14/01/2008** recante “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”, il Comune di Soliera (MO) è stato classificato in **classe di sismicità 3**.

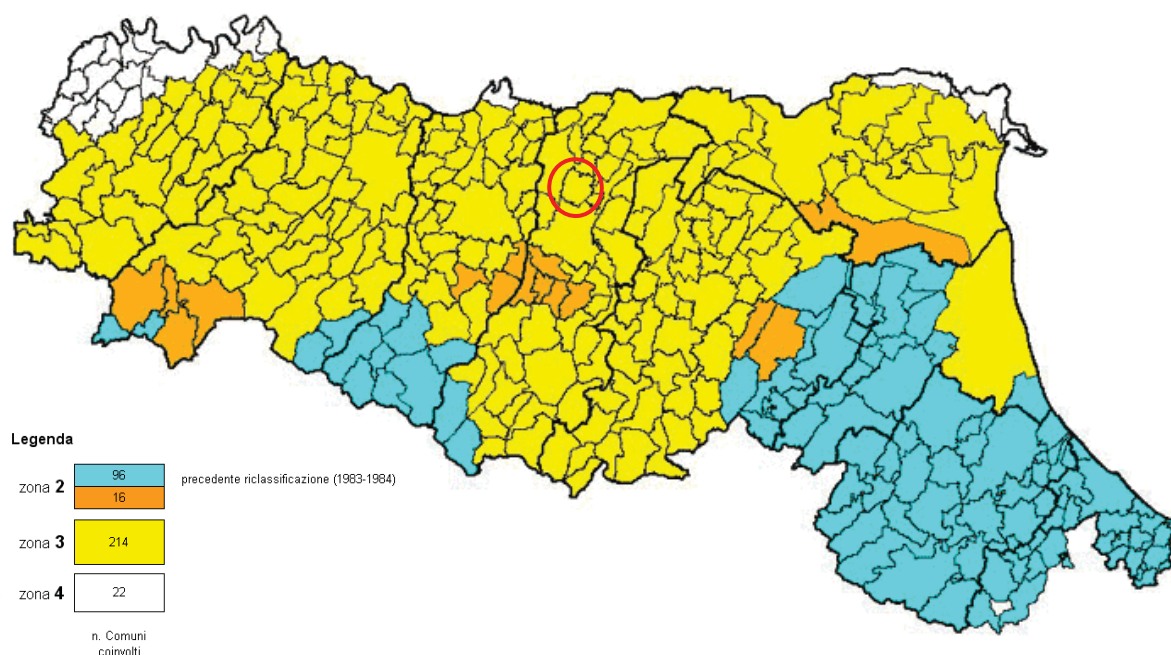


Fig. 4.1: Classificazione sismica vigente dei comuni della regione Emilia-Romagna ed ubicazione del territorio comunale di Soliera (MO).

Sulla base della nuova normativa sismica per gli edifici, sopracitata, secondo le indagini geofisiche eseguite in sito si classifica il terreno di fondazione come appartenente alla **categoria C**, corrispondente a *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine di media consistenza con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u30} < 250$ KPa nei terreni a grana fine).*

Ora, sulla base dei contenuti del **D.M. 14/01/2008** “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” è stato definito, per il sito in studio, un parametro di accelerazione massima attesa a_g , in relazione ad un tempo di riferimento T_R stimato di **475 anni (SLV)** e considerando la classe d'uso pari a **II**, per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (Sistema di riferimento **ED50**): Latitudine: 44.724839°, Longitudine 10.917463, tale parametro è risultato pari ad **a_g attesa_ 0.158_g**

Determinazione dei parametri sismici

(1)* Coordinate WGS84
 Lat. ° Long. °

(1)* Coordinate ED50
 Lat. ° Long. °

Classe dell'edificio
 Cu =

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

Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	Tc' [s]
Operatività (SLO)	30	0,045	2,486	0,252
Danno (SLD)	50	0,056	2,504	0,267
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,158	2,566	0,272
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,210	2,524	0,279
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Poiché tale valore di accelerazione sismica orizzontale a_g si riferisce al *bedrock*, per definire il valore di a_g in superficie si calcola inizialmente il fattore stratigrafico S_s caratteristico dell'area secondo il NTC 2008 D.M. 14/01/2008 da cui, essendo in classe C si avrà:

$$1,00 \leq S_s = 1,70 - (0,60 \cdot F_o \cdot a_g/g) \leq 1,50 \quad (4.1)$$

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 **2.566**;

ag/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 ricava il fattore topografico ST dalla seguente tabella:

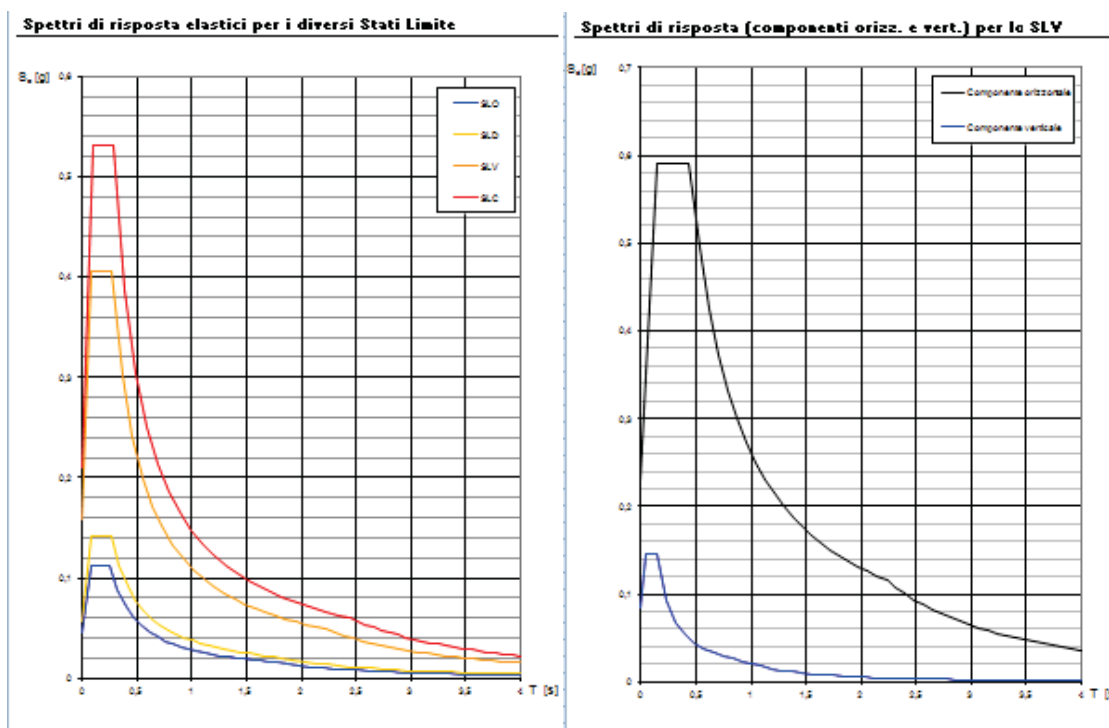
Categoria topografica	Ubicazione opera/intervento	ST
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$	1.0
T2	Pendii con inclinazione media $> 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq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

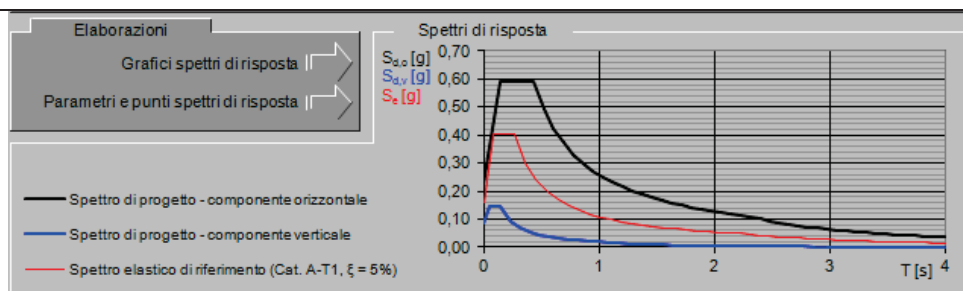
Per l'area studiata, appartenente alla categoria topografica T1, si ottiene un fattore topografico **ST pari a 1.0**.

In base ai valori del fattore stratigrafico Ss e del fattore topografico St si procede al calcolo dell' accelerazione massima orizzontale A_{max} :

$$A_{max} = Ss \cdot St \cdot a_g = 1.46 \cdot 1 \cdot 0.158g = 0.230g$$

Spettri di risposta del sito oggetto di studi





Spettri di risposta del sito desunti dal programma Spettri-NTC v.1.0.3

4.2 INDAGINI GEOFISICHE

Per la classificazione sismica dell'area di studio, in data **02/12/2013** sono state eseguite in sito le seguenti indagini geofisiche:

- **n. 1 indagine sismica a rifrazione con metodo MASW;**
- **n. 1 indagine sismica Re.Mi.;**
- **n. 2 indagini sismiche passive HVSr.**

L'ubicazione delle indagini eseguite è riportata nella **Tav. n. 6**, mentre in **Allegato n. 2** sono presenti i grafici relativi ai risultati ottenuti dall'elaborazione delle varie indagini sismiche.

4.2.1 Indagine sismica a rifrazione – tecnica MASW

Per potere classificare con precisione l'area da un punto di vista sismico, è stata eseguita nell'area in oggetto n.1 indagine sismica a rifrazione con metodo MASW, ubicata come riportato nella **tav. n. 6** e i cui risultati sono riportati in **Allegato n. 2**.

Per misurare le velocità delle onde di taglio si possono eseguire prospezioni sismiche mediante stendimenti superficiali, 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 (V_s). I dati sono stati registrati mediante un sismografo *Geode Geometrics* 24 bit con filtri disinseriti, velocità di campionamento (sample rate) di 0.2 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 1 secondo. Si effettuano battute poste ad offset diversi (es. 10.00 m da geofono 1 e 15.00 m da geofono 1) mediante grave da 8,0 kg di massa.

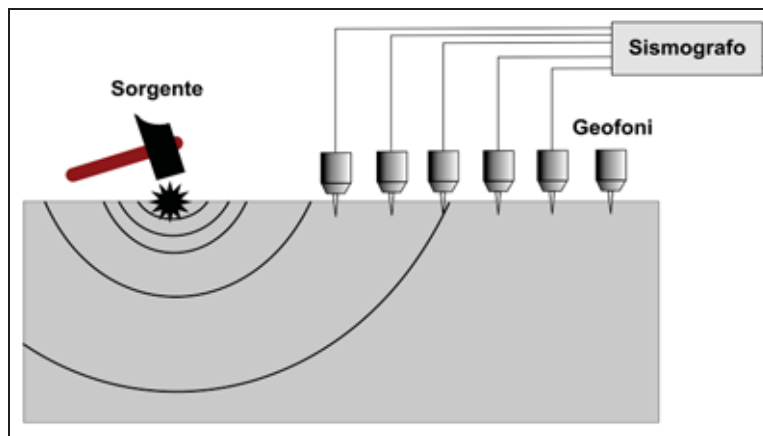


Fig. 4.2.1: Schema di Array lineare e punto energizzante.

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

L'indagine eseguita ha permesso la determinazione dell'andamento della velocità delle V_s fino a circa 35 m di profondità. Dall'indagine è stata ricavata la V_{s30} desunta dalla formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{v_i}}$$

Tale valore, nell'area indagata, per la classificazione sismica dei terreni di fondazione seguendo le indicazioni del **D.M. 14/01/2008**, è risultata pari a:

MASW 1	$V_{s30} = 220\text{m/s}$	categoria C
---------------	---	--------------------

Pertanto secondo la classificazione del suolo, si definisce il terreno di fondazione dell'area studiata come appartenente alla **categoria C**, corrispondente a depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360

m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).



Foto 4.2.1.1 e 4.2.1.2- esecuzione linee sismiche e attrezzatura di registrazione



4.2.2 Indagine sismica a rifrazione con metodo dei microtremori (Re.Mi)

La caratterizzazione geotecnica dei terreni dal punto di vista sismico richiede come elemento indispensabile la conoscenza del profilo delle velocità delle onde di taglio Vs degli strati del terreno presenti nel sito di studio, fino alla profondità di almeno 30 metri dal piano di posa delle fondazioni.

La normativa, sulla base del suddetto profilo, fornisce una classificazione dei suoli suddivisa nelle tipologie A, B, C, D, E ed S1, S2.

Per misurare le velocità delle onde di taglio si possono eseguire rilievi in foro di sondaggio meccanico con tecnica down-hole, se si dispone di un foro singolo o cross-hole fra due fori, oppure prospezioni sismiche mediante stendimenti superficiali utilizzando geofoni orizzontali con opportune energizzazioni del terreno o tramite geofoni verticali acquisendo i segnali dei microtremori rifratti ambientali.

Questa tecnica, nota con la sigla Re.Mi. (Refraction Microtremors), permette di ricostruire il profilo verticale delle Vs con procedimenti di modellazione diretta delle velocità di fase delle onde relative ai rumori sismici locali, rifratte alla superficie.

Nell'approccio teorico si utilizzano le onde superficiali di Rayleigh per la determinazione dei parametri di comportamento meccanico dei terreni a bassi livelli di deformazione, modulo di taglio e coefficiente di smorzamento, e si basa sulle proprietà dispersive che queste onde subiscono durante l'attraversamento di tali terreni.

Le onde di Rayleigh costituiscono un particolare tipo di onde superficiali che si trasmettono sulla superficie libera di un mezzo isotropo e omogeneo, e sono il risultato dell'interferenza tra onde di pressione "P" e di taglio "S".

In un mezzo stratificato queste onde sono di tipo dispersivo e vengono definite di pseudo-Rayleigh o di superficie.

La dispersione è una deformazione di un treno d'onde dovuta ad una variazione di propagazione di velocità con la frequenza; le componenti a frequenza minore penetrano più in profondità rispetto a quelle a frequenza maggiore.

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde Rayleigh, *Velocità/frequenza* può essere convertito mediante opportuno software in profilo *Velocità/profondità*.

La metodologia permette di raggiungere livelli di profondità generalmente compresi fra 1/4 e 1/3 della lunghezza dello stendimento dei geofoni.

Esempio: Profondità = (Lunghezza stendimento / 4 ÷ 3) = (120 ml / 4 ÷ 3) = 30÷40 ml

Lo studio analitico del metodo Re.Mi. consente di operare favorevolmente in ambienti fortemente inquinati da rumori urbani e/o industriali.

Una volta determinate le velocità delle onde di taglio fino alla massima profondità raggiunta, si calcola una media pesata dei valori delle Vs di ogni strato per una profondità di 30 metri dal piano campagna e con tale parametro è possibile catalogare il sito nella classe di riferimento dell'ordinanza in oggetto.

Modalità operative

L'indagine sismica è stata eseguita in sito utilizzando 24 geofoni verticali con frequenza naturale di 14 Hz fissati al terreno ad intervalli regolari di 5 metri per una lunghezza complessiva dello stendimento pari a 115 metri.

I dati sono stati registrati mediante un sismografo *GEODE Geometrics 24 bit* con filtri disinseriti, velocità di campionamento (sample rate) di 2 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 30 secondi.

Complessivamente sono stati registrati 10 files ad intervalli irregolari nell'arco di circa 1 ora di tempo.

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

L'elaborazione (**Allegato n. 2**) restituisce un grafico che riporta la curva di dispersione attraverso un'immagine a colori che mostra il profilo delle velocità delle onde di Rayleigh come velocità di fase e frequenza. Analizzando tale grafico si ottiene un modello teorico dell'andamento delle Vs con la profondità fino ad una quota di – 30.00 m dal piano di posa delle fondazioni, attraverso la formula:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_i \frac{h_i}{V_{si}}}$$

Tale valore, nell'area indagata, è risultato pari a:

RE.MI	$V_{s30} = 194 \text{ m/s}$	Categoria C
--------------	---	--------------------

Quindi, secondo la classificazione del suolo, secondo le indicazioni del D.M. 14 Gennaio 2008 e in base ai risultati ottenuti dall'indagine geofisica Re.Mi. si conferma il terreno di fondazione del lotto come appartenente alla **categoria C**, corrispondente a "DEPOSITI DI TERRENI A GRANA GROSSA MEDIAMENTE ADDENSATI O TERRENI A GRANA FINA MEDIAMENTE CONSISTENTI CON SPESSORI SUPERIORI A 30 METRI, CARATTERIZZATI DA UN GRADUALE MIGLIORAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE CON LA PROFONDITÀ E DA VALORI DI V_{s30} COMPRESI TRA **180 m/s** E **360 m/s** (OVVERO CON VALORI DI **15 < N_{SPT,30} < 50** NEI TERRENI A GRANA GROSSA E **70 < Cu₃₀ < 250 kPa** NEI TERRENI A GRANA FINA)".

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

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 **velocità media delle onde di taglio Vs** calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'**affidabilità del risultato**, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, etc.) e riconoscibile nella **curva H/V**. E' possibile calcolare la **Vs30** e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008.
- 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.

Determinazione della frequenza caratteristica di sito

Gli spettri H/V ottenuti dall'elaborazione delle indagini sismiche HVSR eseguite in sito non hanno evidenziato alcuna frequenza di sito degna di nota.

4.3 VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) – PAR.6.4 DM 14/01/08

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

Nelle verifiche agli stati limite si distinguono:

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

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove: Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni;

Rd = valore di progetto della resistenza del terreno.

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

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parziale γ_F (o γ_F)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0

Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti					

Tab. n. 4.3.1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Nella **Tab. n. 4.3.1** il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} = coefficiente parziale del peso proprio della struttura;

γ_{G2} = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili.

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

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

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

Parametro cui applicare il coefficiente parziale		Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Descrizione	Simbolo			
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_Y	1,00	1,00

Tab. 4.3.2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

- 2) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati delle prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi al particolare tipo di opera;
- 3) sulla base di misure dirette effettuate su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi al particolare tipo di opera.

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

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

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

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

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

- a) SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - Collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - Stabilità globale.
- b) SLU di tipo strutturale (STR):
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.
 - Stabilità globale, utilizzando la combinazione "2" (A2+M2+R2) e tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze globali
- c) Le rimanenti verifiche devono essere effettuate seguendo almeno uno dei seguenti approcci (ed utilizzando i valori dei coefficienti parziali):
 - **Approccio 1:** Combinazione 1 (A1+M1+R1)
Combinazione 2 (A2+M2+R2)
 - **Approccio 2:** Combinazione (A1+M1+R3)

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

Tab. 4.3.3: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Fattori correttivi sismici: Paolucci e Pecker (1997)

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

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

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

- a_{MAX} (ag/g) = 0.230 g (relativa a SLV ; $T_r = 475$ anni);
- coefficiente intensità sismica del terreno K_h : 0.055 considerando un suolo di categoria C e la succitata A_{max} .

Nel nostro caso specifico, per quanto riguarda le future opere di fondazione, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi è stato calcolato lo SLU sia a breve che a lungo termine per un ipotetico futuro fabbricato, sia in condizioni statiche che pseudo statiche utilizzando i seguenti approcci di calcolo:

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

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

In fase esecutiva si calcoleranno su dati più precisi gli SLU in condizioni statiche e pseudostatiche per ogni singolo fabbricato in progetto.

L'Approccio 1 prevede due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, la prima combinazione (A1+M1+R1) è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione (A2+M2+R2), da Noi utilizzata, è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Il secondo approccio progettuale Approccio 2, sempre da Noi utilizzato, prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Utilizzando quindi l'Approccio 1 - combinazione 2 (A2+M2+R2) lo stato limite ultimo nel caso ipotizzato, ottenuto in condizioni non drenate ($C_u \neq 0$; $\varphi = 0$), applicando il coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata secondo la relazione $C_{u,d} = C_{u,k} / 1.4$ ($C_{u,d}$ = coesione non drenata di progetto; $C_{u,k}$ = coesione non drenata caratteristica), sarà pari a:

CONDIZIONE STATICA ipotesi di fabbricato produttivo

-fondazioni su plinti rettangolari in c.a.-

Carico limite ultimo SLU - Breve Termine – Condizioni non drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU
- 1.50 m da p.c.	3.50 m x 4.00 m	1.23 Kg/cm ² ≈ 123 kN/m ²

Utilizzando sempre l'**Approccio 1**, combinazione **2 (A2+M2+R2)** è stato calcolato lo stato limite ultimo, in condizioni **“drenate”**, considerando un angolo di attrito caratteristico del valore $\varphi'_k = 23^\circ$. Applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione: $\text{tg}\varphi'_d = \text{tg}\varphi'_k / 1,25$ (φ'_d = angolo d'attrito di progetto) ne deriva il seguente valore ridotto: $\varphi'_d \approx 19^\circ$ e $C' \approx 0.04 \text{ Kg/cm}^2$ per un ipotetico futuro fabbricato. Quindi è stato ottenuto uno stato limite ultimo pari a:

CONDIZIONE STATICA ipotesi di fabbricato produttivo

-fondazioni su plinti rettangolari in c.a.-

Carico limite ultimo SLU - Lungo Termine – Condizioni drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU
- 1.50 m da p.c.	3.50 m x 4.00 m	1.42 Kg/cm ² \approx 142 kN/m ²

CONDIZIONE SISMICA PSEUDOSTATICA (PAOLUCCI E PECKER [1997])

API	Carico limite ultimo SLU – Lungo termine – Condizioni drenate Fondazioni dirette superficiali su plinti in c.a.		
	AZIONE SISMICA (SLV: TR= 475 ANNI – a _{MAX} : 0.230 g)		
	Quota di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo/1.8
- 1.50 m da p.c.	B = 3.50 m	1.34 Kg/cm² \approx 134 kN/m²	

Utilizzando invece l'**Approccio 2 - combinazione (A1+M1+R3)** il carico limite ultimo nel caso in esame, ottenuto in condizioni **non drenate** ($C_u \neq 0$; $\varphi = 0$), applicando il coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata secondo la seguente relazione $C_{u,d} = C_{u,k} / 1.0$, per cui si avrà $C_{u,d} = C_{u,k}$, sarà pari a:

CONDIZIONE STATICA ipotesi di fabbricato produttivo

-fondazioni su plinti rettangolari in c.a.-

Carico limite ultimo SLU - Breve Termine – Condizioni non drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU
- 1.00 m da p.c.	1.00 m x 5.00 m	1.33 Kg/cm ² \approx 133 kN/m ²

Per quanto riguarda il carico limite ultimo in condizioni **“drenate”**, sempre seguendo l'**Approccio 2**, combinazione **(A1+M1+R3)**, è stato calcolato lo stato limite ultimo, in condizioni **“drenate”**, considerando un angolo di attrito caratteristico del valore $\varphi'_k = 23^\circ$. Applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito

secondo la relazione: $\text{tg}\varphi'_d = \text{tg}\varphi'_k / 1$ (φ'_d = angolo d'attrito di progetto) ne deriva il seguente valore ridotto: $\varphi'_d \approx 23^\circ$ e $C' \approx 0.05 \text{ Kg/cm}^2$, per un ipotetico fabbricato. Quindi è stato ottenuto uno stato limite ultimo pari a:

CONDIZIONE STATICA ipotesi di fabbricato produttivo

-fondazioni su plinti rettangolari in c.a.-

Carico limite ultimo SLU - Lungo Termine – Condizioni drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU
- 1.50 m da p.c.	3.50 m x 4.00 m	1.83 Kg/cm ² \approx 183 kN/m ²

CONDIZIONE SISMICA PSEUDOSTATICA (PAOLUCCI E PECKER [1997])

AP2	<u>Carico limite ultimo SLU – Lungo termine – Condizioni drenate</u> Fondazioni dirette superficiali su plinti in c.a.		
	AZIONE SISMICA (SLV: TR= 475 ANNI – a _{MAX} : 0.230 g)		
	Quota di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo/2.3
	- 1.50 m da p.c.	B = 3.50 m	1.75 Kg/cm² \approx 175 kN/m²

4.4 MICROZONAZIONE SISMICA: Rischio Sismico

L'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna con deliberazione n.112-oggetto n°2131 del 02/05/2007 ha approvato l'atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c.1, della LR 20/2000: "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" e dei suoi allegati.

In tale documento sono forniti i criteri per l'individuazione delle aree soggette ad effetti locali e per la microzonazione sismica del territorio con particolare riguardo alla tipologia ed al livello di approfondimento degli studi da effettuare per una migliore definizione della risposta sismica locale.

E' ormai accertato da numerosi studi a livello internazionale che, a parità di magnitudo e localizzazione della sorgente sismica (ipocentro), terreni a caratteristiche fisico meccaniche diverse subiscono deformazioni di intensità differente. Strumentalmente, ciò è rilevabile attraverso la modifica del moto sismico (*accelerogramma* o *spettro di risposta elastico*) impressa in termini di accelerazione in un dato periodo di tempo. Il moto sismico, impresso alle particelle, si propaga in modo contiguo nel terreno ampliandosi o

smorzandosi in funzione del grado di addensamento e viscosità del materiale attraversato, caratterizzandosi per velocità delle onde di taglio (V_{sh}), più veloci tanto più il mezzo attraversato è addensato.

Tutto ciò risulta di primaria importanza per un'attenta analisi della risposta sismica locale, al fine di individuare delle aree soggette ad effetti locali e per orientare un'accurata indagine di campagna finalizzata alla definizione delle proprietà di seguito elencate:

Indagine geologica e geomorfologia classica:

- a) stratigrafia delle formazioni superficiali con definizione del contatto tra copertura superficiale e bedrock;
- b) morfologia di dettaglio dell'area con rilievo delle forme lineari o strutturali che possono generare amplificazione del moto sismico.

Studi geofisici specifici:

- c) profili di velocità delle onde sismiche trasversali V_s e longitudinali dentro le formazioni superficiali.

Recentemente, per la valutazione della **pericolosità sismica di base** si può fare riferimento all'Allegato A4 della Dal. Regione Emilia-Romagna n. 112 del 2.5.2007 "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" in cui sono riportati i valori di accelerazione massima orizzontale al suolo (con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) per ogni Comune della Regione.

Secondo tale classificazione il comune di Soliera presenta un valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo (cioè per periodo $T=0$) $a_{refg} = 0.158$ (espressa sempre in frazione dell'accelerazione di gravità).

E' altresì stato da Noi calcolato, sulla base dei contenuti del **D.M. 14/01/2008** "Nuove norme tecniche per le costruzioni", per il sito in studio, un parametro di accelerazione massima attesa a_g , in relazione ad un tempo di riferimento T_R stimato di **475 anni (SLV)** considerando la classe d'uso dell'edificio pari a **II**, per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (Sistema di riferimento **ED50**): Latitudine: 44.724839°, Longitudine 10.917463, tale parametro è risultato pari ad **a_g attesa = 0.158_g**

4.5 PRIMO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO: Carta delle aree suscettibili di effetti locali

Il primo livello di approfondimento raggruppa gli studi e la cartografia di base propedeutica alla redazione della "*Carta degli Effetti Attesi*" in cui sono evidenziate le

zone caratterizzate da differenti scenari di pericolosità locale con indicazione degli effetti locali attesi.

Dalla consultazione della tavola 2.2a 4 “Rischio sismico: carta delle aree suscettibili di effetti locali” degli Elaborati cartografici di Piano del PTCP del 2009 vigente per la Provincia di Modena, riportata nella **Tavola n. 10**, redatta sulla base delle **tavole n. 8 e n. 9** in allegato, è emerso che l'area studiata ricade in una zona classificata come “Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziali cedimenti.”

Gli studi richiesti per tali aree sono quindi la approfondimenti di **II livello** per la valutazione del coefficiente di amplificazione litologico e di **III livello** per la stima dei cedimenti attesi.

4.5.1 SECONDO LIVELLO DI APPROFONDIMENTO: Carta di microzonazione sismica

Una volta identificati gli scenari che individuano il livello di approfondimento dell'area in oggetto, dovrà essere valutato il coefficiente di amplificazione litologico, quindi sarà necessario effettuare studi di microzonazione sismica di dettaglio del territorio indagato.

A tale scopo è stata redatta la “**Carta di Microzonazione Sismica**” (tav. n. 11) quale sintesi dei risultati delle indagini per la definizione del modello sismostratigrafico e dei profili di velocità di propagazione delle onde di Taglio Vs.

Sulla base di dati bibliografici raccolti per l'area in oggetto e dei risultati ottenuti dalle indagini geognostiche eseguite in sito (indagini sismiche MASW: **MASW $V_{s30} = 220m/sec$** e **Re.Mi. $V_{s30} = 194 m/sec$**), premesso che tale area ricade, secondo l'allegato A2 del D.A.L. 112 della L.R. 20/2000, all'interno dell'ambito definito come: “**PIANURA 2**” caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie (di spessore anche di decine di metri), con substrato profondo ($\geq 100 m$ da p.c.), si riportano, per la microarea sismica zonizzata e indagata, i coefficienti di amplificazione sismica sempre sulla base delle tabelle dell' allegato A2 del D.A.L. 112 della L.R. 20/2000:

Da indagini MASW e Re.Mi.:

F.A. P.G.A. = 1,5

F.A. SI (0,1<To<0,5) = 1,8

F.A. SI (0,5<To<1,0) = 2,5

dove:

- PGA= accelerazione massima orizzontale alla superficie
- SI = indice di Housner

- F.A. P.G.A.= Fattore di amplificazione P.G.A.
- F.A. 0.1-0.5 (intensità spettrale $0.1\text{sec} < T_0 < 0.5\text{sec}$);
- F.A. 0.5-1.0 (intensità spettrale $0.5\text{sec} < T_0 < 0.1\text{sec}$)

4.6 AZIONE SISMICA: STUDIO DI MICROZONAZIONE SISMICA (III LIVELLO DI APPROFONDIMENTO)

4.6.1 STIMA DEI CEDIMENTI POST-SISMICI

La generazione di sovrappressioni interstiziali durante l'applicazione di carichi ciclici, in condizioni non drenate, provoca all'interno dei terreni una riduzione degli sforzi efficaci. Una volta che il sistema è soggetto a drenaggio, la pressione in eccesso si dissipa e il terreno è soggetto a una variazione dell'indice dei vuoti. Così facendo si generano deformazioni volumetriche negative, che comportano l'instaurarsi di cedimenti permanenti all'interno del terreno stesso.

Per tale motivo, durante input sismico, i terreni subiscono un fenomeno di riconsolidazione dovuta all'applicazione di un carico ciclico. Pertanto risulta essenziale stimare la potenziale deformazione volumetrica del sottosuolo, considerando l'azione sismica di riferimento.

I cedimenti post-sismici sono stati calcolati secondo quanto descritto nel All. n. 3 della D.a.I. n. 112/2007. Per tale stima è stata considerata la n. 1 prova CPT eseguita nell'anno 2013, in prossimità del sito in oggetto.

4.6.2 Cedimenti post-sismici dei terreni coesivi

La stima dei cedimenti post-sismici nei terreni coesivi viene eseguito mediante la seguente formula:

$$\Delta H = \varepsilon_{vr} H$$

dove H è l'altezza dello strato e ε_{vr} (%) è la deformazione volumetrica post-ciclica. ε_{vr} è stato stima, come da procedura descritta nel All. n. 3 della D.a.I. n. 112/2007, secondo la seguente relazione

$$\varepsilon_{vr} = \frac{\alpha C_r}{1 + e_0} \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_0}} \right)$$

in cui α (costante sperimentale) è stata posta uguale a 1, l'indice dei vuoti e il parametro C_r è stato ricavato dal modulo edometrico, che a sua volta è stato derivato dall'elaborazione delle prove CPT eseguite considerando la relazione di Mitchell e Gardner (1975).

La stima dei cedimenti è stata svolta considerando la verticale relativa alla CPT eseguita in corrispondenza dell'area in oggetto. Per lo svolgimento del calcolo la superficie piezometrica è stata considerata a - 1.90 m da p.c.. Per quanto riguarda l'azione sismica, è stato considerato il valore di PGA di 0.230 g. Come descritto nel All. n. 3, contenuto nella D.a.l. n. 112/2007, la stima è stata svolta solamente per i **livelli coesivi** molto soffici ($c_u \leq 70$ kPa) e plastici ($I_p \geq 30$ %).

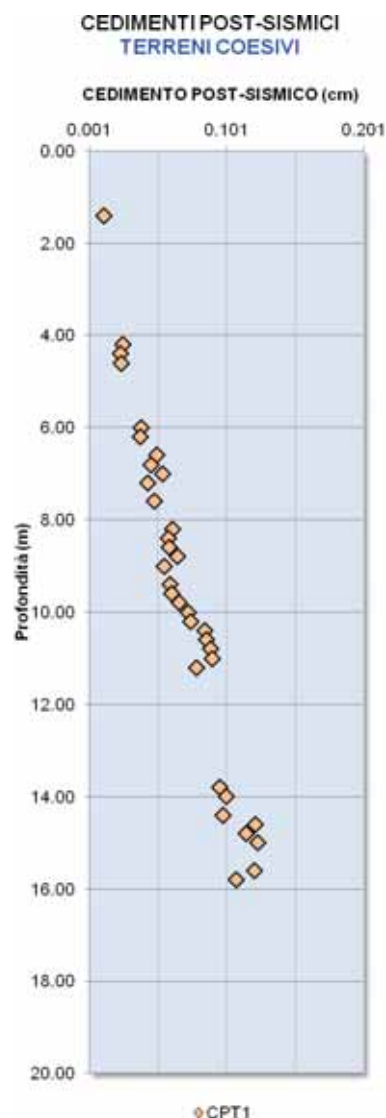
Si riportano successivamente i valori di cedimenti post-sismici, relativi ai terreni di natura coesiva, calcolati per l'indagine CPT:

CEDIMENTI POST-SISMICI DEI TERRENI COESIVI

CPT 1	CEDIMENTO POST SISMICO (cm)
TOTALE	2.359*
	* (calcolati su una verticale di 20.00 m)

Tab. 4.6.2.1 – Sommatoria dei cedimenti post-sismici totali, calcolati per ciascuna verticale di prova considerata

-Graf. 4.6.2.1 – Grafico dei valori di cedimenti post-sismici, calcolati per ogni step (0.20 cm) di lettura



4.6.3 Cedimenti post-sismici dei terreni incoerenti saturi

I cedimenti post-sismici dei terreni granulari viene valutata con l'analoga formula appena descritta:

$$\Delta H = \varepsilon_{vr} H$$

dove H è l'altezza dello strato e ε_{vr} (%) è la deformazione volumetrica post-ciclica. ε_{vr} è stato stima, come da procedura descritta nel All. n. 3 della D.a.I. n. 112/2007, secondo la seguente relazione

$$\varepsilon_{vr} = \frac{\alpha C_r}{1 + e_0} \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_0}} \right)$$

in cui α (costante sperimentale) è stata posta uguale a 1, l'indice dei vuoti e il parametro C_r è stato ricavato dal modulo edometrico, che a sua volta è stato derivato dall'elaborazione della prova CPT eseguita considerando la relazione di Robertson e Campanella (1983).

I cedimenti ottenuti, in relazione ai terreni incoerenti saturi, sono risultati nulli, poiché nei primi 20 metri di sottosuolo non sono stati evidenziati significanti livelli composti da terreni granulari.

4.7 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Con il termine liquefazione si indicano, in via generale, alcuni fenomeni fisici (liquefazione ciclica, mobilità ciclica e fluidificazione) che interessano i depositi sabbiosi saturi, caratterizzati dalla perdita di resistenza al taglio dei terreni sotto l'azione di sollecitazioni cicliche, in condizioni non drenate. Durante un evento sismico, per effetto dell'instaurarsi di condizioni non drenate, dovute alla rapidità di applicazione della sollecitazione ciclica di taglio, si verifica nel deposito un incremento delle pressioni interstiziali che può provocare una drastica caduta della resistenza al taglio e quindi una perdita di capacità portante del terreno. Quando la pressione interstiziale cresce fino ad eguagliare la pressione di confinamento, si ha un annullamento della resistenza al taglio

del terreno: si verifica in questo caso il fenomeno della fluidificazione, per cui il terreno si trova ad assumere il comportamento caratteristico dei liquidi.

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. Si osserva inoltre che, maggiore è la **durata di un terremoto** (maggior numero di cicli), più alta è la possibilità che si arrivi alla liquefazione e che 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 ri-liquefazione.

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.

Secondo una classifica internazionale le manifestazioni della liquefazione sono:

- crateri, vulcanelli, fuoriuscite di acqua e sabbia,
- grandi oscillazioni e rotture del terreno,
- abbassamenti e sollevamenti del terreno,
- movimenti orizzontali del terreno (*lateral spreading*),
- movimento di masse fluide/collasso in pendii naturali e artificiali,
- perdita di capacità portante delle fondazioni,
- galleggiamento di opere sotterranee,
- collasso di opere di sostegno e banchine portuali.

La liquefazione avviene quando si verifica la concomitanza di uno o più fattori predisponenti e dei fattori scatenanti.

I **FATTORI PREDISPONENTI** comprendono le seguenti condizioni:

- profondità dello strato potenzialmente liquefacibile < 15-20 m da p.c.;
- profondità della falda < 5 m;
- densità relativa $D_r < 60\%$;
- diametro medio $0.02\text{ mm} < D_{50} < 2\text{ mm}$;
- frazione di fini (diametro < 0.005 mm) < 15 %;

I fattori geotecnici importanti sono la profondità della falda (< 5 m), la presenza e lo spessore degli strati non liquefacibili superficiali, l'assenza di cementazione tra i grani, l'origine e l'età del deposito, la presenza di strati drenanti grossolani intercalati alla sabbia fine liquefacibile, la morfologia.

I **FATTORI SCATENANTI** riguardano invece le caratteristiche dell'azione sismica:

- magnitudo > 5.5;
- $PGA > 0.15g$;
- durata > 15-20 sec;

Dal punto di vista normativo, sulla base delle N.N.T.C. 2008, si precisa inoltre che la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti **almeno una** delle seguenti circostanze:

- a) eventi sismici attesi di magnitudo M inferiori a 5;
- b) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0.1g$;

- c) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.15g e terreni con caratteristiche ricadenti in una delle seguenti categorie:
- frazione di fine, FC, superiore al 20%, con indice di plasticità $PI > 10$;
 - $FC \geq 35\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 20$;
 - $FC \leq 5\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 25$;
- dove $(N_1)_{60}$ è il valore normalizzato della resistenza penetrometrica della prova SPT.
- d) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- e) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 4.8.1, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ (a) e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$ (b).

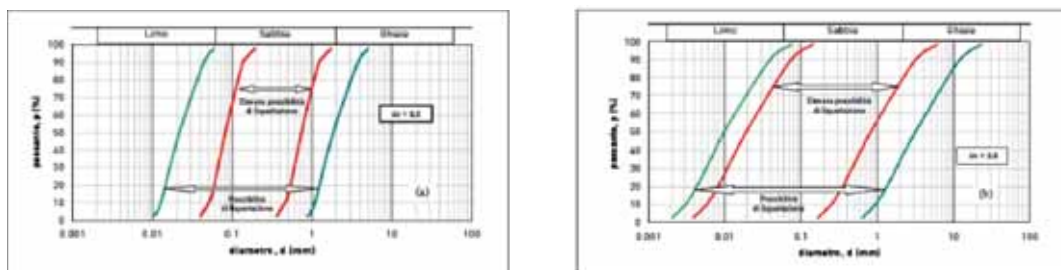


Fig. 4.7.1: Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni a granulometria uniforme (a) ed estesa (b). (AGI 2005).

Nonostante i terreni attraversati siano quasi esclusivamente di natura coesiva, per scrupolo è stata ugualmente eseguita la verifica a liquefazione tramite il calcolo del coefficiente di sicurezza.

Tale verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico, in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.

Dopo aver caratterizzato il terreno attraverso l'interpretazione dei dati ottenuti da prove penetrometriche statiche CPT, è stata eseguita una stima del rischio di liquefazione di terreni sotto falda, in condizioni sismiche, mediante il metodo semplificato di "Robertson e Wride". L'elaborazione è stata svolta tramite i dati della CPT n.3.

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.

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 massima al suolo e magnitudo di progetto). **R** è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche statiche.

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

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

dove:

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

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma.

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

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

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

La grandezza $(q_{c1n})_{cs}$ rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente.

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 F_s lungo la verticale;

F = $1 - F_s$ per $F_s \leq 1$ e $F = 0$ per $F_s > 1$;

Δz = spessore dell'intervallo di calcolo;

$W(z)$ = $10 - 0,5z$, con z = profondità di calcolo (massimo 20 m).

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

IL	Rischio di liquefazione
$IL=0$	Molto basso
$0 < IL \leq 5$	Basso
$5 < IL \leq 15$	Alto
$15 < IL$	Molto alto

Nel nostro caso, si sono elaborati i valori risultati dalla CPT n. 1, considerando una magnitudo di riferimento **M = 6**, una accelerazione massima al suolo, pari a **$A_{max} = 0.230$ g (secondo D.M. 14/01/2008)** e considerando la soggiacenza della falda freatica alla profondità **Dw = - 1.90 m da p.c.**.

È stata inoltre eseguita una verifica a liquefazione lungo la verticale di prova della prova penetrometrica con piezocono, mediante software CLiq v. 1.7.1.6 prodotto da GeoLogisMiki – Geotechnical Software, considerando i medesimi valori utilizzati per la CPT.

Le due verifiche a liquefazione hanno fornito i valori dell'indice di liquefazione LPI indicati in tabella:

CPTU	IL	Rischio di liquefazione
1	0.0	Rischio molto basso
CPT	IL	Rischio di liquefazione
1	0.3	Rischio basso

5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La presente relazione, stilata ai sensi *del D.M. 14 Gennaio 2008 “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”*, è stata redatta a supporto di una variante del PSC del Comune di Soliera, per la trasformazione di un'area da agricola a produttiva, localizzata in strada Morello di Mezzo, in comune di Soliera (MO).

Ai sensi della D.A.L. della Regione Emilia Romagna n.112/2007 si sono inoltre eseguiti gli studi di microzonazione sismica dell'area.

Per eseguire la caratterizzazione geologico-geotecnica del terreno di fondazione, sono state da Noi eseguite n. 1 prova penetrometrica statica con punta meccanica CPT e n. 1 prova penetrometrica statica con punta elettrica CPTU in sito.

Sulla base dei dati ricavati da tali indagini si possono dare le prime indicazioni per l'esecuzione dei futuri fabbricati ad uso produttivo. Saranno da preferire fondazioni dirette superficiali tipo plinti in c.a..di forma rettangolare e dimensioni pari a 3.50m x 4.00 m. Ipotizzando pertanto tale tipologia di fondazione si può indicativamente considerare, con piano di posa a **D = - 1.50 m da p.c.**, una portata ammissibile sul terreno pari a **Qamm = 1.00 Kg/cm² ≈ 100.00 kN/m²**.

Tali dati sono puramente indicativi, in quanto in fase esecutiva le indagini già eseguite dovranno essere integrate da indagini puntuali e in numero adeguato per ogni edificio in progetto.

In relazione a quanto esposto nel Testo Unico Nuove Norme Tecniche per le costruzioni in zona sismica, redatto dal Ministero delle infrastrutture e dei trasporti edito nel Gennaio 2008, si è proceduto alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (**SLU**) per un ipotetico fabbricato. Per quanto riguarda le **opere di fondazione ipotizzate**, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi è stato calcolato lo SLU **sia a breve che a lungo termine** determinato **sia in condizioni statiche che pseudostatiche** (**PAOLUCCI E PECKER [1997]**) per un ipotetico fabbricato, utilizzando i seguenti approcci di calcolo:

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

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

Si riassumono nella seguente tabella i valori di portanza del terreno di fondazione sia calcolati alle tensioni ammissibili TA (con F.S. = 3) che agli stati limite ultimi SLU sempre per un ipotetico fabbricato, considerando la A_{max} pari a $a_{MAX} = 0.230$ g.

Ipotesi di fabbricato – Fondazioni su plinti rettangolari in c.a.

T.A. F.S. = 3	SLU – APPROCCIO 1 (A2 + M2 + R2) – F.S.= 1.8			SLU – APPROCCIO 2 (A1 + M1 + R3) – F.S.= 2.3		
	CONDIZIONI NON DRENATE STATICHE	CONDIZIONI DRENATE		CONDIZIONI NON DRENATE STATICHE	CONDIZIONI DRENATE	
		STATICHE	SISMICHE PSEUDOSTATICHE		STATICHE	SISMICHE PSEUDOSTATICHE
1.00 kg/cm ² ≈ 100 kN/m ²	1.23 kg/cm ² ≈ 123 kN/m ²	1.42 kg/cm ² ≈ 142 kN/m ²	1.34 kg/cm ² ≈ 134 kN/m ²	1.33 kg/cm ² ≈ 133 kN/m ²	1.83 kg/cm ² ≈ 183 N/m ²	1.75 kg/cm ² ≈ 175 kN/m ²

Per effettuare la caratterizzazione sismica del terreno sono state eseguite n.1 indagine sismica a rifrazione con metodo MASW, n. 1 indagine sismica a rifrazione metodo Re.Mi. e n. 2 indagini sismiche passive HVSR da cui si sono ricavati i risultati esposti di seguito. Le n.2 indagini sismiche a rifrazione MASW e Re.Mi. hanno permesso di determinare la velocità delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m, restituendo i seguenti valori:

MASW 1	Vs30 = 220 m/s	categoria C
Re.Mi. 1	Vs30 = 194 m/s	

Gli spettri H/V ottenuti dall'elaborazione delle n. 2 indagini sismiche passive HVSR eseguite in sito non hanno evidenziato alcuna frequenza caratteristica di sito

In base a tali risultati, e sulla base della nuova normativa sismica per gli edifici (D.M. 14 Gennaio 2008), si classifica il terreno di fondazione in esame come appartenente alla categoria C, corrispondente a depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con valori di $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Ora, sulla base dei contenuti del D.M. 14/01/2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" è stato definito, per il sito in studio, un parametro di accelerazione massima attesa a_g , in relazione ad un tempo di riferimento T_R stimato di 475 anni (SLV) e considerando la classe d'uso dell'edificio pari a II, per l'area in oggetto, identificata dalle

seguenti coordinate geografiche (Sistema di riferimento **ED50**): Latitudine: 44.724839°, Longitudine 10.917463, tale parametro è risultato pari ad **a_g attesa = 0.158 g**

Tale valore di accelerazione sismica orizzontale **a_g** si riferisce al *bedrock*; dopo gli opportuni calcoli il valore di **a_g** in superficie è risultato: **$A_{max} = 0.230g$** .

Si sono, inoltre, eseguiti gli studi di microzonazione sismica, ai sensi della D.A.L. della Regione Emilia Romagna n.112/2007, che hanno portato a determinare che gli approfondimenti richiesti per l'area in esame sono: valutazione del coefficiente di amplificazione litologico (II LIVELLO) e stima dei cedimenti attesi (III LIVELLO).

Tenendo conto di ciò si è quindi proceduto ad **approfondimenti di II livello** per la valutazione del coefficiente di amplificazione litologico, e di **III livello** per la stima degli eventuali cedimenti.

Sulla base di dati bibliografici raccolti per l'area in oggetto e dei risultati ottenuti dalle indagini geognostiche eseguite in sito (indagini sismiche MASW: **MASW $V_{s30} = 220m/sec$** e **Re.Mi. $V_{s30} = 194 m/sec$**), premesso che tale area ricade, secondo l'allegato A2 del D.A.L. 112 della L.R. 20/2000, all'interno dell'ambito definito come: **"PIANURA 2" caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie (di spessore anche di decine di metri), con substrato profondo ($\geq 100 m$ da p.c.),** si riportano, per la microarea sismica zonizzata e indagata, i coefficienti di amplificazione sismica sempre sulla base delle tabelle dell' allegato A2 del D.A.L. 112 della L.R. 20/2000 (**APPROFONDIMENTI di II LIVELLO**):

Da indagini MASW e Re.Mi.:

F.A. P.G.A. = 1,5

F.A. SI (0,1<T₀<0,5) = 1,8

F.A. SI (0,5<T₀<1,0) = 2,5

dove:

- PGA= accelerazione massima orizzontale alla superficie
- SI = indice di Housner
- F.A. P.G.A.= Fattore di amplificazione P.G.A.
- F.A. 0.1-0.5 (intensità spettrale 0.1sec<T₀<0.5sec);
- F.A. 0.5-1.0 (intensità spettrale 0.5sec<T₀<0.1sec)

Sono inoltre stati calcolati i cedimenti post sismici sia per i livelli coesivi che incoerenti, riassunti nel paragrafo 4.6, che hanno dato valori modesti e ammissibili con l'intervento in progetto.

Le verifiche a liquefazione sono state eseguite, sia sulla verticale della CPT che sulla verticale della CPTU eseguite, considerando una magnitudo di riferimento $M = 6.0$ e un'accelerazione massima orizzontale $A_{max} = 0.230_g$ (calcolata sulla base delle N.N.T.C): le verifiche hanno fornito i valori dell'indice di liquefazione LPI indicati in tabella:

CPTU	IL	Rischio di liquefazione
1	0.0	Rischio molto basso
CPT	IL	Rischio di liquefazione
1	0.3	Rischio basso

Pertanto tutto ciò premesso si può concludere affermando che l'area indagata non presenta criticità alcuna dal punto di vista sismico tale da escludere la proposta di variante del PSC del Comune di Soliera da area agricola ad area produttiva.

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

Modena, 10 Dicembre 2013

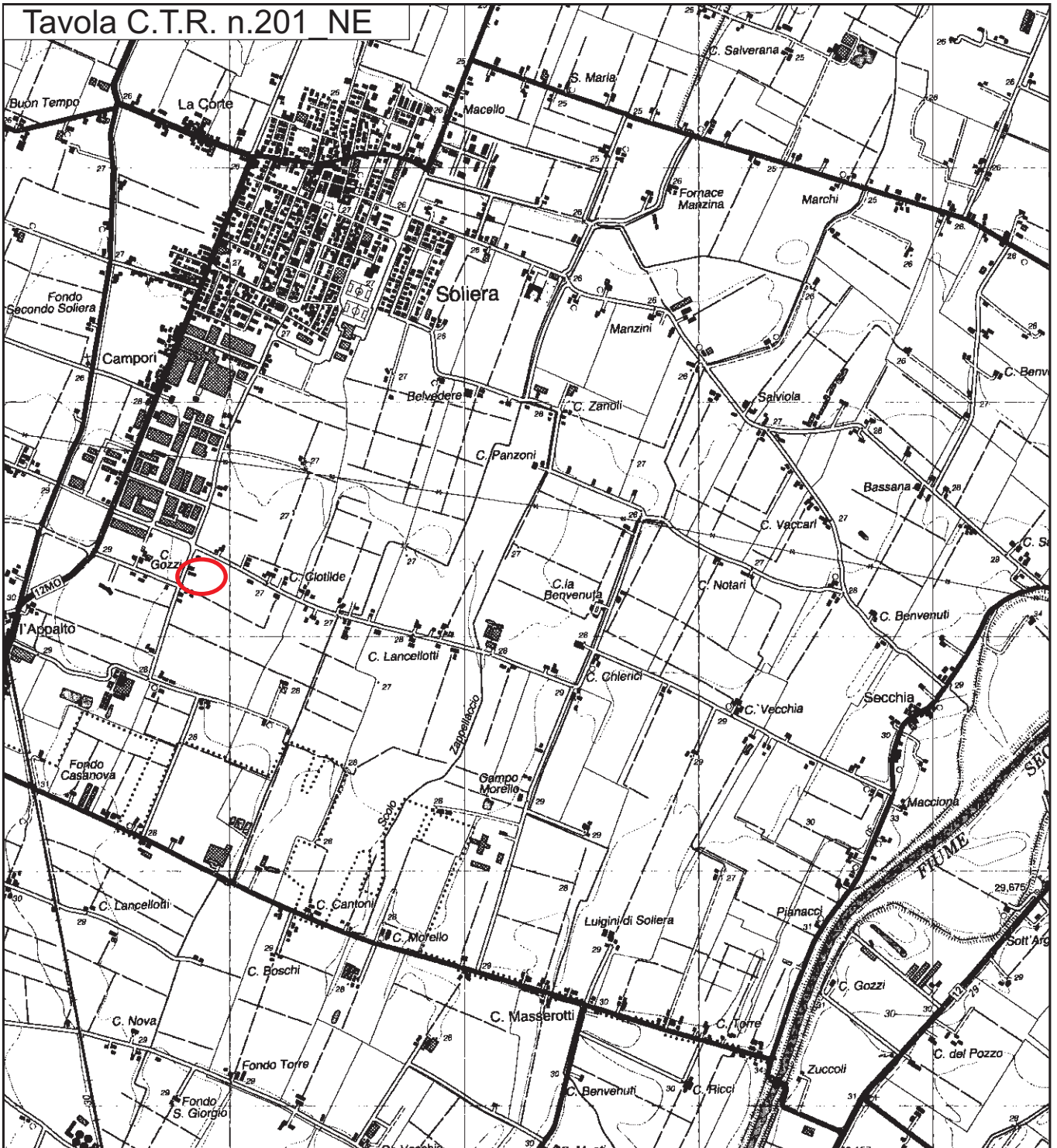
Dott. Geol. Pier Luigi Dallari



GEO GROUP s.r.l.

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

Tavola C.T.R. n.201 NE



Tav. n. 1 "Carta Corografica"

Scala 1: 25000



Legenda



Area di interesse

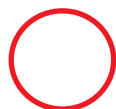
GEO GROUP s.r.l.

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



Tav. n. 3 "Ripresa fotografica generale dell'area di interesse"

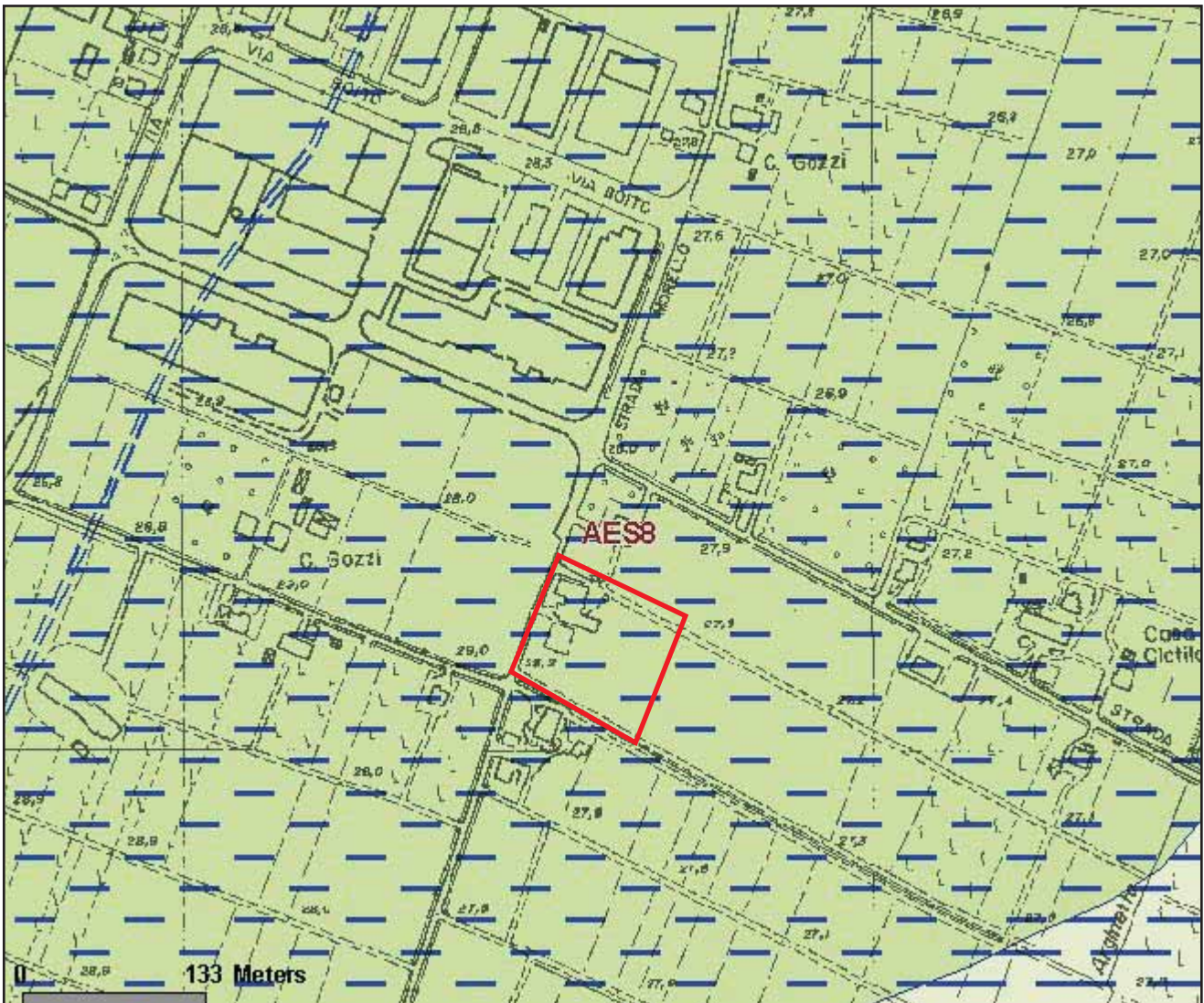
(tratta da Google Earth)
Scala grafica



Area oggetto di studio

GEO GROUP s.r.l.

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



Tav. n. 4 “Carta della litologia di superficie” Scala 1: 5000



Legenda



Area di interesse

*Ambiente deposizionale e litologia
affiorante*



Limo
Piana alluvionale



Argilla
Piana alluvionale

*Successione Neogenico-Quaternaria
del margine Appenninico Padano*



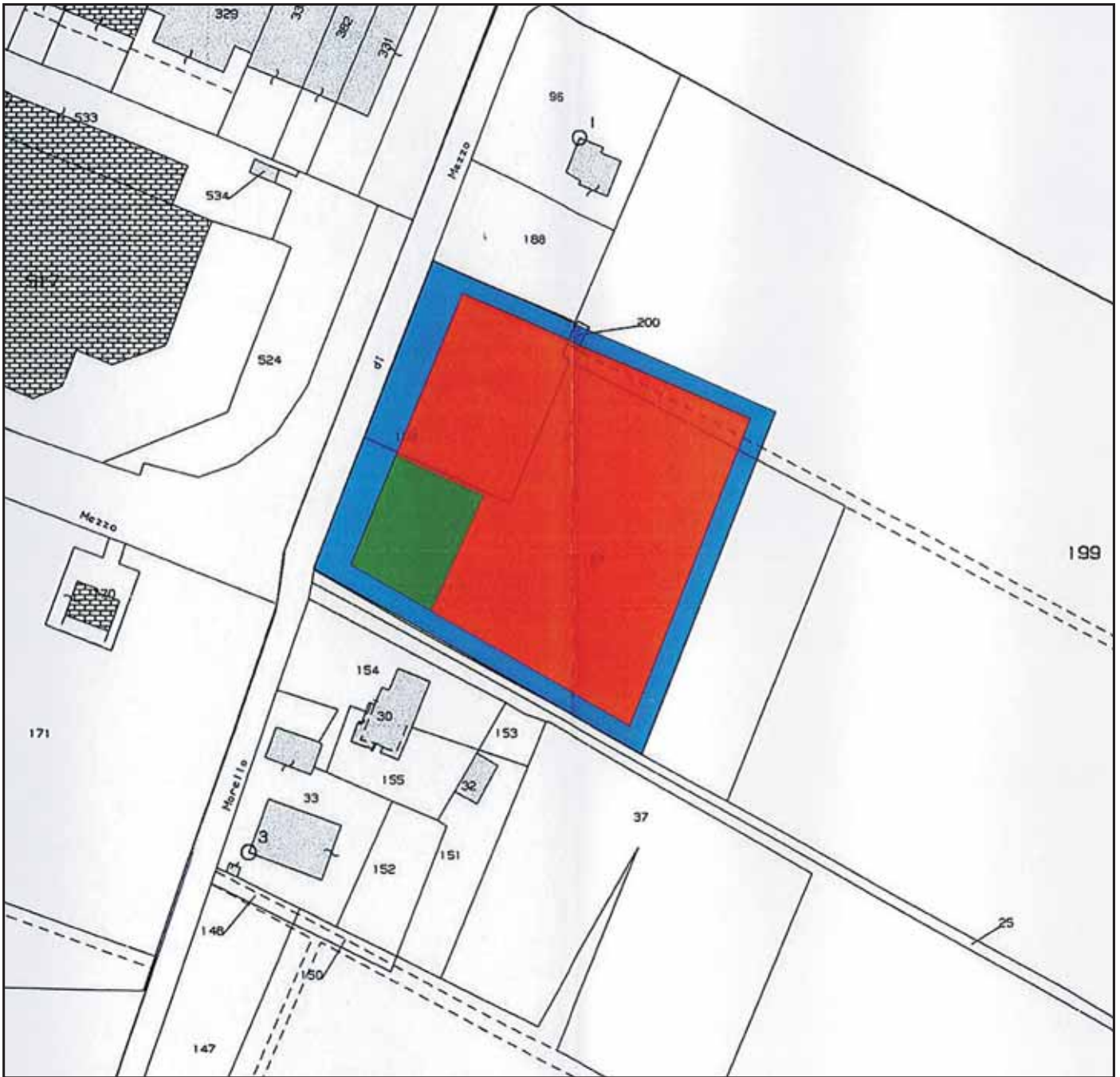
AES8 - Subistema di Ravenna
Ghiaie, sabbie e limi organizzate in terrazzi alluvionali;
a tetto suoli con basso grado di alterazione.
Olocene



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.
Post-VI secolo d.C.

GEO GROUP s.r.l.




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



Tav. n. 5 “Planimetria catastale” Scala grafica



Legenda

-  Terreno circostante al nuovo fabbricato
-  Nuovo fabbricato di proprietà Veca
-  Nuova Palazzina Uffici Veca

GEO GROUP s.r.l.

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



Tav. n. 6 - "Ubicazione indagini geognostiche"

Scala grafica



area di interesse



prova penetrometrica CPT
e CPTU



Indagine sismica
passiva HVSR



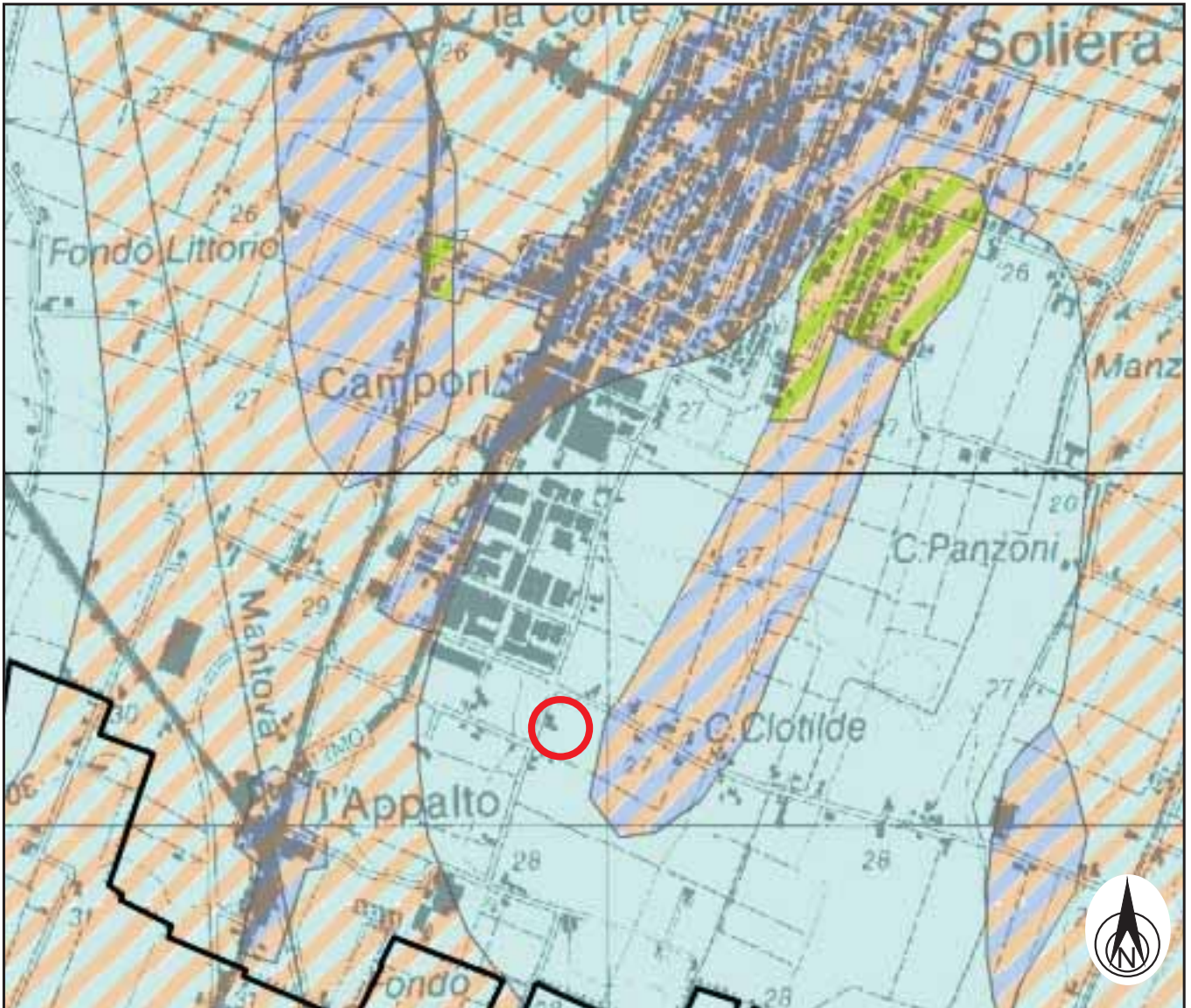
Indagine sismica MASW



Indagine sismica Re.Mi.

GEO GROUP s.r.l.

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



* GRADO DI VULNERABILITA'						LITOLOGIA SUPERFICIE	PROFONDITA' TETTO GHIAIE E SABBIE	CARATTERISTICHE ACQUIFERO	CAPACITA' ATTENUAZIONE SUOLO
EE	E	A	M	B	BB				
									- Zona di MEDIA PIANURA: Area caratterizzata da assenza di acquiferi significativi, nella quale sono presenti livelli di ghiaia solamente al di sotto dei 100 m di profondità* e di sabbia al di sotto dei 25 m di profondità*
									(**) Paleovali recenti e depositi di rotta, sede di acquiferi sospesi.
						limo	> 100	libero	AM
						sabbia	> 100	libero	AM
						limo	> 100	libero	B
						sabbia	> 100	libero	B
						argilla	> 10	libero/confinato	AM
						limo	> 10	libero/confinato	A
						argilla e/o limo	< 10	confinato	A
						argilla	> 10	libero/confinato	B
						argilla e/o limo	< 10	libero	AM
						argilla e/o limo	> 10	libero/confinato	MB
						sabbia e/o ghiaia	< 10	confinato	MB
						sabbia e/o ghiaia	> 10	confinato	A
						argilla e/o limo	< 10	libero	B
						sabbia e/o ghiaia	> 10	libero	AM
						sabbia e/o ghiaia	> 10	confinato	MB
						sabbia e/o ghiaia	< 10	confinato	AM
						sabbia e/o ghiaia	< 10	libero	AM
						sabbia e/o ghiaia	< 10	confinato	B
						sabbia e/o ghiaia	> 10	libero	B
						sabbia e/o ghiaia	< 10	libero	B
						Alvei fluviali dispersi			

* EE = Estremamente Elevato E = Elevato A = Alto M = Medio B = Basso BB = Molto Basso

Per le zone di 'MEDIA-ALTA PIANURA' si prende in considerazione il tetto delle ghiaie.
Per la zona di 'BASSA PIANURA' si prende in considerazione il tetto delle sabbie.

Tav. n. 7

Tav. 3.1.1 "Rischio inquinamento acque: vulnerabilità all'inquinamento dell'acquifero principale"

Scala grafica

CLASSI DI SENSIBILITA'

1 = EE + E
2 = A + M

ELEMENTI IDROGEOLOGICI



Rete idrografica principale e aree con falda affiorante



Limite collinare



Area di interesse

Tratta da:



GEO GROUP s.r.l.

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




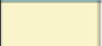


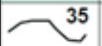


Tav. n. 8


“QC Tav. 3_1 - Carta dei depositi del sottosuolo che influenzano il moto sismico in superficie”

Scala grafica

Legenda



	ghiaie affioranti
	ghiaie
	sucessioni alluvionali prevalentemente fini (argille e limi)
	sabbie
	isobate della superficie superiore (con indicazione della quota riferita al livello medio del mare)
	isobate della base del ciclo alluvionale superiore / tetto del ciclo alluvionale inferiore (con indicazione della quota riferita al livello medio del mare)
	isobate della base dei depositi alluvionali / tetto substrato marino (con indicazione della quota riferita al livello medio del mare)

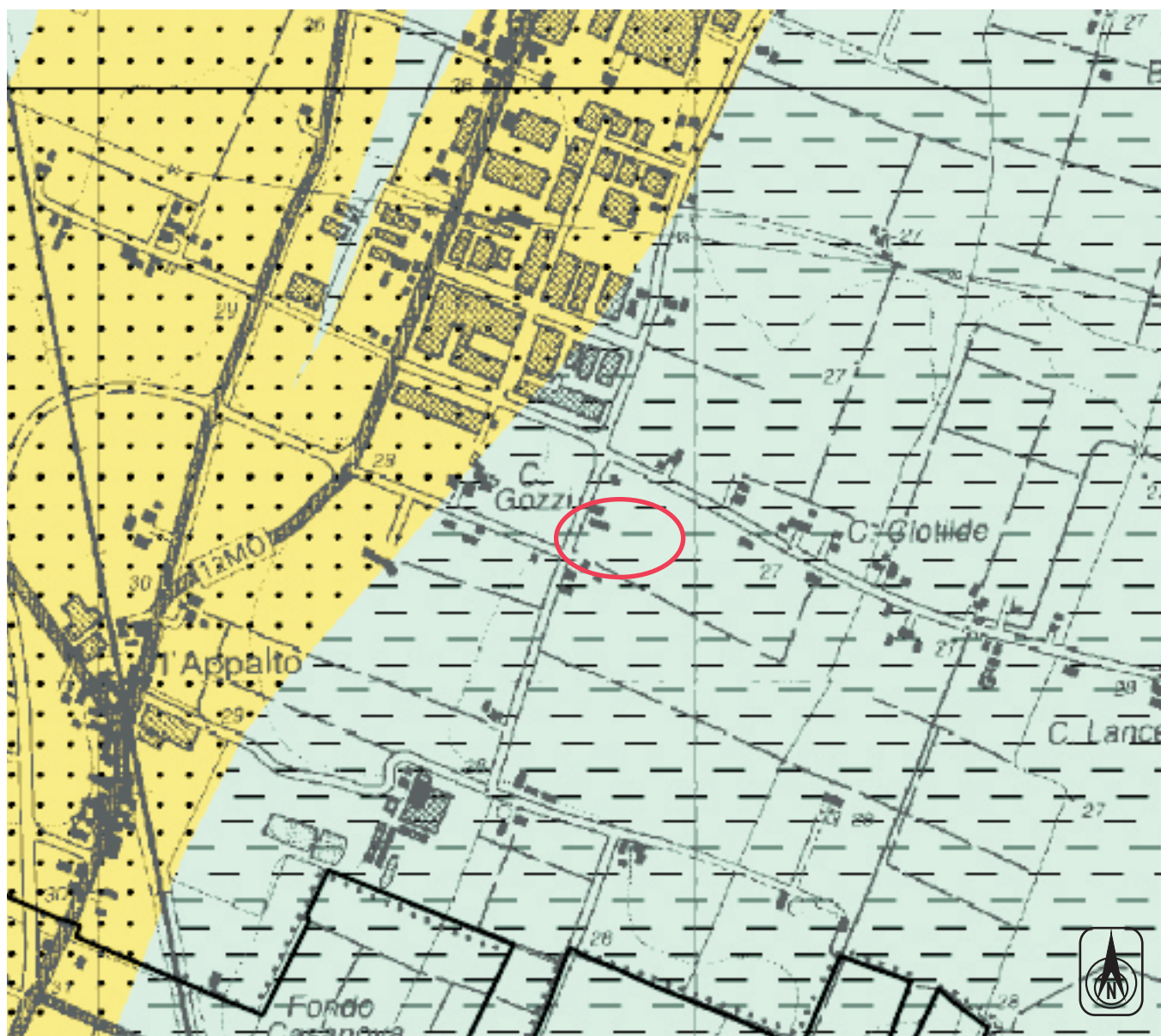
 Area di interesse

Tratta da:



GEO GROUP s.r.l.

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







Tav. n. 9

“QC Tav. 2a 2 - Carta delle aree potenzialmente soggette ad effetti locali per eventi sismici”

Scala grafica

Legenda

Depositi che possono determinare effetti locali	
	ghiaie di conoide effetti attesi: amplificazione; studi: valutazione amplificazione
	sabbie di canale effetti attesi: amplificazione, potenziale liquefazione e cedimenti; studi: valutazione amplificazione, stima del rischio di liquefazione e dei cedimenti attesi
	limi e argille (peliti) di piana alluvionale effetti attesi: amplificazione, possibili cedimenti; studi: valutazione amplificazione e stima dei cedimenti attesi
	sabbie sepolte del Po effetti attesi: amplificazione, potenziale liquefazione e cedimenti; studi: valutazione amplificazione, stima del rischio di liquefazione e dei cedimenti attesi

 Area di interesse

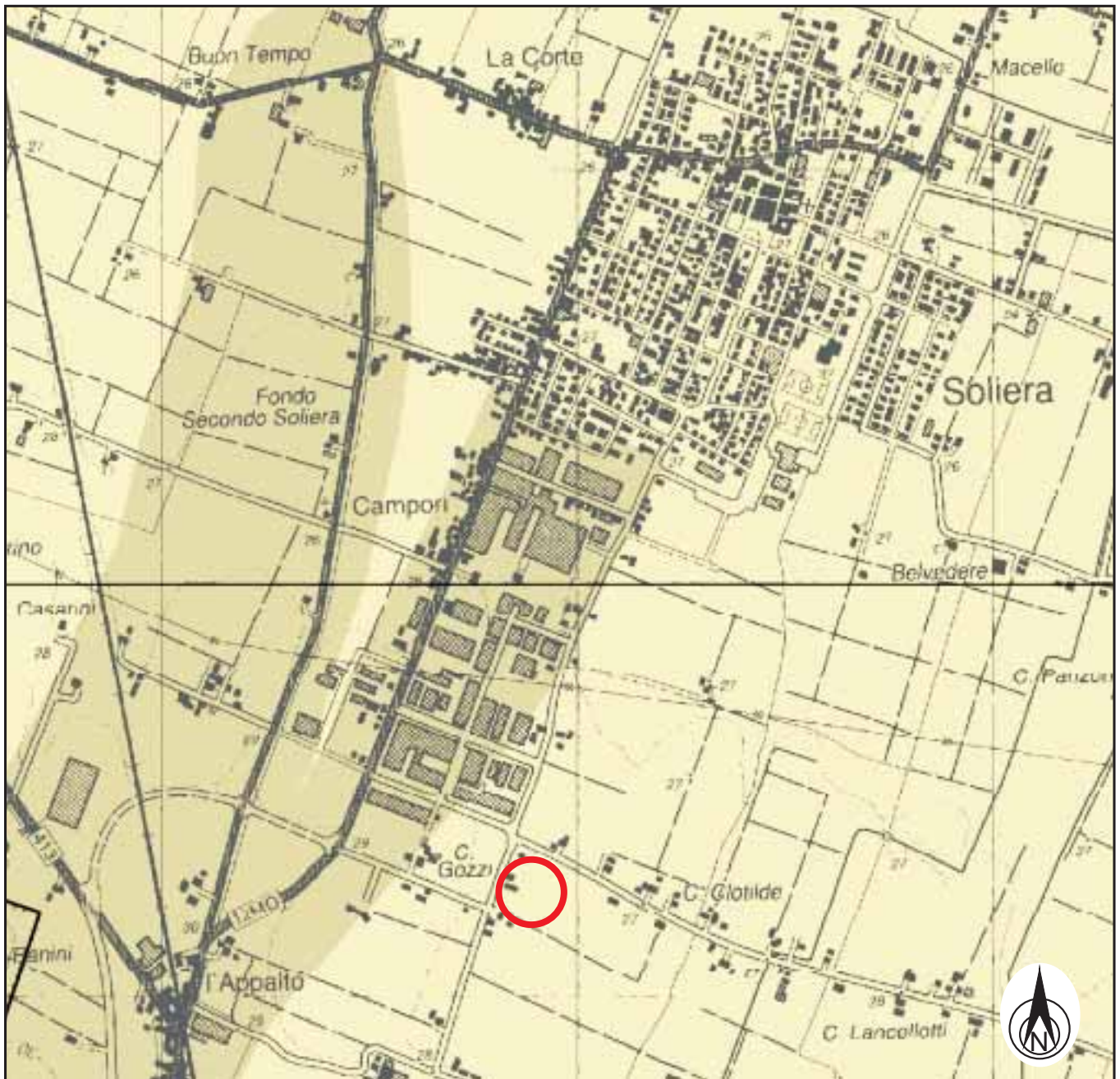
Tratta da:



GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it



Tav. n. 10

Tav. 2.2a 1 "Rischio sismico: carta delle aree suscettibili di effetti locali"

Scala grafica

Legenda

7	Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale liquefazione studi: valutazione del coefficiente di amplificazione litologico, del potenziale di liquefazione e dei cedimenti attesi; "microzonazione sismica" approfondimenti di III livello.
8	Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziali cedimenti studi: valutazione del coefficiente di amplificazione litologico e dei cedimenti attesi; "microzonazione sismica" sono ritenuti sufficienti approfondimenti di II livello per la valutazione del coefficiente di amplificazione litologico e sono richiesti approfondimenti di III livello, per la stima degli eventuali cedimenti.



Area di interesse

Tratta da:



GEO GROUP S.r.l.

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

Tav. n. 11 "Carta di Microzonazione Sismica"

L.R. 20/2000 D.A.L. 112/07

**Carta di
Microzonazione Sismica**

Scala grafica

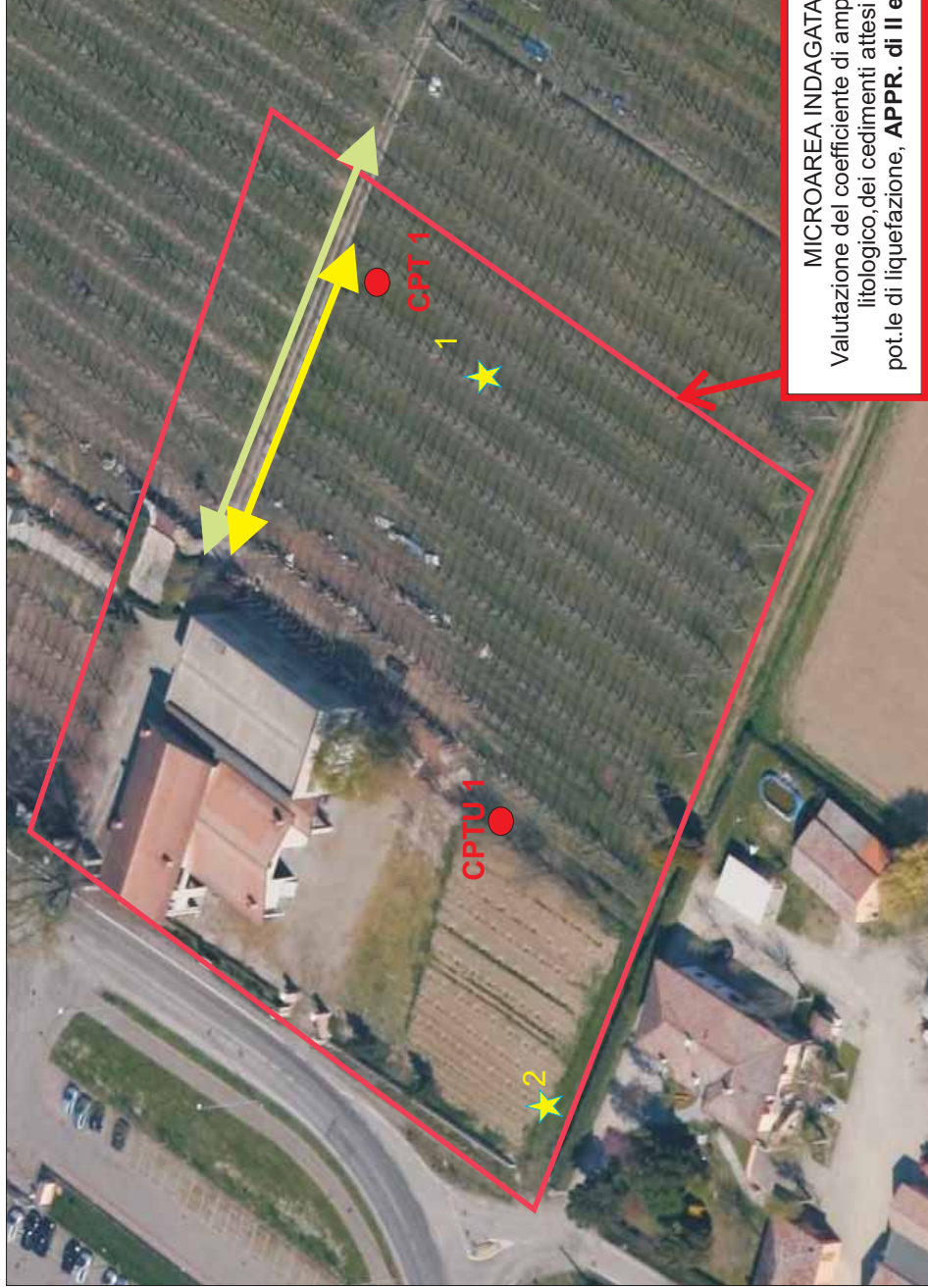
2° e 3° livello di approfondimento
L.R. 20/2000 D.G.R. 112

Microarea indagata mediante
indagine sismica MASW - Vs30 = 220m/s
indagine sismica Re.Mi. - Vs30 = 194 m/s


PIANURA 2: caratterizzata da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decacimetrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie (di spessore anche di decine di metri), con substrato profondo (=100 m da p.c.)


Il livello di approfondimento



FATTORE DI AMPLIFICAZIONE F.A. MEDIO
F.A. PGA = 1.5
(PGA accelerazione massima orizz. alla superficie)
F.A. (intensità spettrale 0.1s < To < 0.5s) = 1.8
F.A. (intensità spettrale 0.5s < To < 1.0s) = 2.5





MICROAREA INDAGATA:
Valutazione dei coefficienti di amplificazione litologico, dei cedimenti attesi e del potenziale di liquefazione, **APPR. di II e III Livello**

 (tratta da "Bing Maps")
Scala grafica

 Area oggetto di studio

 Indagine sismica a rifrazione Re.Mi.  Prove penetrometriche CPT e CPTU

 Indagine sismica a rifrazione MASW  Indagine sismica passiva HVSR

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 1

Prove penetrometriche statiche CPT e CPTU corredate di interpretazione geotecnica

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA FATTORI DI CONVERSIONE

Strumento utilizzato:
GOUDA 200 kN -

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'
$F \leq 1470 \text{ kPa}$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$1470 \text{ kPa} < F \leq 2940 \text{ kPa}$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$2940 \text{ kPa} < F \leq 5880 \text{ kPa}$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 5880 \text{ kPa}$	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 **613-2013**

certificato n°

Committente: **Studio tecnico**
Cantiere: **Studio terreno di fondazione**
Località: **Soliera**

U.M.: **MPa** Data exec.: **03/12/2013**
Pagina: **1/4** Data certificato: **03/12/2013**
Elaborato: **Falda: -1.90 m da p.c.**

H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %	H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %
0.20	6.00	7.00		0.59	40.00	15	6.7	15.20	19.00	33.00		1.86	60.00	32	3.2
0.40	20.00	26.00		1.96	127.00	16	6.4	15.40	29.00	38.00		2.84	113.00	26	3.9
0.60	13.00	32.00		1.27	147.00	9	11.3	15.60	14.00	31.00		1.37	80.00	18	5.7
0.80	13.00	35.00		1.27	127.00	10	9.8	15.80	17.00	29.00		1.67	87.00	20	5.1
1.00	11.00	30.00		1.08	100.00	11	9.1	16.00	21.00	34.00		2.06	120.00	18	5.7
1.20	8.00	23.00		0.78	60.00	13	7.5	16.20	21.00	39.00		2.06	127.00	17	6.0
1.40	14.00	23.00		1.37	73.00	19	5.2	16.40	29.00	48.00		2.84	167.00	17	5.8
1.60	17.00	28.00		1.67	87.00	20	5.1	16.60	27.00	52.00		2.65	160.00	17	5.9
1.80	15.00	28.00		1.47	93.00	16	6.2	16.80	25.00	49.00		2.45	167.00	15	6.7
2.00	10.00	24.00		0.98	53.00	19	5.3	17.00	25.00	50.00		2.45	167.00	15	6.7
2.20	11.00	19.00		1.08	40.00	28	3.6	17.20	23.00	48.00		2.25	160.00	14	7.0
2.40	17.00	23.00		1.67	40.00	43	2.4	17.40	30.00	54.00		2.94	207.00	14	6.9
2.60	22.00	28.00		2.16	113.00	19	5.1	17.60	36.00	67.00		3.53	227.00	16	6.3
2.80	13.00	30.00		1.27	60.00	22	4.6	17.80	36.00	70.00		3.53	220.00	16	6.1
3.00	10.00	19.00		0.98	40.00	25	4.0	18.00	27.00	60.00		2.65	187.00	14	6.9
3.20	10.00	16.00		0.98	33.00	30	3.3	18.20	21.00	49.00		2.06	140.00	15	6.7
3.40	9.00	14.00		0.88	33.00	27	3.7	18.40	18.00	39.00		1.76	127.00	14	7.1
3.60	8.00	13.00		0.78	53.00	15	6.6	18.60	23.00	42.00		2.25	147.00	16	6.4
3.80	11.00	19.00		1.08	40.00	28	3.6	18.80	32.00	54.00		3.14	200.00	16	6.3
4.00	10.00	16.00		0.98	33.00	30	3.3	19.00	36.00	66.00		3.53	253.00	14	7.0
4.20	11.00	16.00		1.08	53.00	21	4.8	19.20	31.00	69.00		3.04	233.00	13	7.5
4.40	13.00	21.00		1.27	47.00	28	3.6	19.40	32.00	67.00		3.14	240.00	13	7.5
4.60	15.00	22.00		1.47	73.00	21	4.9	19.60	34.00	70.00		3.33			
4.80	18.00	29.00		1.76	87.00	21	4.8								
5.00	18.00	31.00		1.76	13.00	138	0.7								
5.20	26.00	28.00		2.55	87.00	30	3.3								
5.40	18.00	31.00		1.76	47.00	38	2.6								
5.60	18.00	25.00		1.76	93.00	19	5.2								
5.80	17.00	31.00		1.67	40.00	43	2.4								
6.00	12.00	18.00		1.18	60.00	20	5.0								
6.20	12.00	21.00		1.18	40.00	30	3.3								
6.40	16.00	22.00		1.57	47.00	34	2.9								
6.60	11.00	18.00		1.08	100.00	11	9.1								
6.80	12.00	27.00		1.18	67.00	18	5.6								
7.00	10.00	20.00		0.98	67.00	15	6.7								
7.20	14.00	24.00		1.37	60.00	23	4.3								
7.40	16.00	25.00		1.57	73.00	22	4.6								
7.60	15.00	26.00		1.47	107.00	14	7.1								
7.80	27.00	43.00		2.65	87.00	31	3.2								
8.00	23.00	36.00		2.25	60.00	38	2.6								
8.20	10.00	19.00		0.98	33.00	30	3.3								
8.40	13.00	19.00		1.27	80.00	16	6.2								
8.60	13.00	25.00		1.27	73.00	18	5.6								
8.80	12.00	23.00		1.18	80.00	15	6.7								
9.00	16.00	28.00		1.57	93.00	17	5.8								
9.20	17.00	31.00		1.67	100.00	17	5.9								
9.40	16.00	31.00		1.57	100.00	16	6.3								
9.60	16.00	31.00		1.57	100.00	16	6.3								
9.80	14.00	29.00		1.37	73.00	19	5.2								
10.00	13.00	24.00		1.27	80.00	16	6.2								
10.20	13.00	25.00		1.27	80.00	16	6.2								
10.40	11.00	23.00		1.08	73.00	15	6.6								
10.60	11.00	22.00		1.08	67.00	16	6.1								
10.80	11.00	21.00		1.08	73.00	15	6.6								
11.00	11.00	22.00		1.08	67.00	16	6.1								
11.20	15.00	25.00		1.47	113.00	13	7.5								
11.40	19.00	36.00		1.86	113.00	17	5.9								
11.60	20.00	37.00		1.96	127.00	16	6.4								
11.80	20.00	39.00		1.96	120.00	17	6.0								
12.00	24.00	42.00		2.35	153.00	16	6.4								
12.20	26.00	49.00		2.55	180.00	14	6.9								
12.40	27.00	54.00		2.65	180.00	15	6.7								
12.60	28.00	55.00		2.74	180.00	16	6.4								
12.80	29.00	56.00		2.84	173.00	17	6.0								
13.00	23.00	49.00		2.25	147.00	16	6.4								
13.20	23.00	45.00		2.25	127.00	18	5.5								
13.40	20.00	39.00		1.96	127.00	16	6.4								
13.60	18.00	37.00		1.76	107.00	17	5.9								
13.80	16.00	32.00		1.57	93.00	17	5.8								
14.00	15.00	29.00		1.47	80.00	19	5.3								
14.20	20.00	32.00		1.96	100.00	20	5.0								
14.40	17.00	32.00		1.67	107.00	16	6.3								
14.60	12.00	28.00		1.18	67.00	18	5.6								
14.80	13.00	23.00		1.27	60.00	22	4.6								
15.00	13.00	22.00		1.27	93.00	14	7.2								

H = profondità
L1 = prima lettura (punta)
L2 = seconda lettura (punta + laterale)
Lt = terza lettura (totale)
CT = 10.00 costante di trasformazione
qc = resistenza di punta
fs = resistenza laterale calcolata alla stessa quota di qc
F = rapporto Begemann (qc / fs)
Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)*100

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI DI RESISTENZA

CPT

1

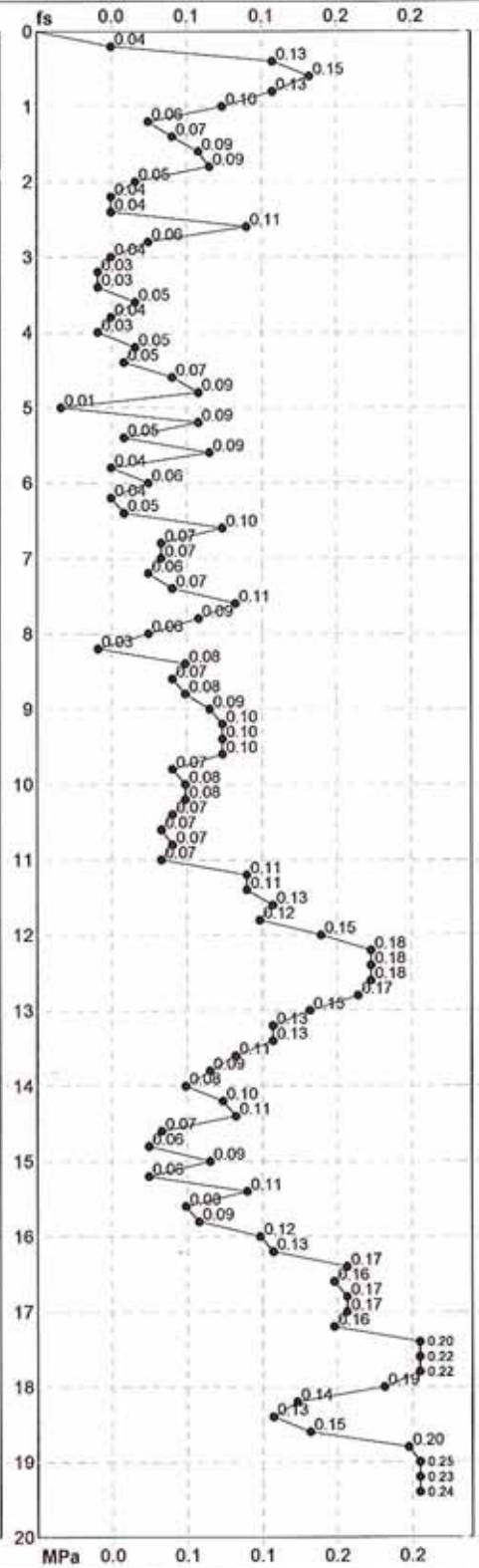
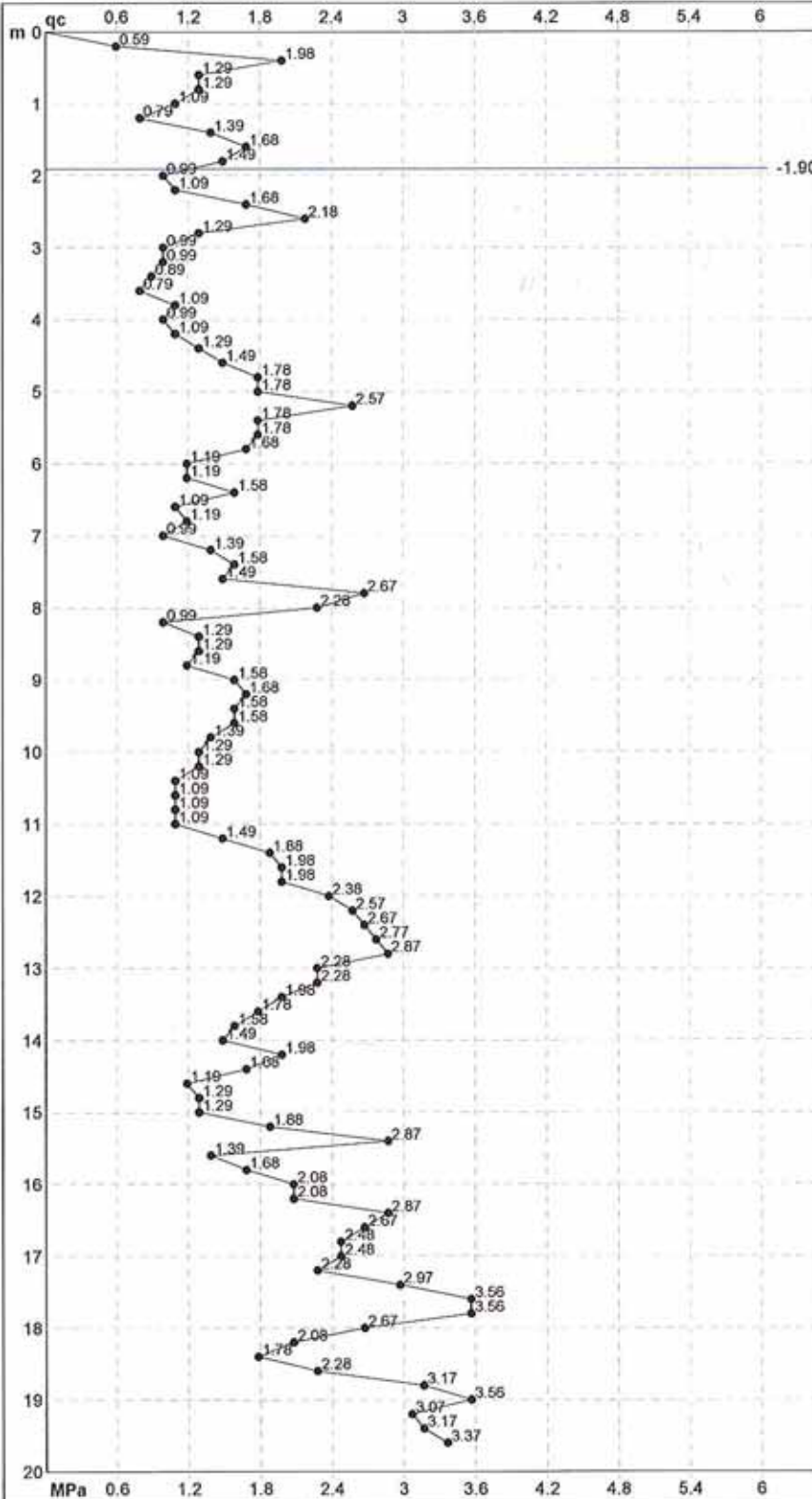
riferimento

613-2013

certificato n°

Committente: **Studio tecnico**
Cantiere: **Studio terreno di fondazione**
Località: **Soliera**

U.M.: **MPa** Data exec.: **03/12/2013**
Scala: **1:100**
Pagina: **2/4** Data certificato: **03/12/2013**
Elaborato: Falda: **-1.90 m da p.c.**



Penetrometro: **GOUDA 200 kN**
Responsabile:
Assistente:

Preforo: **m**
Corr.astine: **kN/ml**
Corr.astine: **kN/ml**

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT

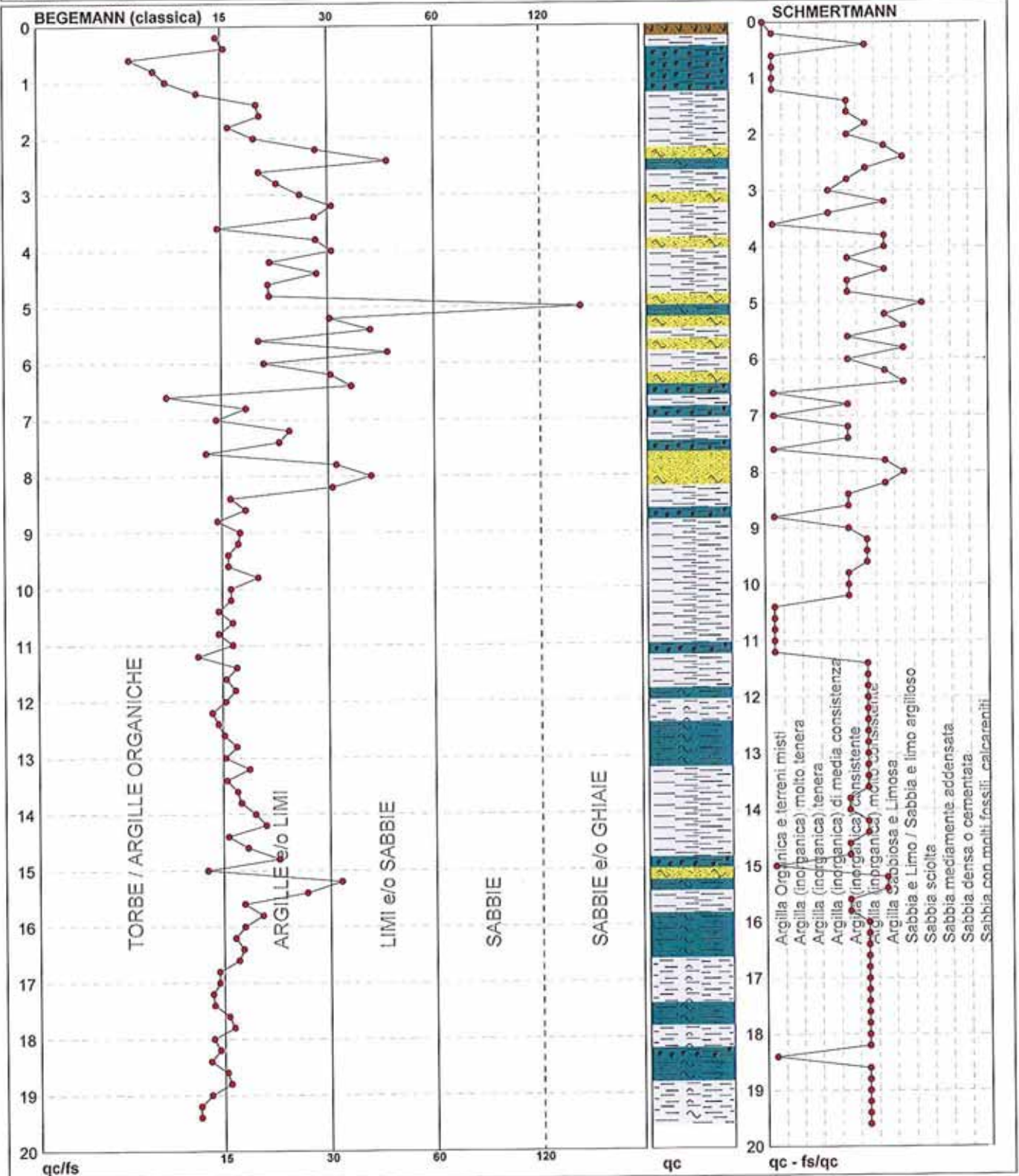
1

riferimento **613-2013**

certificato n°

Committente: **Studio tecnico**
Cantiere: **Studio terreno di fondazione**
Località: **Sollera**

U.M.: **MPa** Data eseg.: **03/12/2013**
Scala: **1:100**
Pagina: **3/4** Data certificato: **03/12/2013**
Elaborato: Falda: **-1.90 m da p.c.**



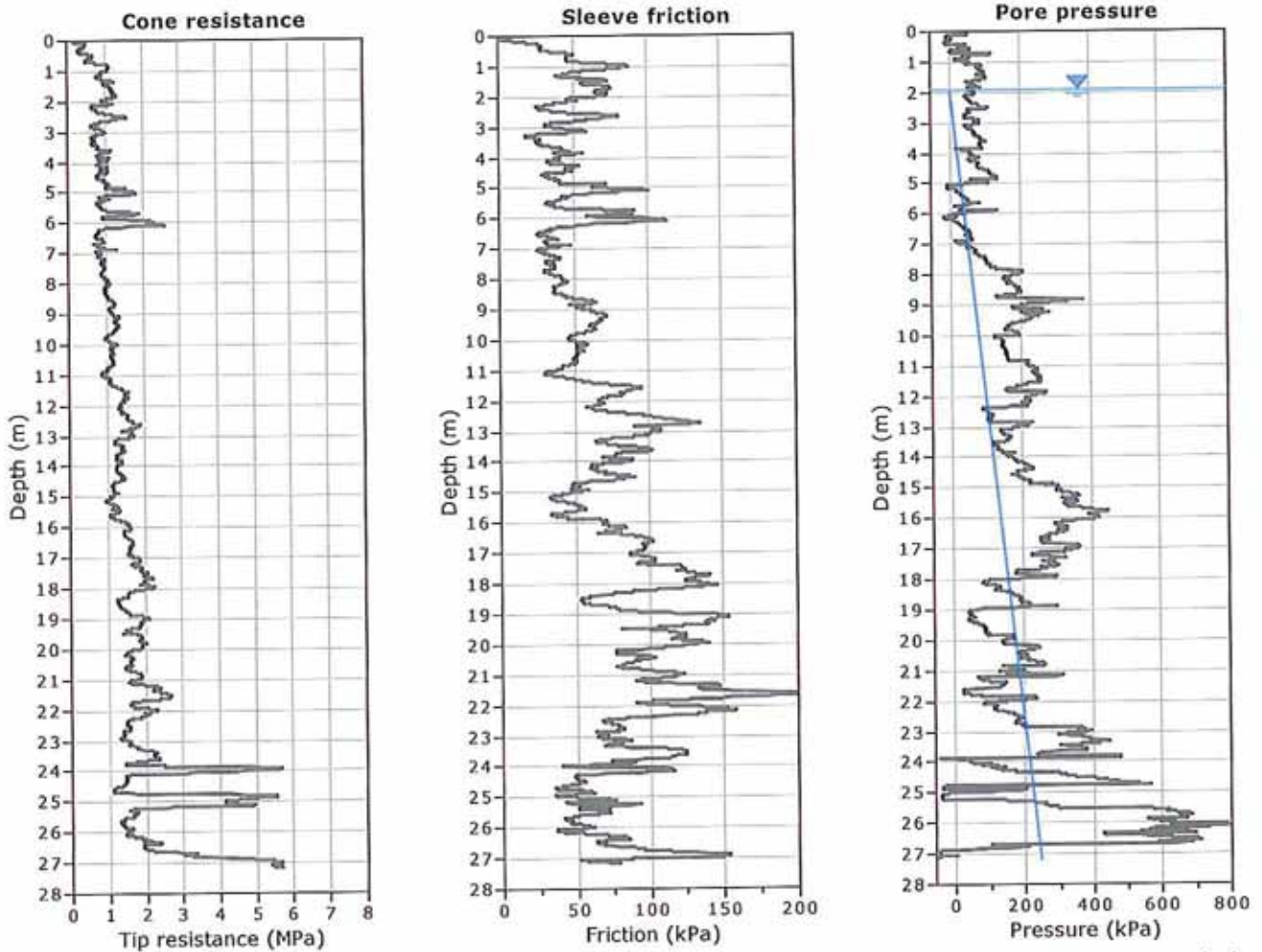
Torbe / Argille org. :	23 punti, 23.23%	Argilla Organica e terreni misti:	17 punti, 17.17%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	11 punti, 11.11%
Argille e/o Limi :	63 punti, 63.64%	Argilla (inorganica) media consist.:	2 punti, 2.02%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	5 punti, 5.05%
Limi e/o Sabbie :	10 punti, 10.10%	Argilla (inorganica) consistente:	24 punti, 24.24%	Sabbia sciolta:	1 punti, 1.01%
Sabbie e/o Ghiaie :	1 punti, 1.01%	Argilla (inorganica) molto consist.:	37 punti, 37.37%		

GEO GROUP s.r.l.

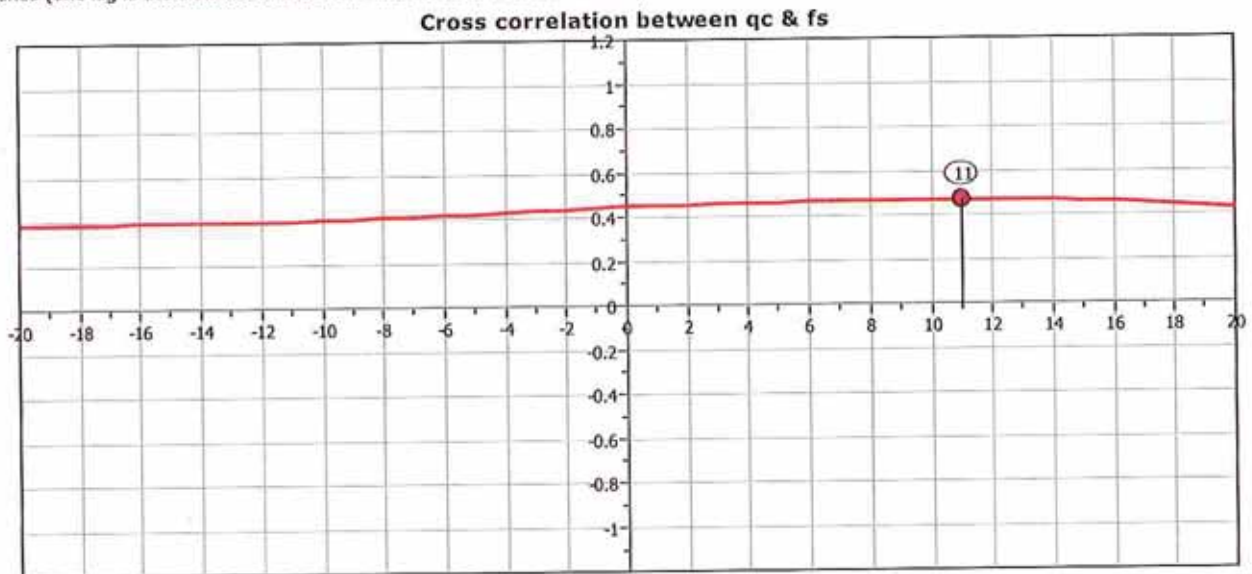
Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

CPTU

Project: **STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE**
 Location: **SOLIERA - v. Morello di Mezzo**



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





Geo Group S.r.l.
 182, v. Cesare Costa 41123 MODENA
 Tel 059/3967169 Fax 059/5332019
 e-mail geo.group@libero.it

Project: STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Location: SOLIERA - v. Morello di Mezzo

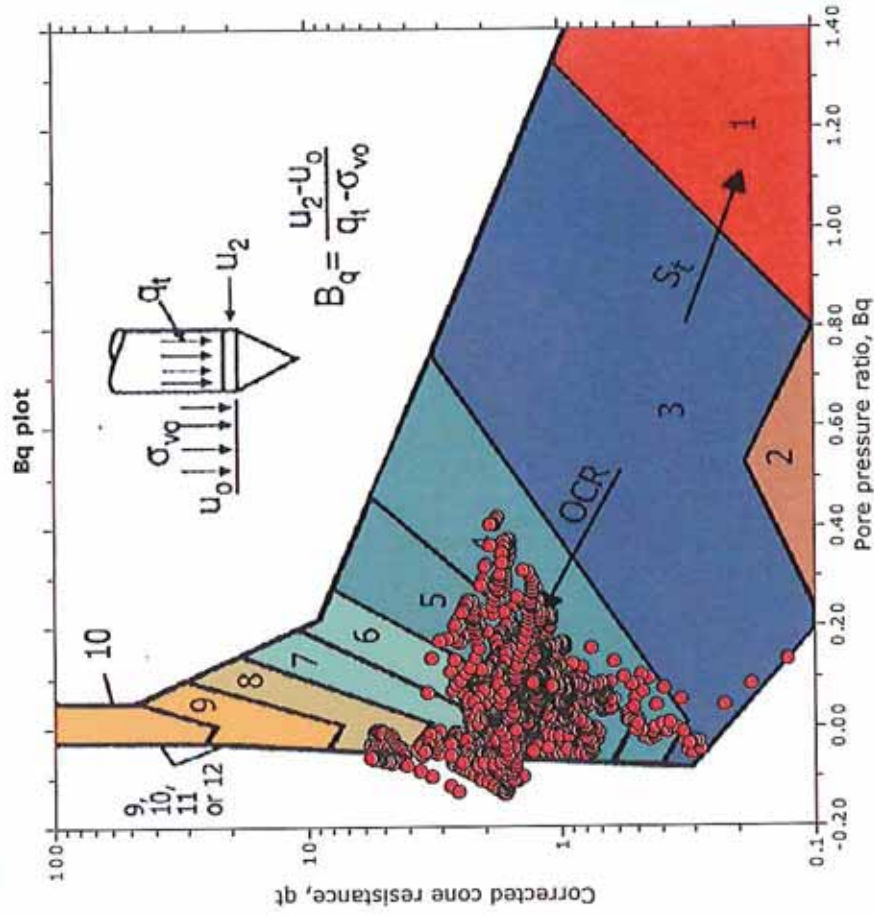
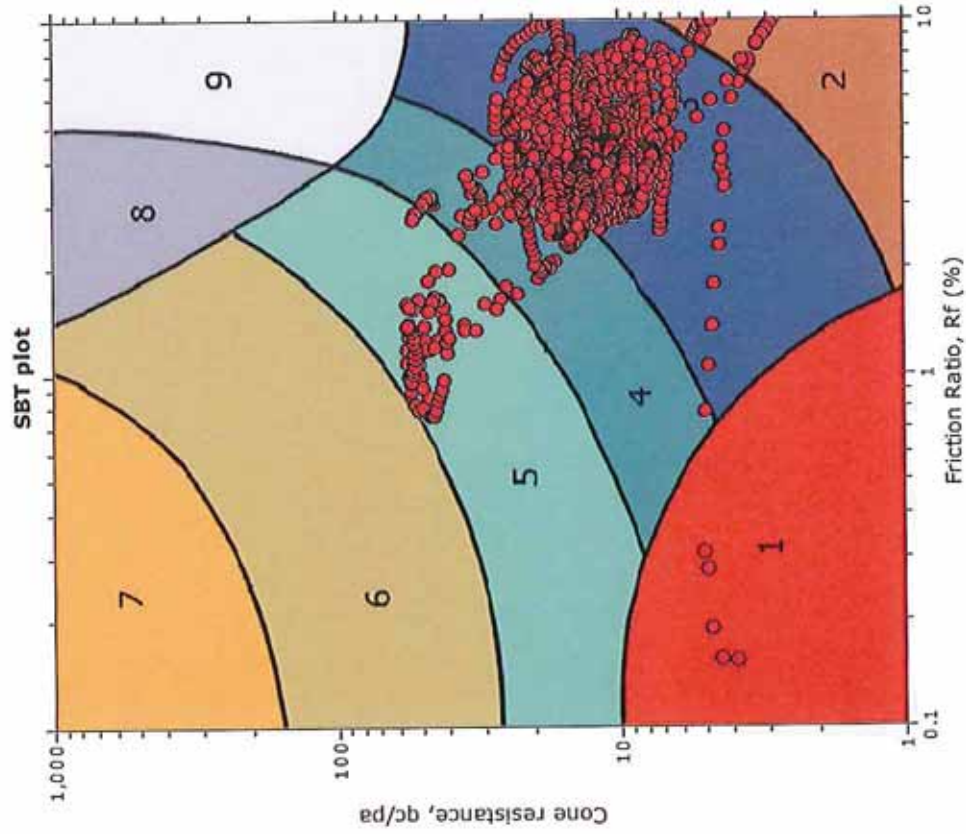
CPT: CPTU 1

Total depth: 27.19 m, Date: 05/12/2013

Cone Type: TGAS07B

Cone Operator: Dott. Geol. Leonardo Calzolari

SBT - Bq plots



SBT legend

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

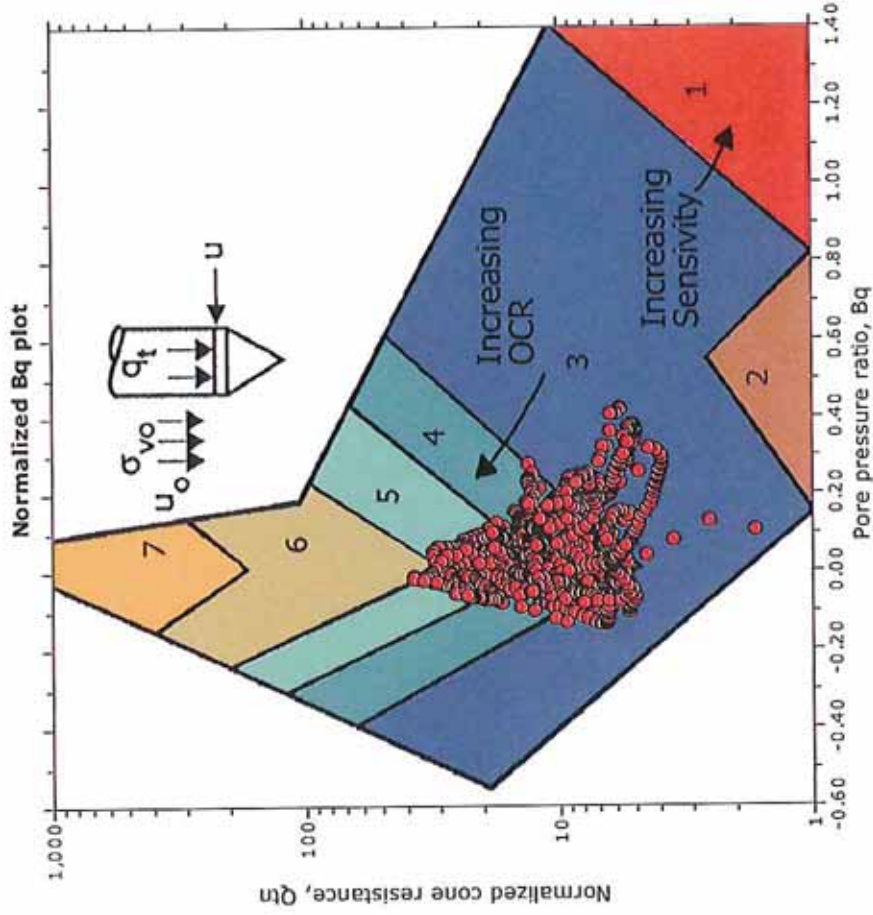
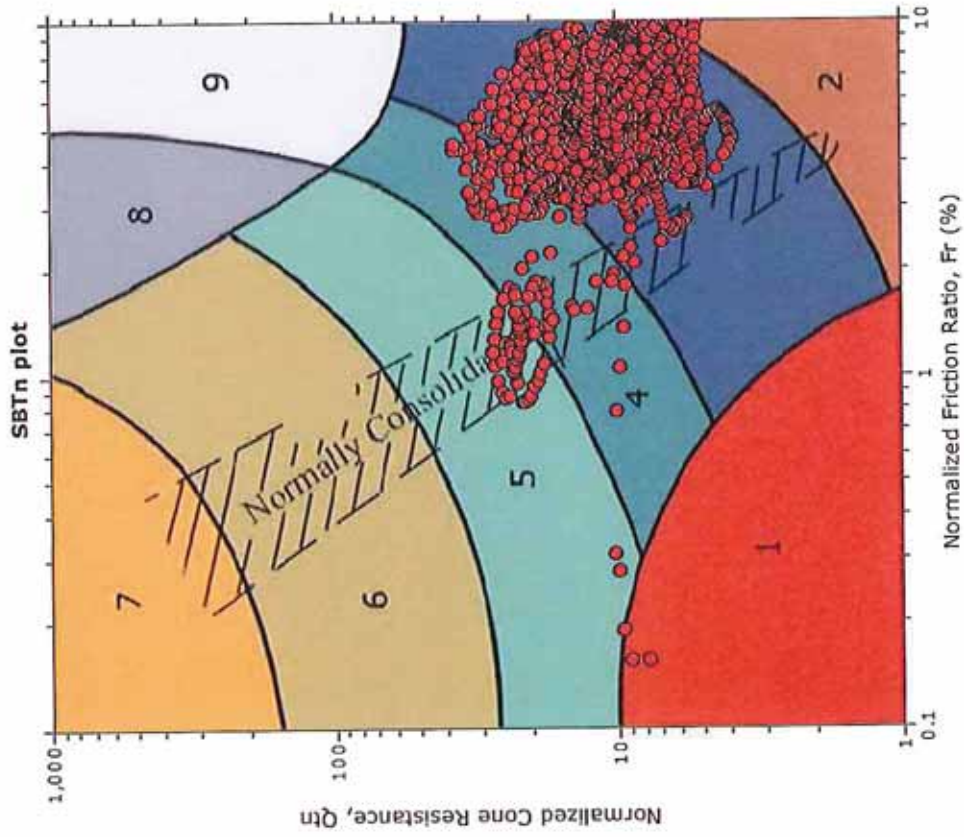


Geo Group S.r.l.
 182, v. Cesare Costa 41123 MODENA
 Tel 059/3967169 Fax 059/5332019
 e-mail geo.group@libero.it

Project: STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE
 Location: SOLIERA - v. Morello di Mezzo

CPT: CPTU 1
 Total depth: 27.19 m, Date: 05/12/2013
 Cone Type: TGAS07B
 Cone Operator: Dott. Geol. Leonardo Calzolari

SBT - Bq plots (normalized)



SBTn legend

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



Geo Group S.r.l.
 182, v. Cesare Costa 41123 MODENA
 Tel 059/3967169 Fax 059/5332019
 e-mail geo.group@libero.it

Ingegneria geotecnica e geofisica,
 consulenza geologica e geofisica

Project: STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Location: SOLLIERA - v. Morello di Mezzo

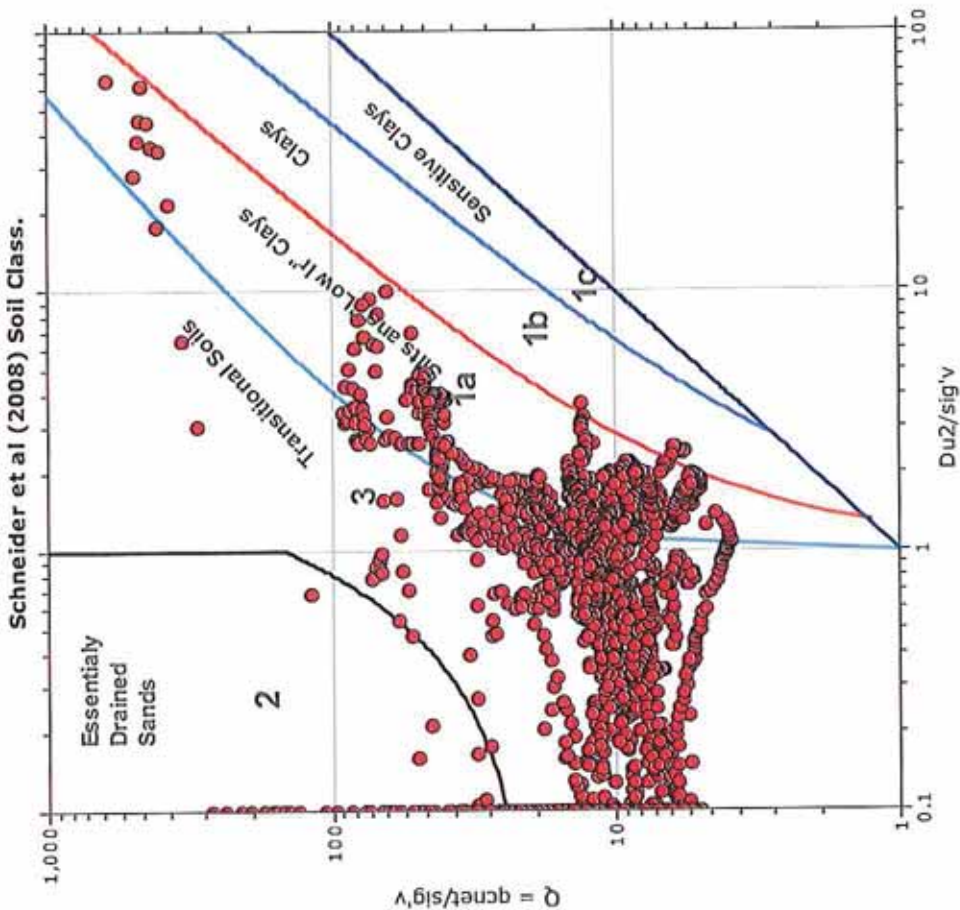
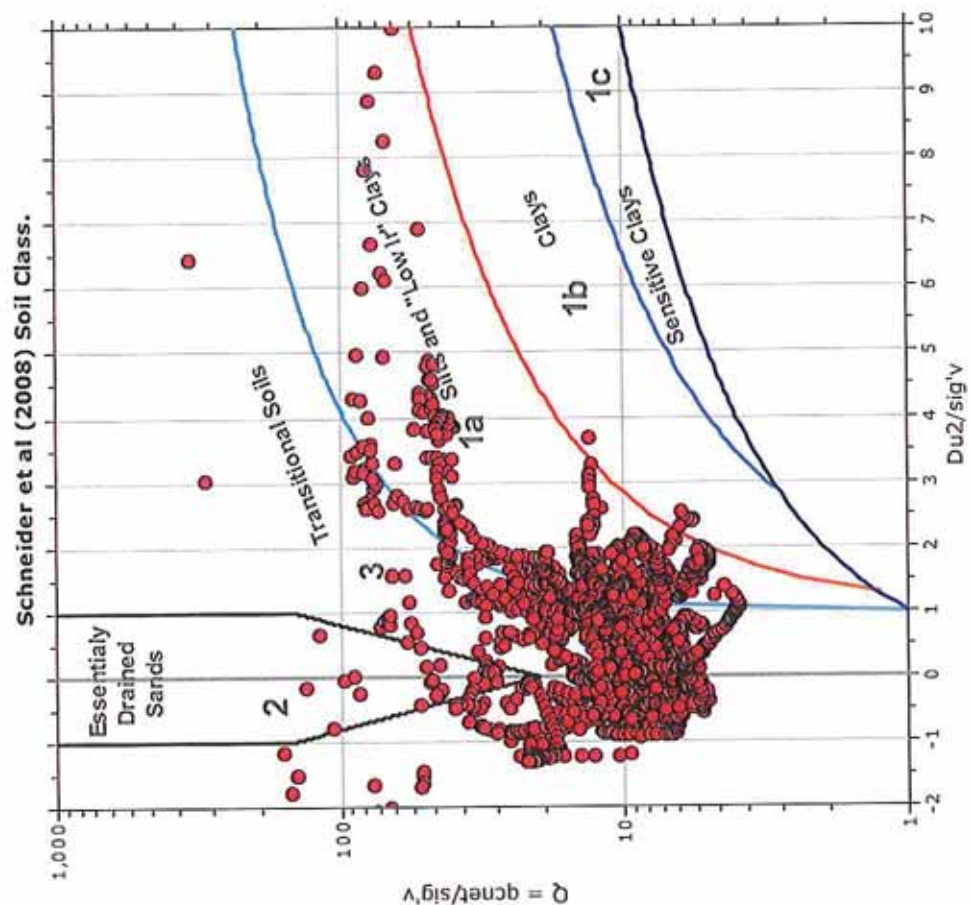
CPT: CPTU 1

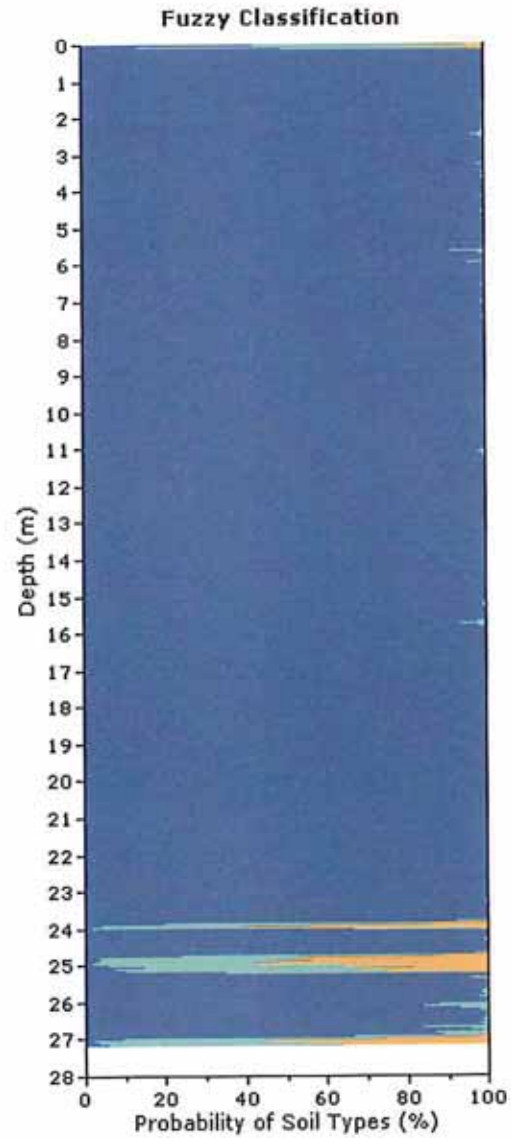
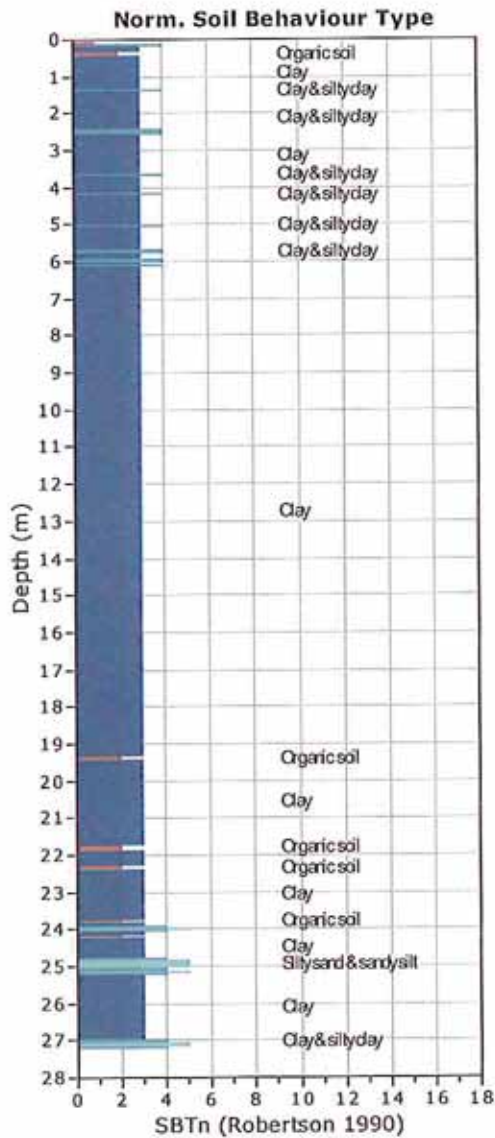
Total depth: 27.19 m, Date: 05/12/2013

Cone Type: TGAS07B

Cone Operator: Dott. Geol. Leonardo Calzolari

Bq plots (Schneider)



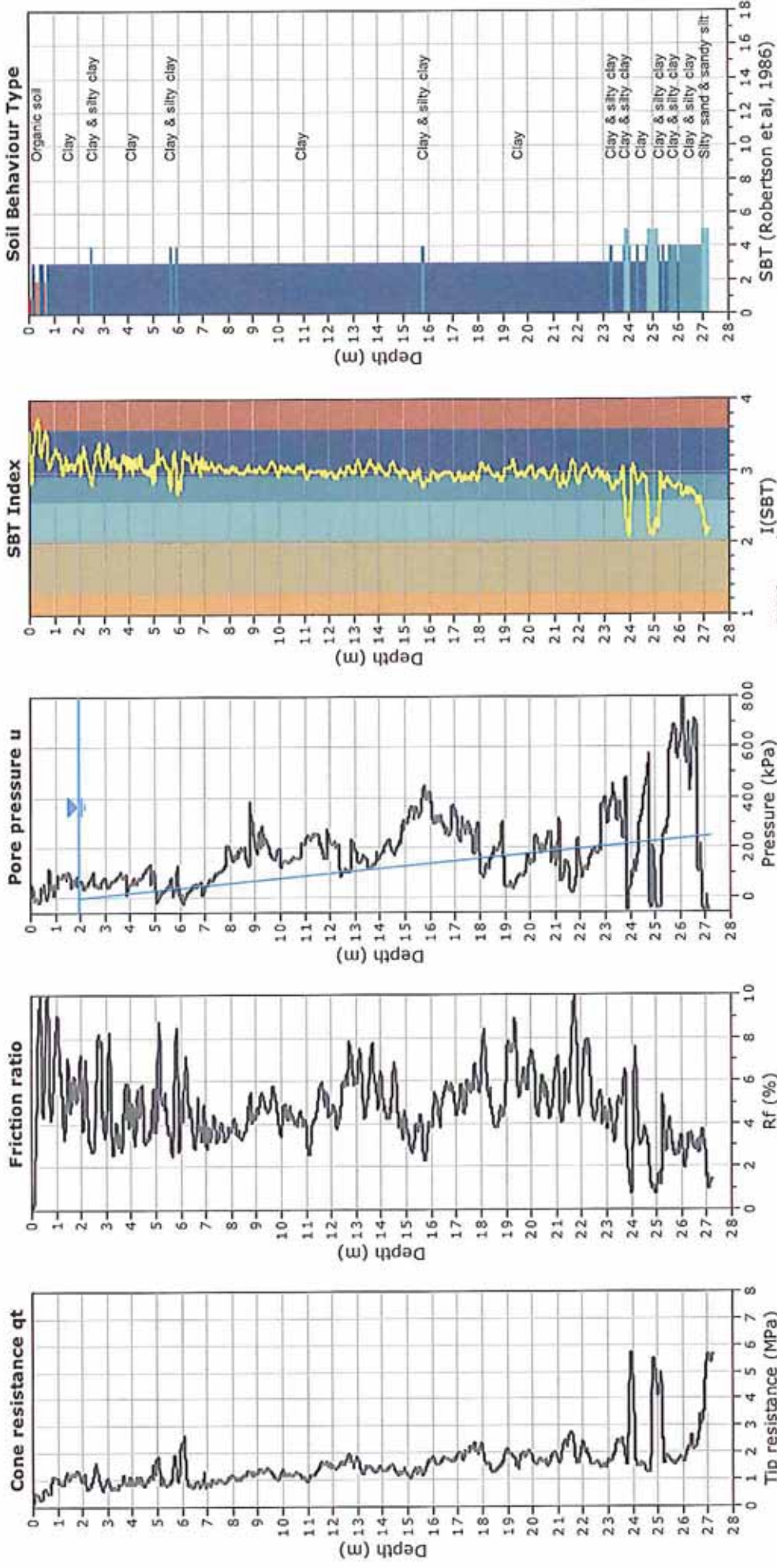




Geo Group S.r.l.
 182, v. Cesare Costa 41123 MODENA
 Tel 059/3967169 Fax 059/5332019
 e-mail geo.group@libero.it

Project: STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE
Location: SOLIERA - v. Morello di Mezzo

CPT: CPTU 1
 Total depth: 27.19 m, Date: 05/12/2013
 Cone Type: TGAS07B
 Cone Operator: Dott. Geol. Leonardo Calzolari



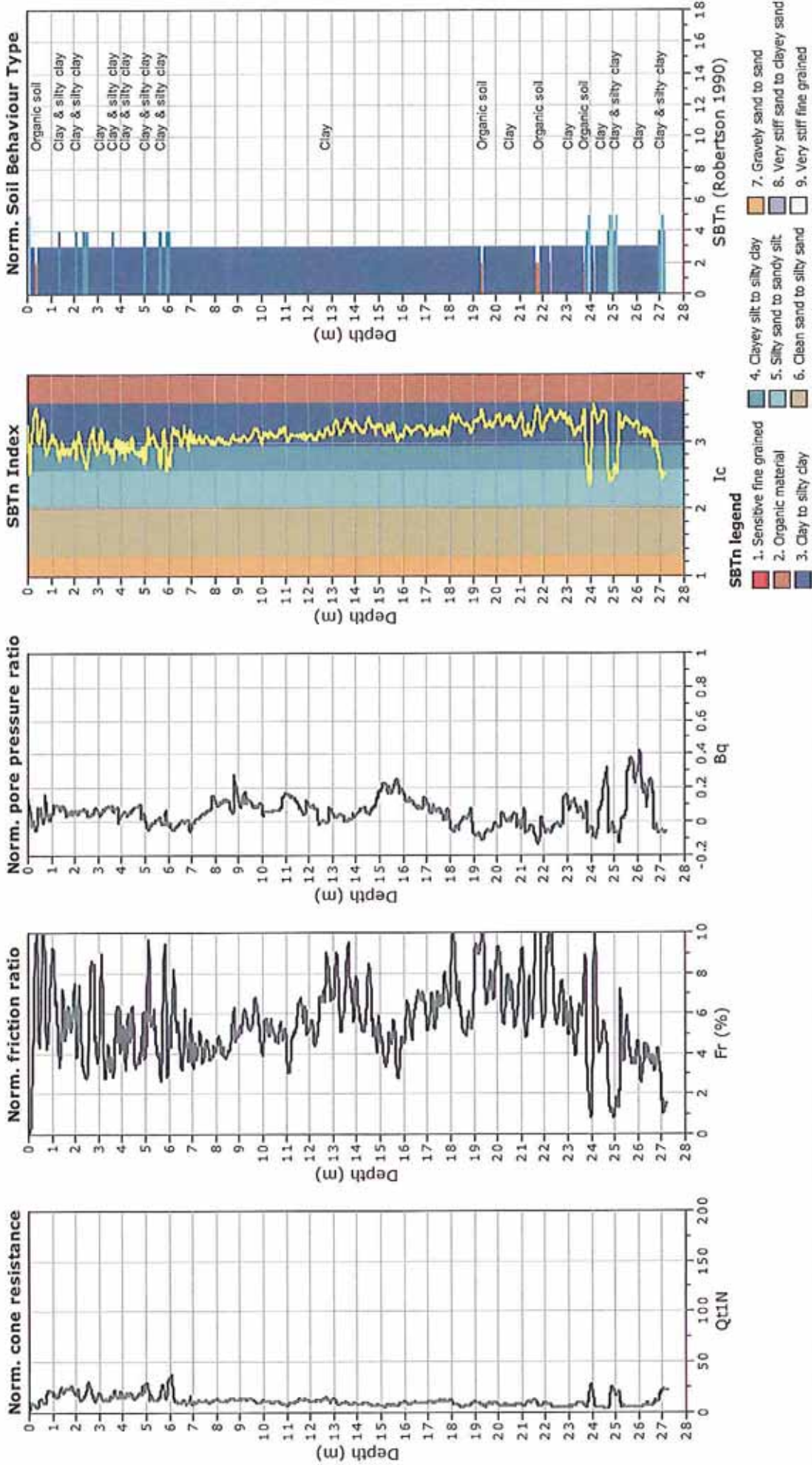
- SBT legend**
- 1. Sensible fine grained
 - 2. Organic material
 - 3. Clay to silty clay
 - 4. Clayey silt to silty clay
 - 5. Silty sand to sandy silt
 - 6. Clean sand to silty sand
 - 7. Gravely sand to sand
 - 8. Very stiff sand to clayey sand
 - 9. Very stiff fine grained



Geo Group S.r.l.
 182, v. Cesare Costa 41123 MODENA
 Tel 059/3967169 Fax 059/5332019
 e-mail geo.group@libero.it

Project: STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE
Location: SOLIERA - v. Morello di Mezzo

CPT: CPTU 1
 Total depth: 27.19 m, Date: 05/12/2013
 Cone Type: TGAS078
 Cone Operator: Dott. Geol. Leonardo Calzolari

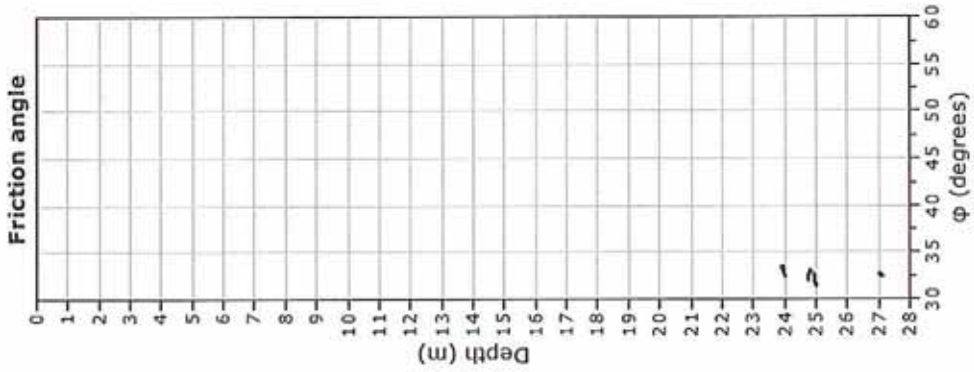
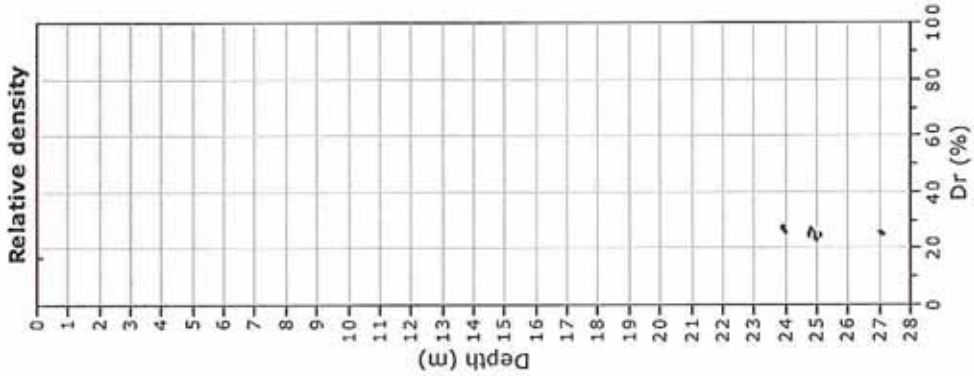
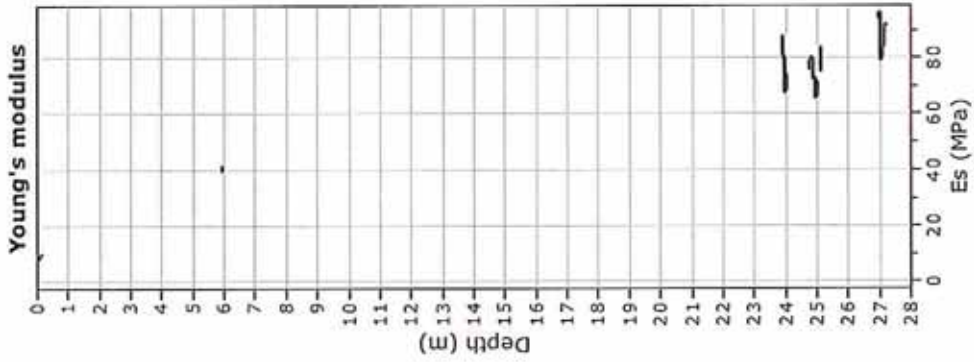
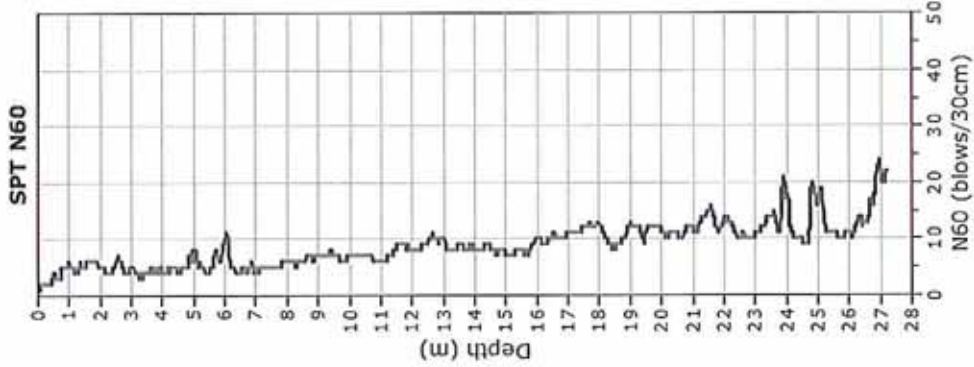
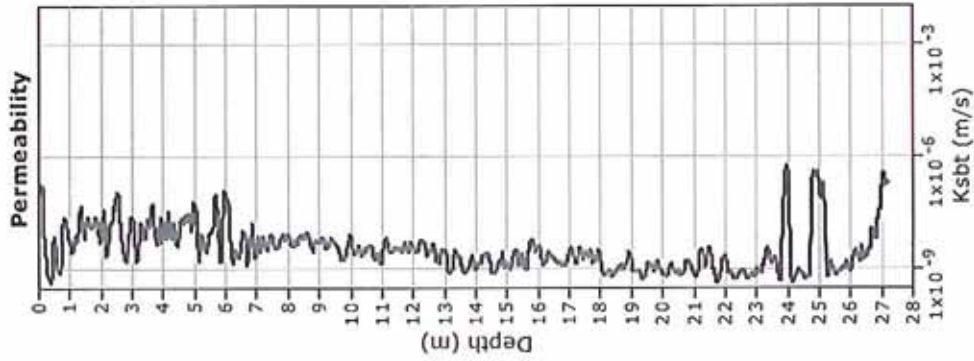




Geo Group S.r.l.
 182, v. Cesare Costa 41123 MODENA
 Tel 059/3967169 Fax 059/5332019
 e-mail geo.group@ilbero.it

Project: STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE
Location: SOLIERA - v. Morello di Mezzo

CPT: CPTU 1
 Total depth: 27.19 m, Date: 05/12/2013
 Cone Type: TGAS078
 Cone Operator: Dott. Geol. Leonardo Calzolari



Calculation parameters

Permeability: Based on SBT₆₀
 SPT N₆₀: Based on I_c and q_t
 Young's modulus: Based on variable alpha using I_c (Robertson, 2009) ● — User defined estimation data

Relative density constant, C_{dr}: 350.0

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)

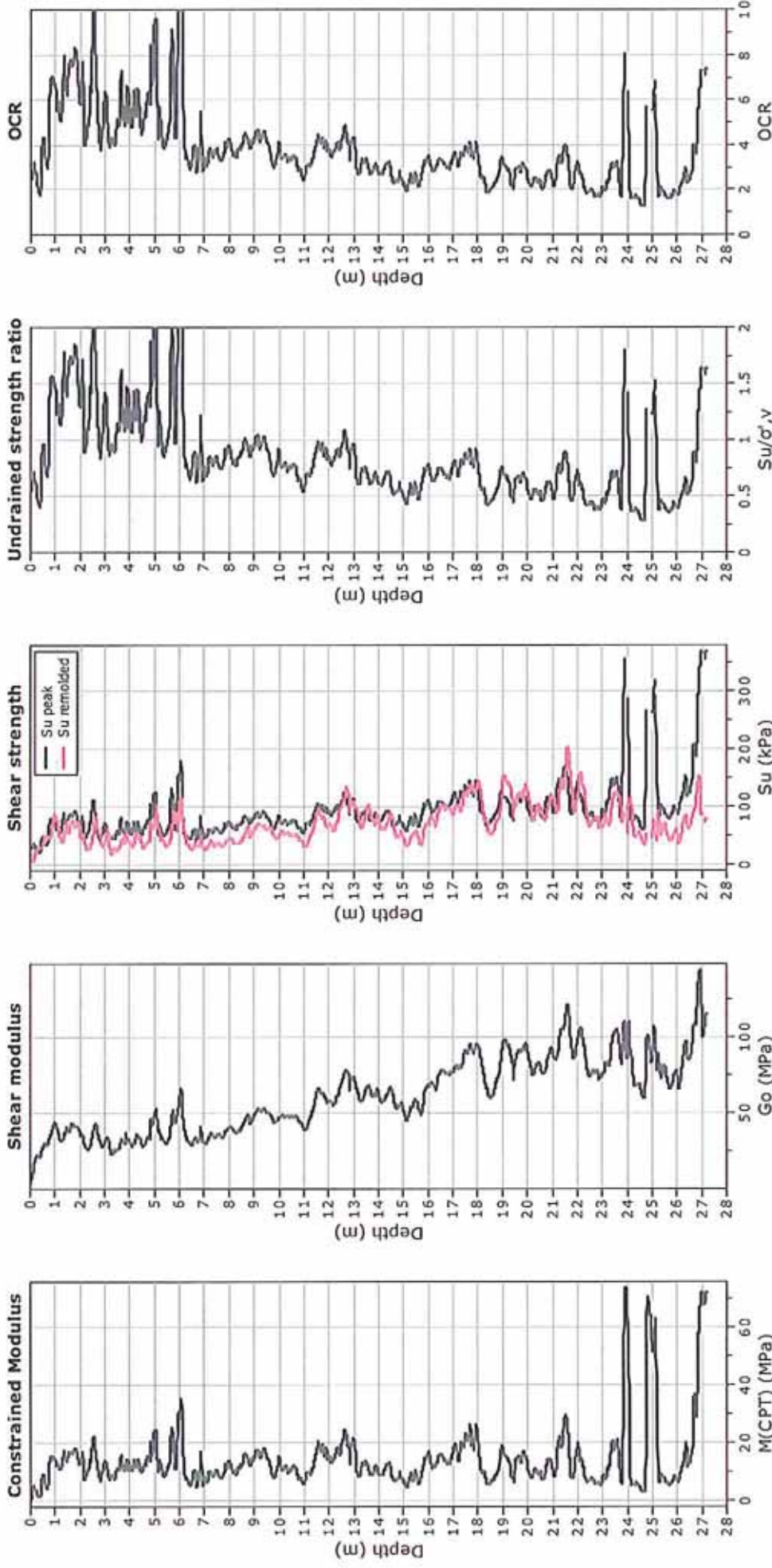
● — User defined estimation data



Geo Group S.r.l.
 182, v. Cesare Costa 41123 MODENA
 Tel 059/3967169 Fax 059/5332019
 e-mail geo.group@libero.it

Project: STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE
Location: SOLIERA - v. Morello di Mezzo

CPT: CPTU 1
 Total depth: 27.19 m, Date: 05/12/2013
 Cone Type: TGAS07B
 Cone Operator: Dott. Geol. Leonardo Calzolari



Calculation parameters

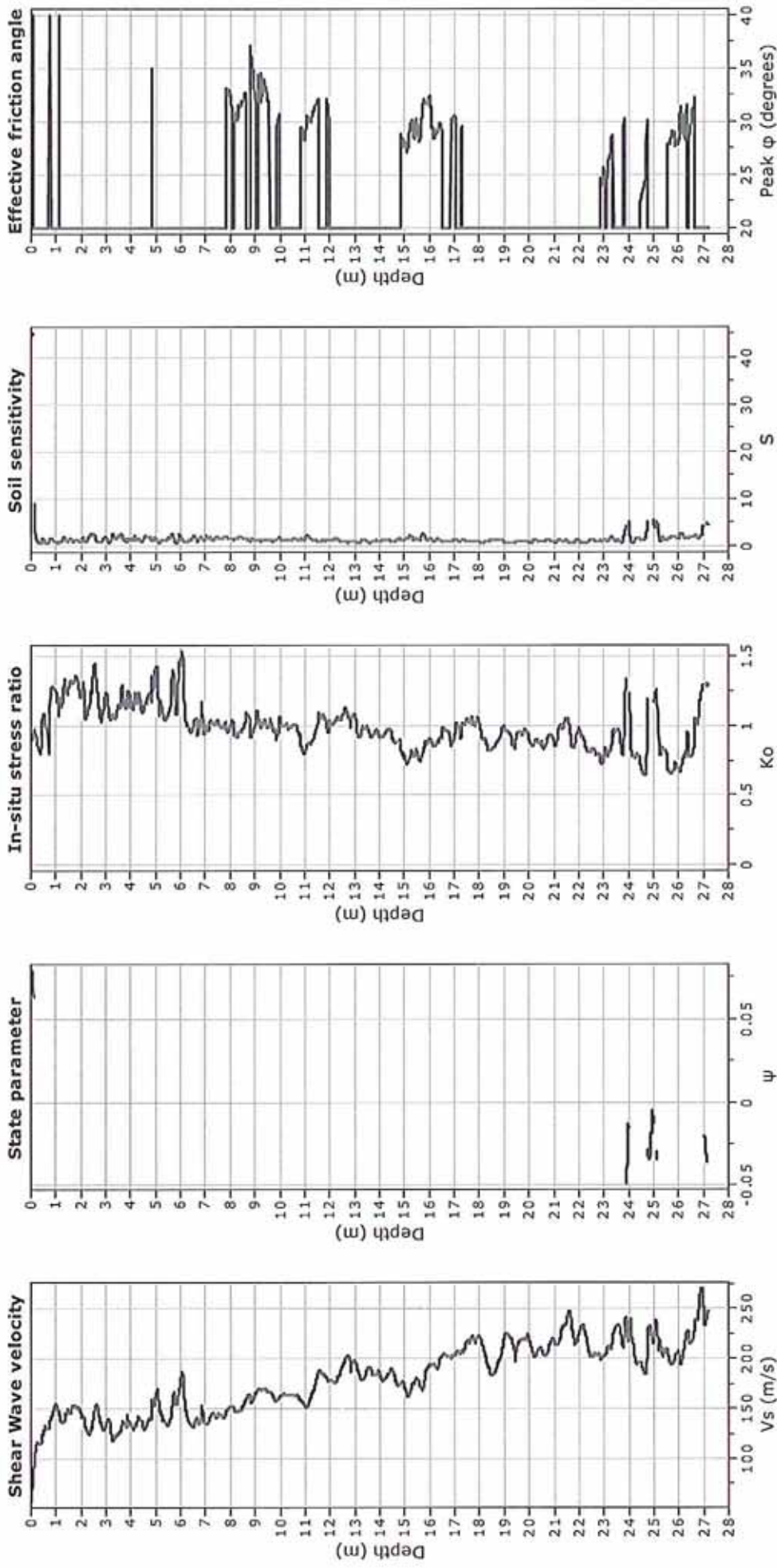
Constrained modulus: Based on variable α/β using I_c and Q_m (Robertson, 2009)
 Go: Based on variable α/β using I_c (Robertson, 2009)
 Undrained shear strength cone factor for clays, N_{sk} : 14
 OCR factor for clays, N_{sk} : 0.32
 —●— User defined estimation data



Geo Group S.r.l.
 182, v. Cesare Costa 41123 MODENA
 Tel 059/3967169 Fax 059/5332019
 e-mail geo_group@libero.it

CPT: CPTU 1
 Total depth: 27.19 m, Date: 05/12/2013
 Cone Type: TGAS07B
 Cone Operator: Dott. Geol. Leonardo Calzolari

Project: STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE
Location: SOLIERA - v. Morello di Mezzo



Calculation parameters

Soil Sensitivity factor, N_s : 7.00

—●— User defined estimation data

Presented below is a list of formulas used for the estimation of various soil properties. The formulas are presented in SI unit system and assume that all components are expressed in the same units.

:: Unit Weight, g (kN/m³) ::

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

where g_w = water unit weight

:: Permeability, k (m/s) ::

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52 - 1.37 \cdot I_c}$$

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

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

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

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

(applicable only to $I_c < I_{c_cutoff}$)

:: Relative Density, Dr (%) ::

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

:: State Parameter, ψ ::

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

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

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

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

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

If $I_c > 2.20$

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

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

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

If $I_c \leq 2.20$

$$M_{CPT} = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) ::

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) ::

$$V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$$

:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) ::

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

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

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

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

:: Overconsolidation Ratio, OCR ::

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

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

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

:: In situ Stress Ratio, K_0 ::

$$K_0 = 0.1 \cdot \left(\frac{q_t - \sigma_v}{\sigma_{vo}} \right)$$

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

:: Soil Sensitivity, S_t ::

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

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

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

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable for $0.10 < B_q < 1.00$)

References

- Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 4th Edition, July 2010
- Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337-1355 (2009)

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 2

Indagini sismiche

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

***Indagine sismica a rifrazione Multichannel
Analysis of Surface Waves
(MASW)***



GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 - 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 - 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 - www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

ANALISI SISMICA DI SITO SECONDO METODOLOGIA M.A.S.W.

Cantiere: Soliera, via Morello di Mezzo

Operatori: D.ssa Sonia Gilioli

Data: 02/12/2013

Lavoro: Studio terreno di fondazione

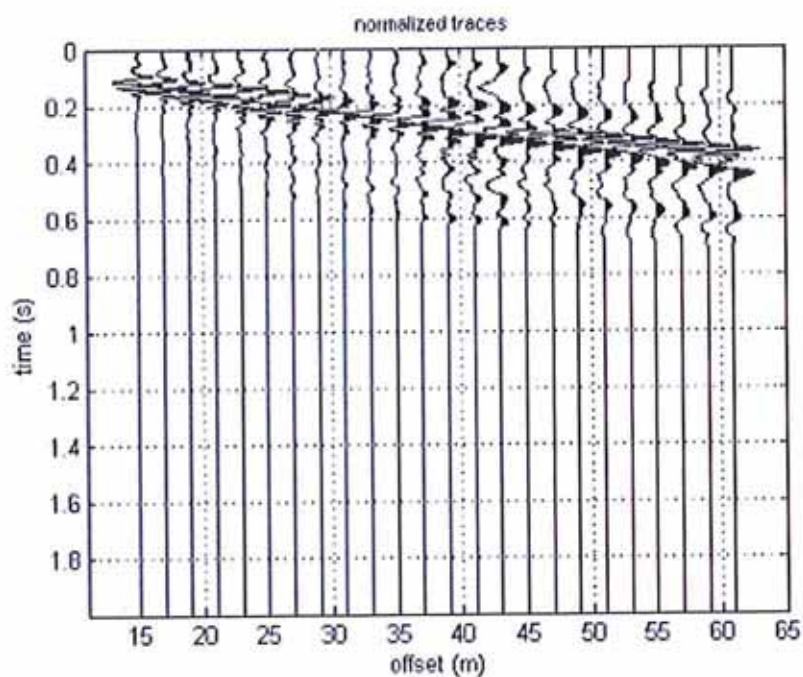
Elaborazione: D.ssa Sonia Gilioli

Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

CERTIFICATO
391_M_13



UBICAZIONE DELLO STENDIMENTO SISMICO IMPIEGATO





GEO GROUP s.r.l.

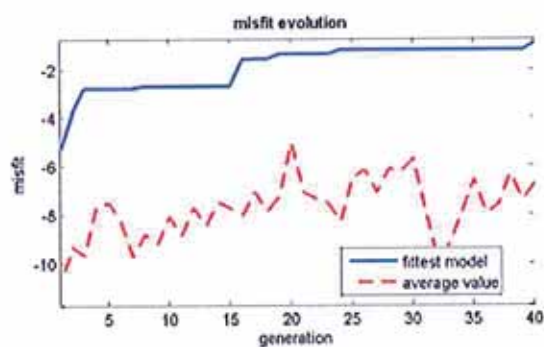
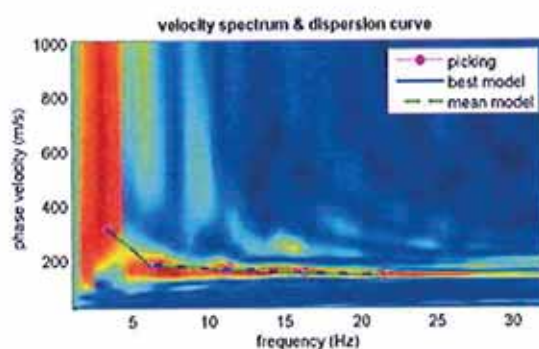
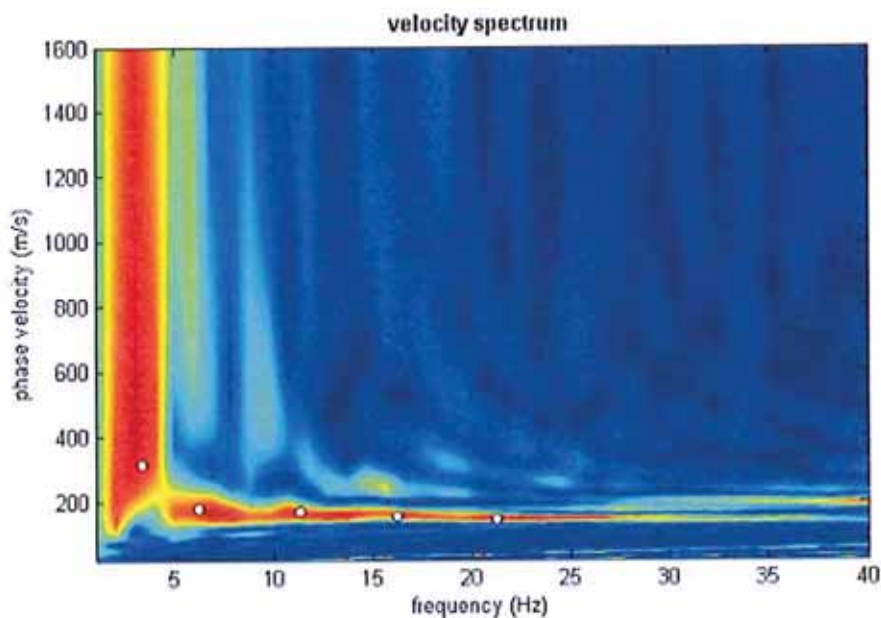
Sede Legale: via C. Costa, 182 -- 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 -- 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 -- www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

SPETTRO RELATIVO ALLE VELOCITA' DI FASE, REGISTRATE NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE



www.winmasw.com



GEO GROUP s.r.l.

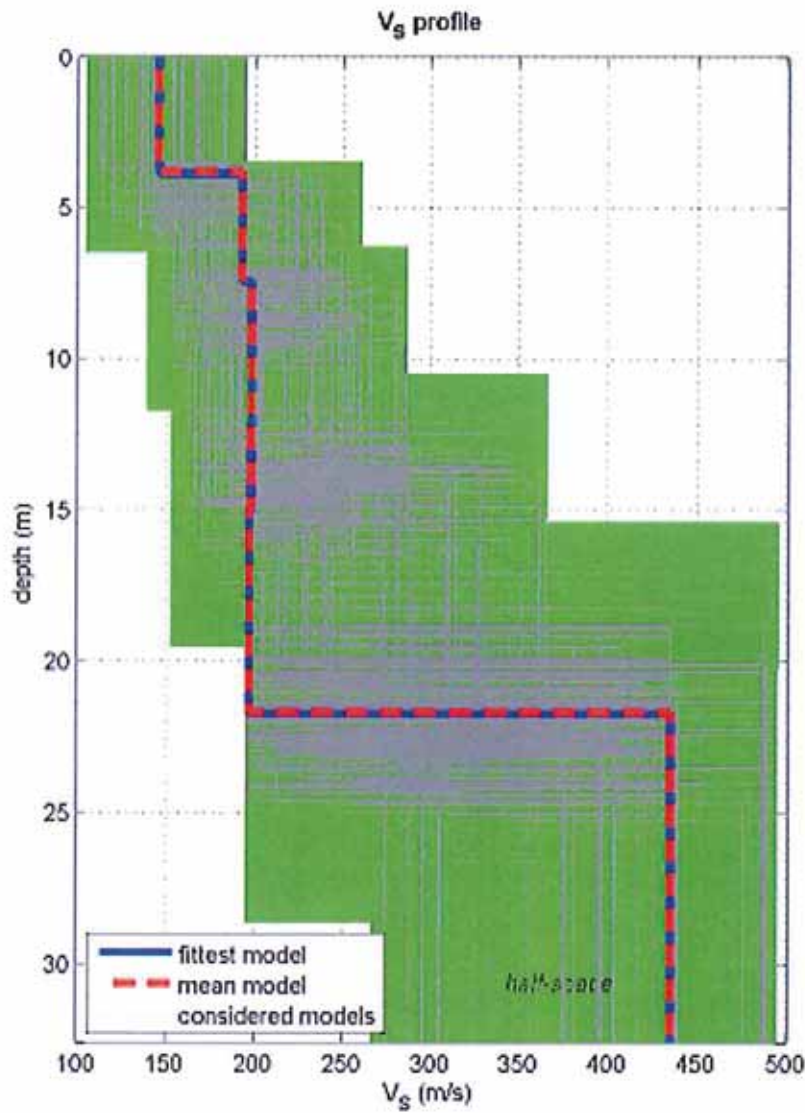
Sede Legale: via C. Costa, 182 - 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 - 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

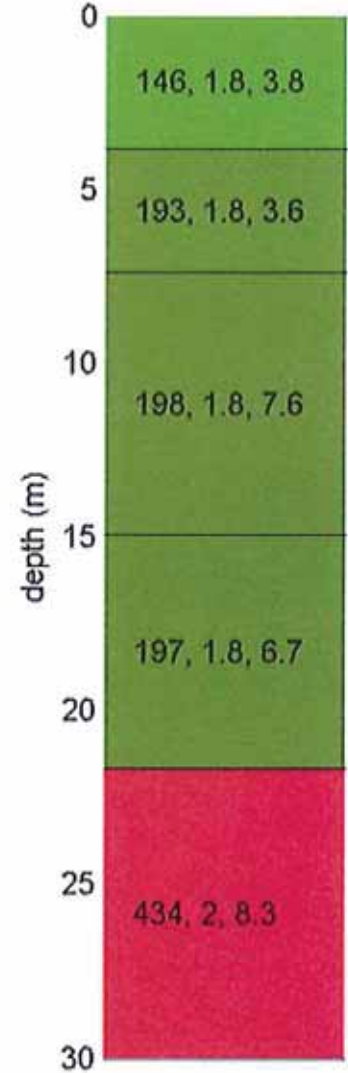
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 - www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

MODELLO Vs30 DERIVATO DALL'INDAGINE MASW ESEGUITA



Subsurface model



dataset: 71-15.dat

dispersion curve: pick1.cdp

Vs30 (best model): 220 m/s

Vs30 (mean model): 220 m/s

V_s	density	thickness
(m/s)	(gr/cm^3)	(m)

BEST MODEL
Vs30 = 220 m/s

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

Indagine sismica a rifrazione Multichannel (Re.Mi.)

**GEO GROUP s.r.l.**

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: geo.group@libero.it**Indagine sismica Re.Mi. n. 1**

Pagina 1/3

RIFERIMENTO Rif. 750/13Committente: **Geo Group Srl**Località: **Soliera (MO)**Cantiere: **Via Morello, Ditta VECA**Data prova: 02/12/2013Data emissione rapporto di prova: 09/12/2013Lunghezza stendimento (m): **115**Sostegni in acciaio: **no**N. geofoni: **24**Spaziatura geofoni: **5 m**Offset (m): **1 m****Attrezzatura utilizzata**

- Sismografo Geode a 24 canali, le cui caratteristiche compaiono nella scheda allegata;
- N. 24 Geofoni "Geospace" a 14 Hz;
- Stendimento di lunghezza 115 m, costituito da 24 geofoni da 14 Hz, distanziati 5,0 m.

Metodologia di indagine

L'analisi dei microtremori viene effettuata utilizzando la strumentazione per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno con array lineare, di 24 geofoni a bassa frequenza di risonanza (14 Hz), con tempo di registrazione (15-30s).

Nello specifico si realizza uno stendimento da 115 m, costituito da 24 geofoni da 14 Hz, distanziati 5,0 m, utilizzando un tempo di registrazione pari a 30 secondi, per un totale di 8 campionamenti.

Si sono registrate onde di superficie il cui contenuto in frequenza copre un range da 35 Hz fino a 2 Hz.

L'elaborazione del segnale acquisito in campagna consiste nell'operare una trasformata bidimensionale "slowness-frequency"(p-f) che analizza l'energia di propagazione del rumore in entrambe le direzioni della linea sismica mediante apposito software SeisOptim ReMi Versione 5.0.

Norme di riferimento

- ASTM D5777-00 "Standard guide for using refraction method for sub-surfaces investigations";
- Louie J. N. (2001) – "Faster, better: shear-waves velocity to 100 meters depth from refraction microtremors arrays"

Eventuali variazioni, aggiunte, esclusioni

-

Annotazioni, anomalie riscontrate e/o incertezze nelle misure

Nel corso della prova non si sono riscontrate anomalie nelle misure.

Incertezza associata alle misure: **10%**. Tale valore di incertezza di misura è espresso come due volte lo scarto tipo ($k=2$) corrispondente, nel caso di distribuzione normale, a un livello di confidenza di circa il 95%.

RESPONSABILE

Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

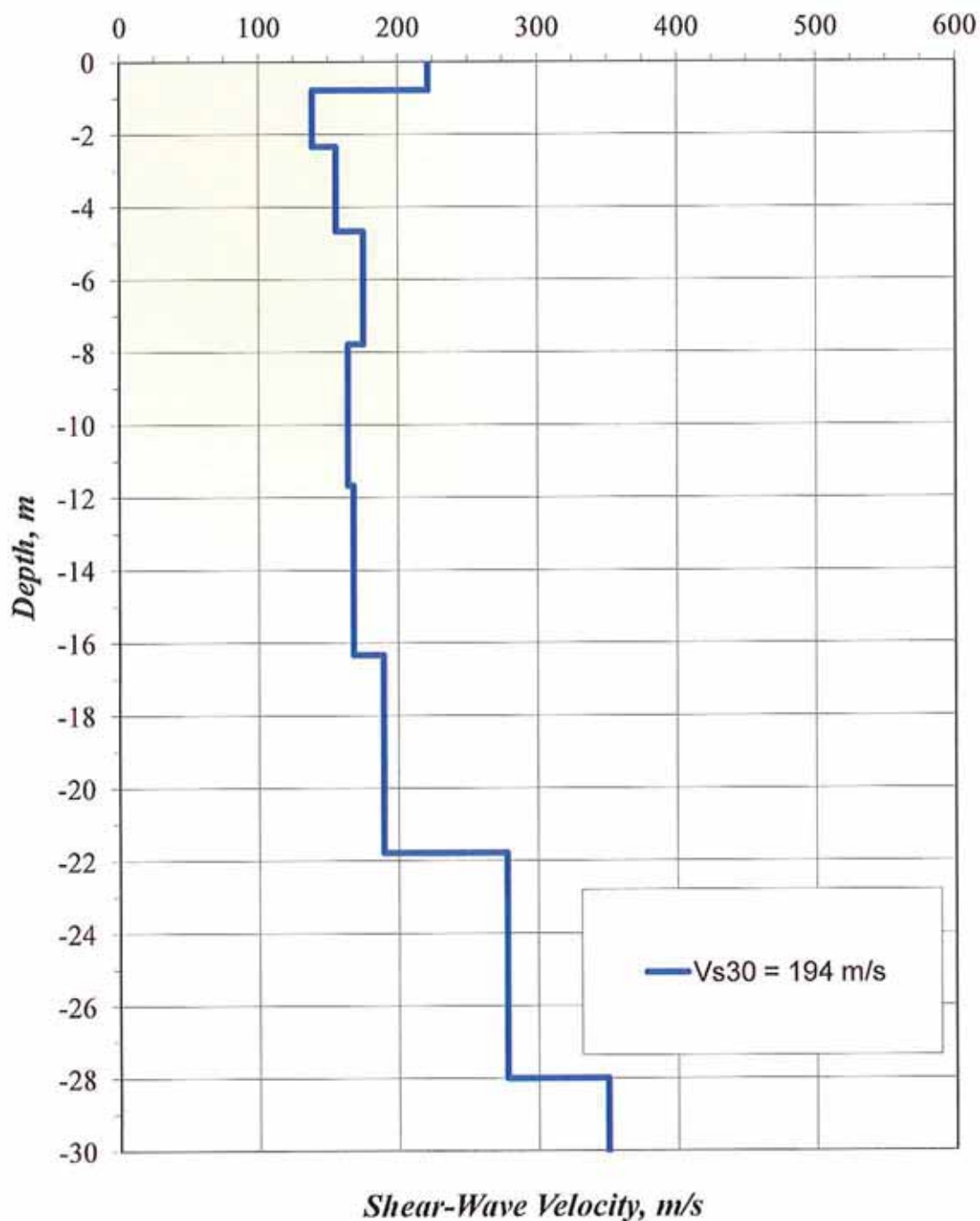
I TECNICI DI CANTIERE

Dott.ssa Sonia Gilioli

ELABORAZIONE

Dott.ssa Erika Parmeggiani

Soliera (MO), Via Morello, Ditta VECA



GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

Indagine sismica passiva Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSR) – metodo di Nakamura



GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

1

Dati generali

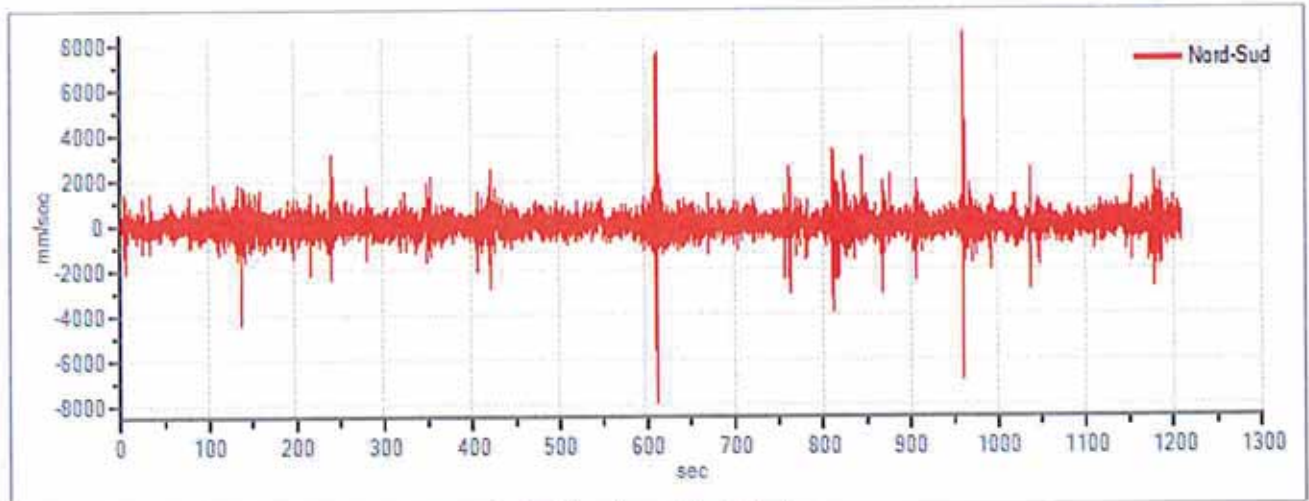
Nome progetto: Riferimento n°353_13
Committente: Studio tecnico
Cantiere: Studio terreno di fondazione
Località: Soliera (MO), Via Morello, Ditta VECA
Operatore: Dott.ssa Erika Parmeggiani
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari
Data: 6/12/2014

Tracce in input

Dati riepilogativi:

Numero tracce: 3
Durata registrazione: 1210 s
Frequenza di campionamento: 78.00 Hz
Numero campioni: 94380
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

Grafici tracce:



Traccia in direzione Nord-Sud



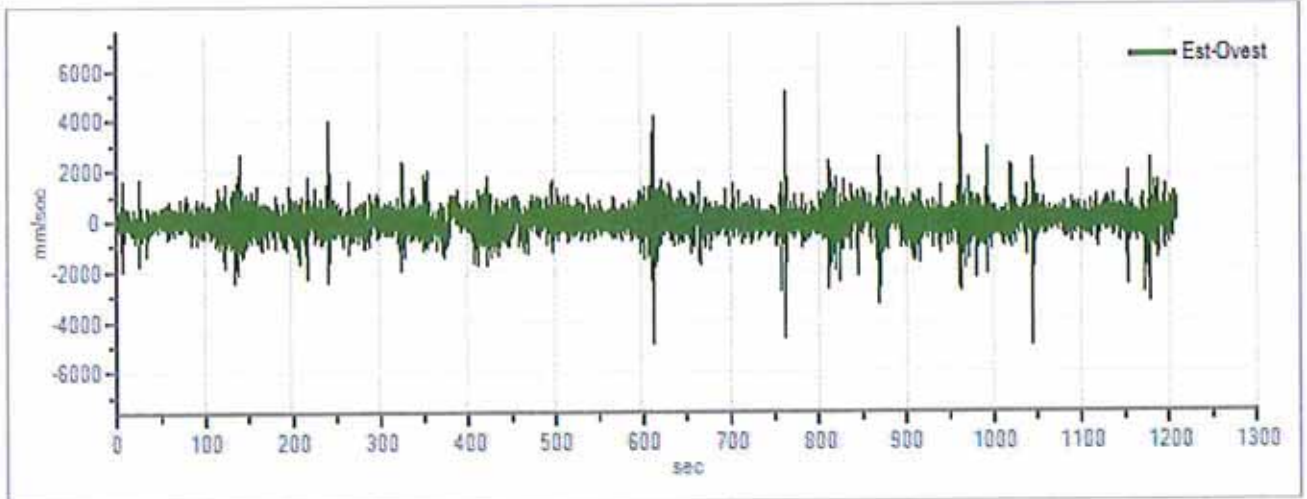
GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

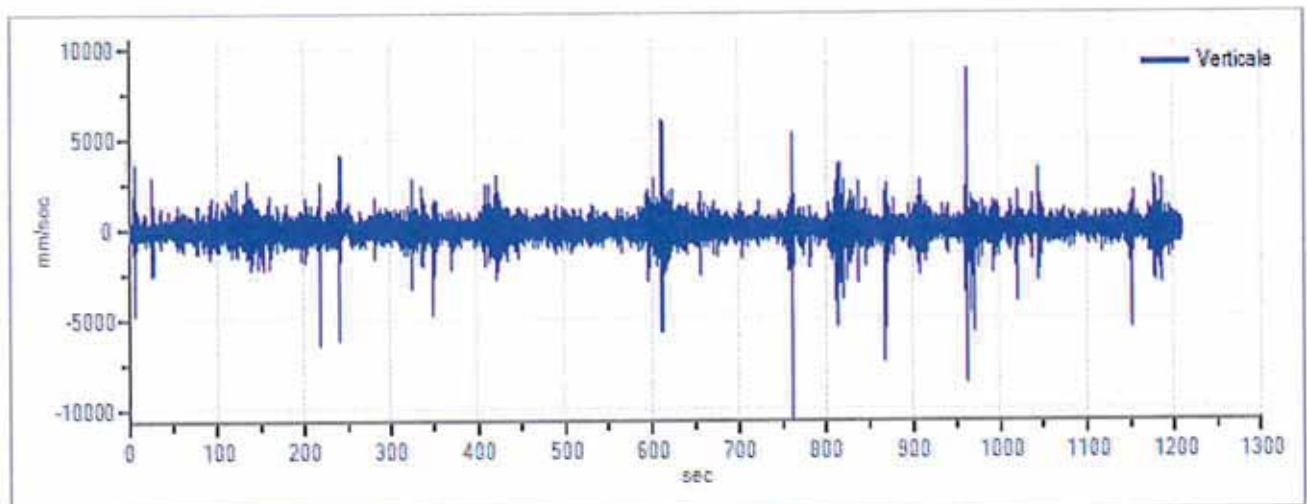
Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it



Traccia in direzione Est-Ovest



Traccia in direzione Verticale

Finestre selezionate

Dati riepilogativi:

Numero totale finestre selezionate: 60
Numero finestre incluse nel calcolo: 60
Dimensione temporale finestre: 20.000 s
Tipo di lisciamiento: Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamiento: 10.00 %
Coefficiente di banda: 40.00



GEO GROUP s.r.l.

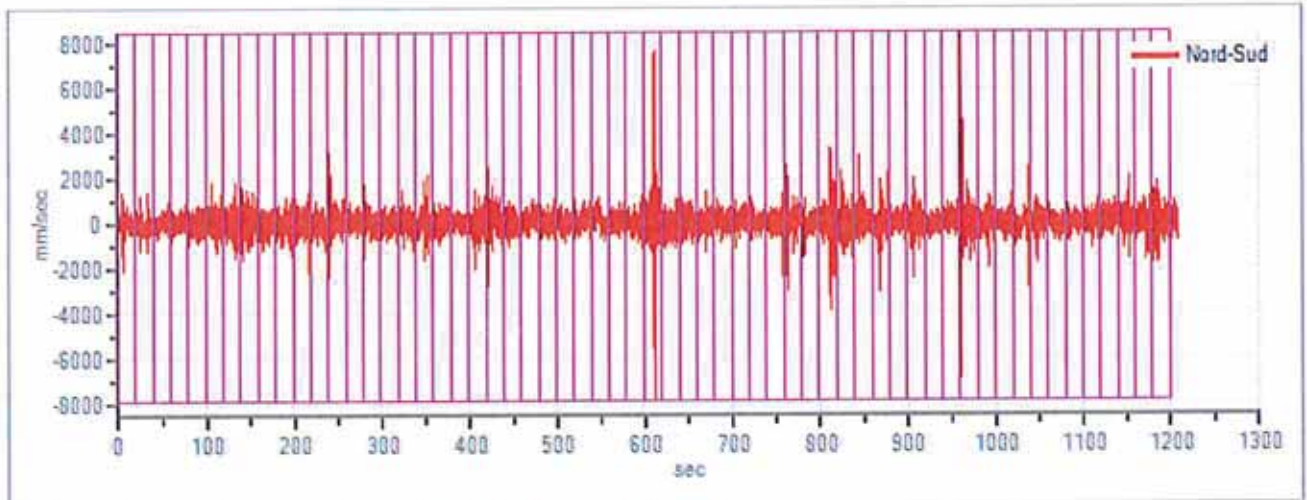
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

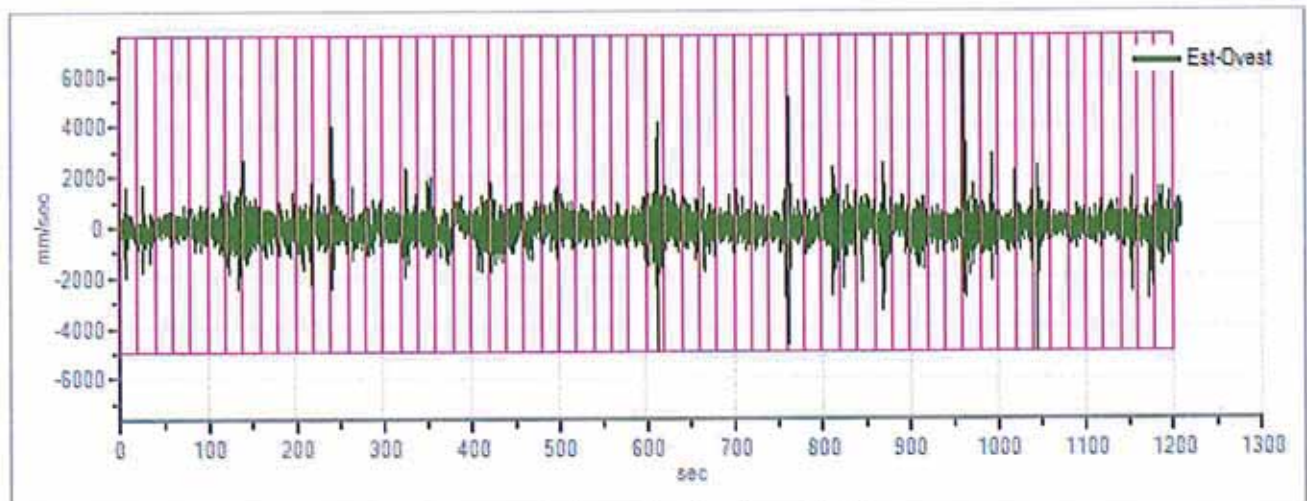
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

Grafici tracce con finestre selezionate:



Traccia e finestre selezionate in direzione Nord-Sud



Traccia e finestre selezionate in direzione Est-Ovest



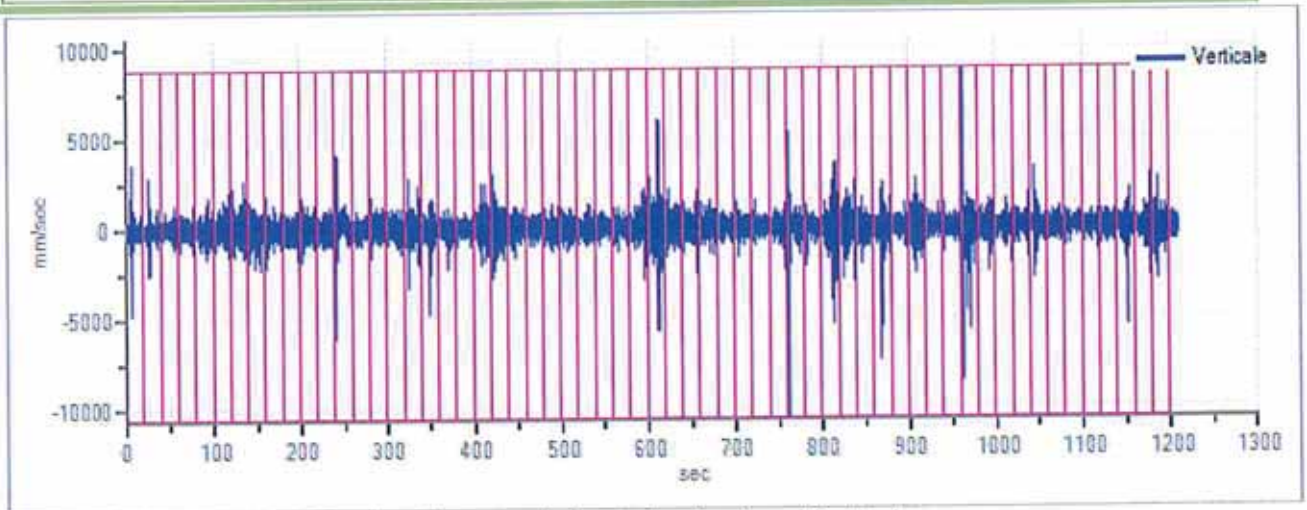
GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

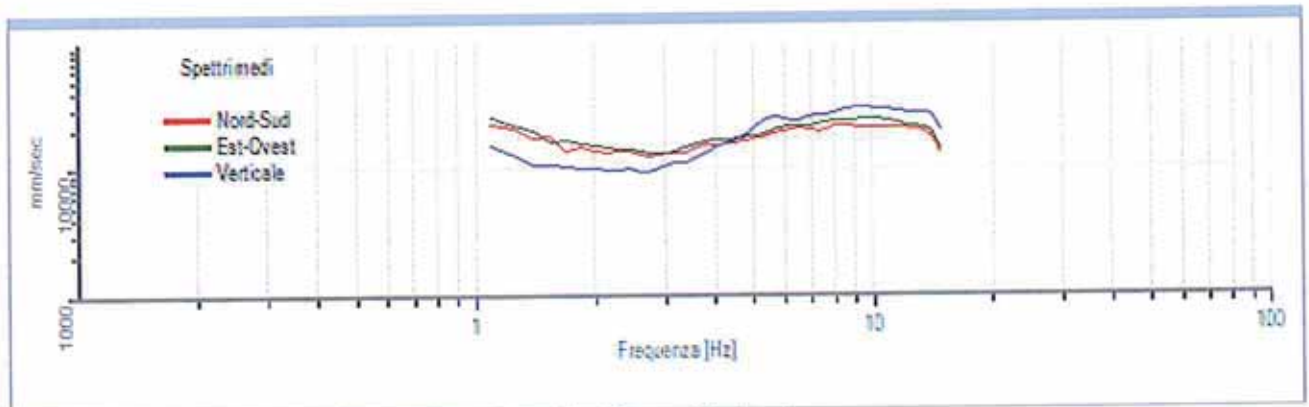
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

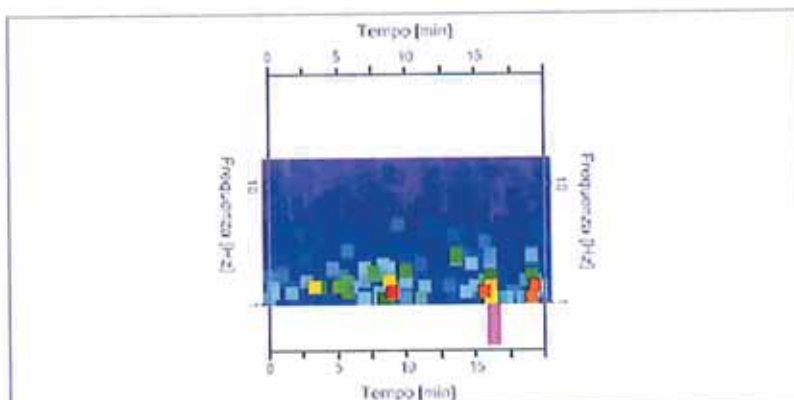


Traccia e finestre selezionate in direzione Verticale

Grafici degli spettri



Spettri medi nelle tre direzioni



Mapa della stazionarietà degli spettri



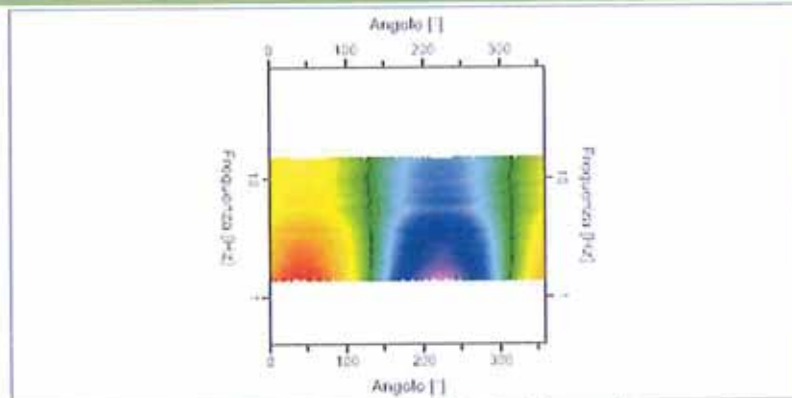
GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 - 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 - 41051 Castelnovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 - www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it



Mappa della direzionalità degli spettri

Rapporto spettrale H/V

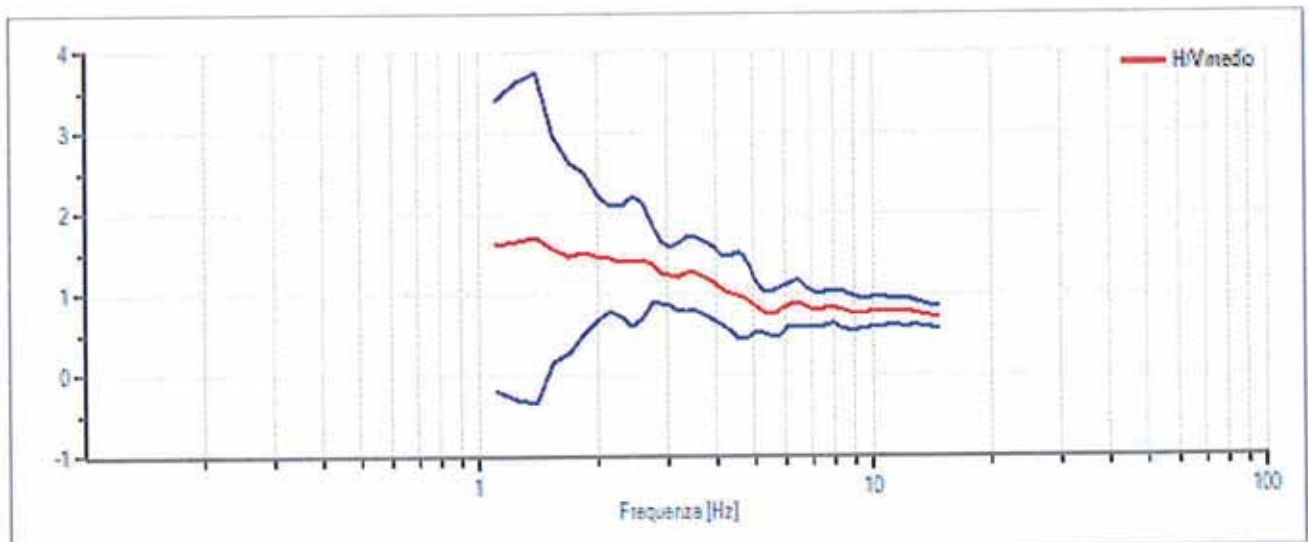
Dati riepilogativi:

Frequenza massima:	15.00 Hz
Frequenza minima:	0.50 Hz
Passo frequenze:	0.15 Hz
Tipo lisciamiento::	Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamiento:	10.00 %
Tipo di somma direzionale:	Media aritmetica

Risultati:

Nessuna frequenza caratteristica di sito.

Grafico rapporto spettrale H/V



Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

**GEO GROUP s.r.l.**

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.itVerifiche SESAME:

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$.	Ok
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 < 0.5H$.	Ok
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	Non superato
$\exists f^+ \in [f_0, 4 \cdot f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	Ok
$A_0 > 2$	Non superato
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	Non superato
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	Non superato
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	Ok



GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

2

Dati generali

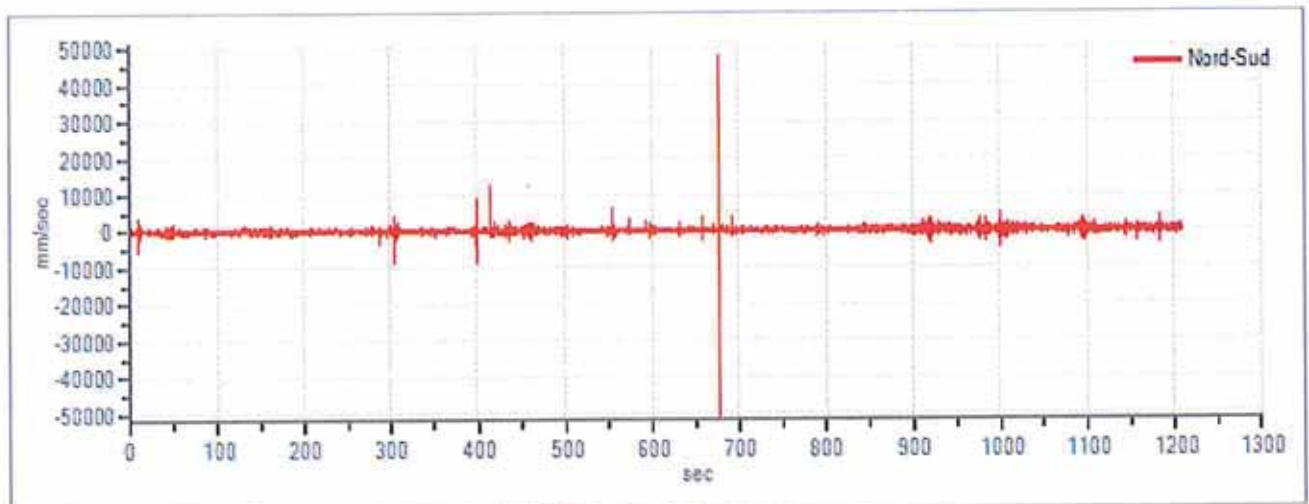
Nome progetto: Riferimento n°354_13
Committente: Studio tecnico
Cantiere: Studio terreno di fondazione
Località: Soliera, Via Morello, Ditta VECA
Operatore: Dott.ssa Erika Parmeggiani
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari
Data: 6/12/2013

Tracce in input

Dati riepilogativi:

Numero tracce: 3
Durata registrazione: 1210 s
Frequenza di campionamento: 78.00 Hz
Numero campioni: 94380
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

Grafici tracce:



Traccia in direzione Nord-Sud



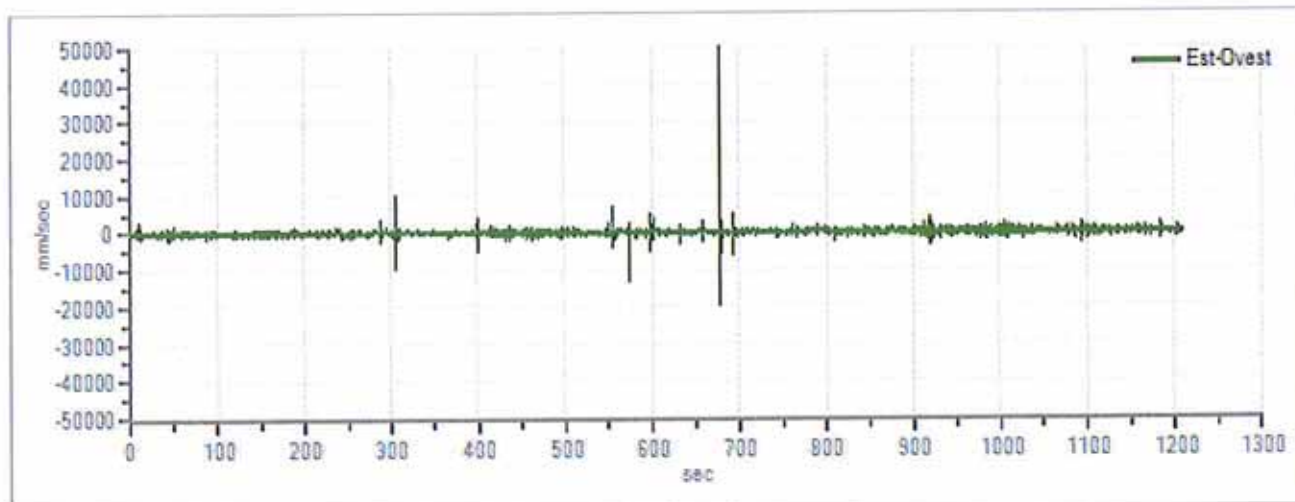
GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

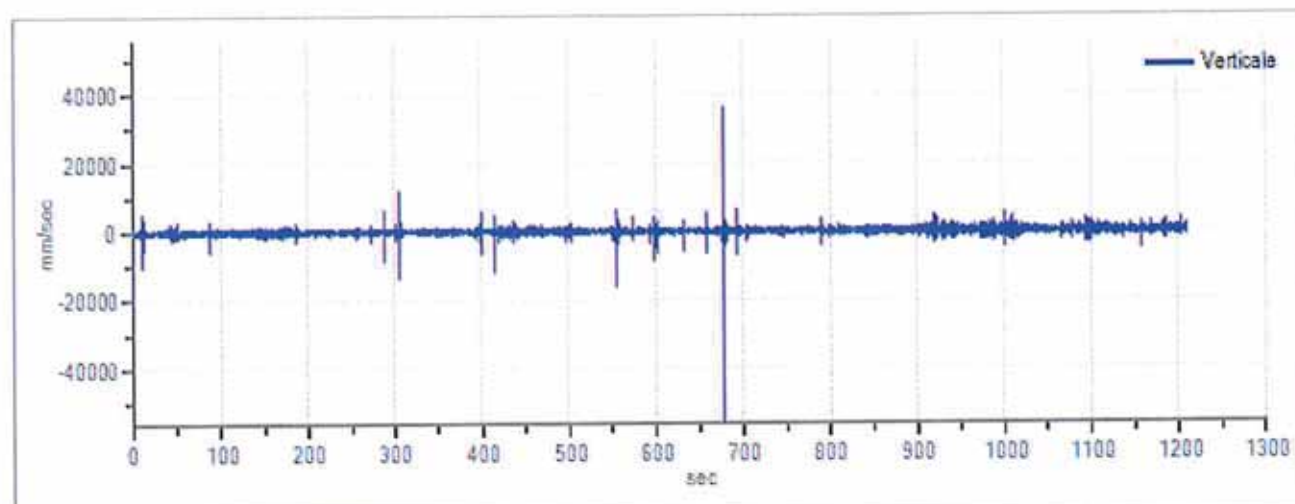
Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it



Traccia in direzione Est-Ovest



Traccia in direzione Verticale

Finestre selezionate

Dati riepilogativi:

Numero totale finestre selezionate: 60
Numero finestre incluse nel calcolo: 60
Dimensione temporale finestre: 20.000 s
Tipo di lisciamiento: Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamiento: 10.00 %
Coefficiente di banda: 40.00



GEO GROUP s.r.l.

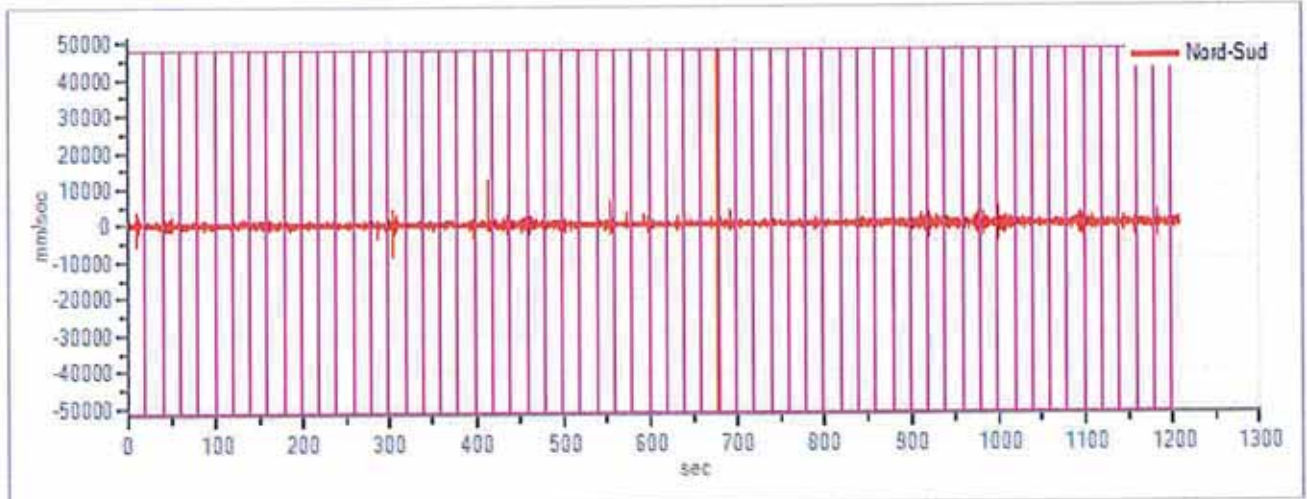
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

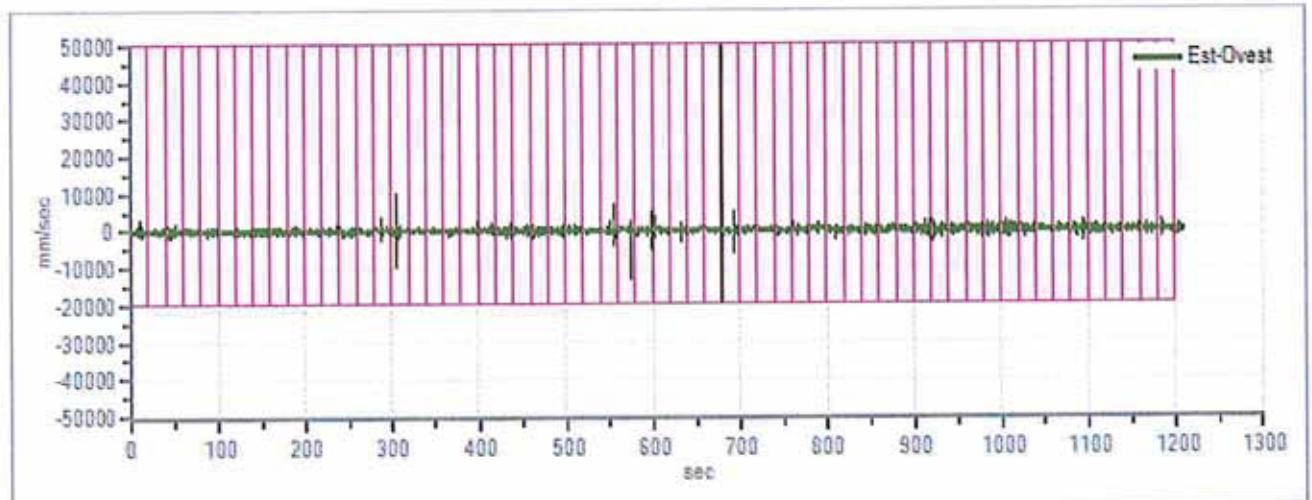
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

Grafici tracce con finestre selezionate:



Traccia e finestre selezionate in direzione Nord-Sud



Traccia e finestre selezionate in direzione Est-Ovest



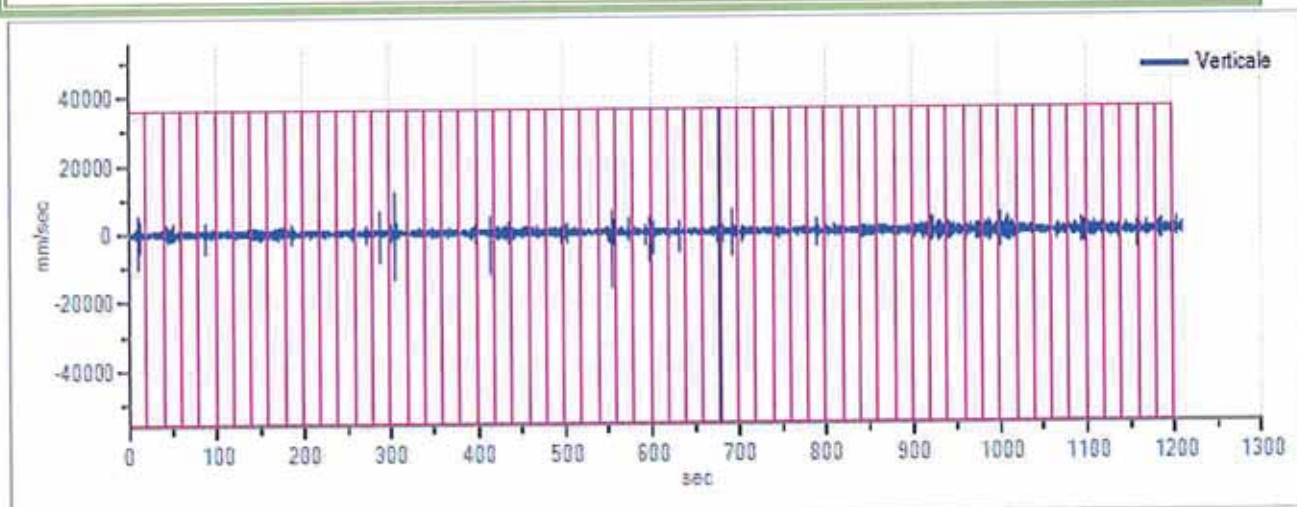
GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnovo Rangone (MO)

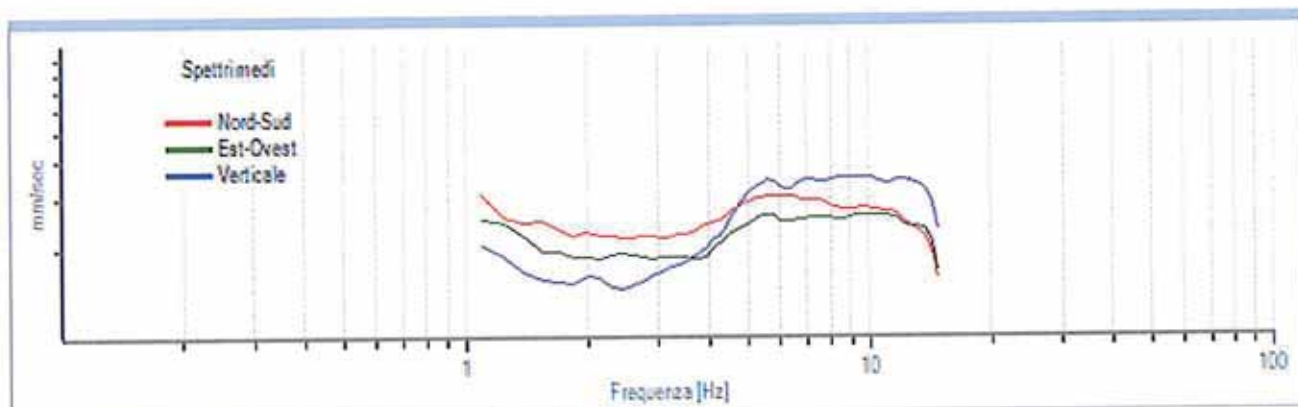
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

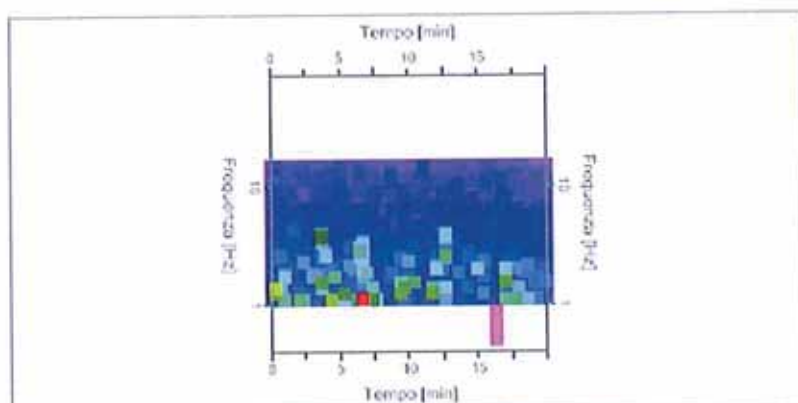


Traccia e finestre selezionate in direzione Verticale

Grafici degli spettri



Spettri medi nelle tre direzioni



Mapa della stazionarietà degli spettri



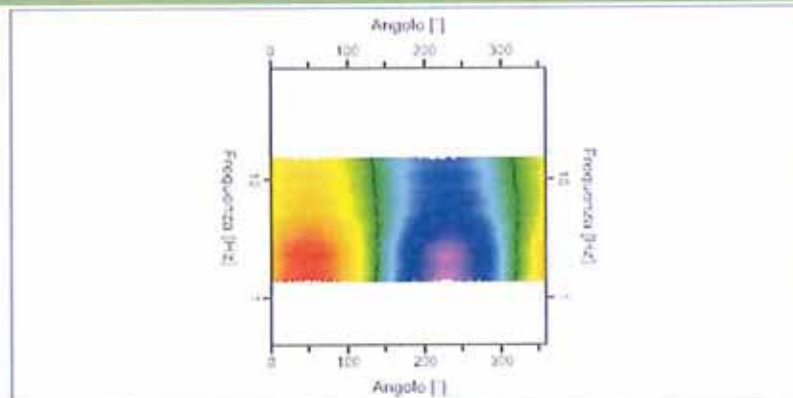
GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it



Mappa della direzionalità degli spettri

Rapporto spettrale H/V

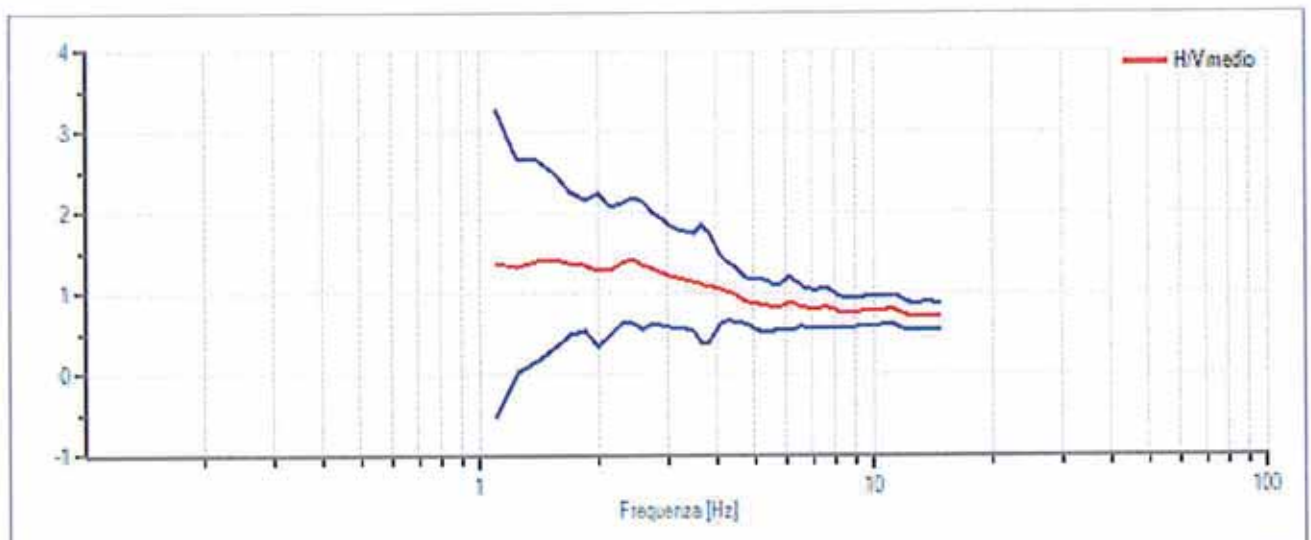
Dati riepilogativi:

Frequenza massima:	15.00 Hz
Frequenza minima:	0.50 Hz
Passo frequenze:	0.15 Hz
Tipo lisciamiento::	Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamiento:	10.00 %
Tipo di somma direzionale:	Media aritmetica

Risultati:

Nessuna frequenza caratteristica di sito.

Grafico rapporto spettrale H/V



Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

**GEO GROUP s.r.l.**

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.itVerifiche SESAME:

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$.	Ok
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 < 0.5H$.	Ok
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	Non superato
$\exists f^+ \in [f_0, 4 \cdot f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	Non superato
$A_0 > 2$	Non superato
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	Non superato
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	Non superato
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	Ok

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 3

Verifica alla liquefazione



GEO GROUP S.R.L.

Cesare Costa, 182-Modena-0593967169

Committente: Studio tecnico

Località: Soliera, variante PSC

Descrizione: Studio terreno di fondazione

Note: Falda - 1.90 m da p.c.

Sigla: 01

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)

Profondità (m)	qc(kg/cmq)	fs(kg/cmq)	Gamma(t/mc)	Sforzo indotto dal sisma T(kg/cmq)	Resistenza alla liquefazione R(kg/cmq)	Coefficiente di sicurezza alla liquefazione Fs
0.2	6	0.4	1.8	0.149	0.068	10
0.4	20	1.27	1.8	0.149	0.375	10
0.6	13	1.47	1.8	0.149	0.36	
0.8	13	1.27	1.8	0.149	0.182	
1	11	1	1.8	0.148	0.109	
1.2	8	0.6	1.8	0.148	0.084	
1.4	14	0.73	1.8	0.148	0.148	10
1.6	17	0.87	1.8	0.148	0.189	10
1.8	15	0.93	1.8	0.148	0.091	
2	10	0.53	0.8	0.152	0.075	
2.2	11	0.4	0.8	0.16	0.076	
2.4	17	0.4	0.8	0.167	0.108	1.35
2.6	22	1.13	0.8	0.174	0.356	4.28
2.8	13	0.6	0.8	0.18	0.077	
3	10	0.4	0.8	0.185	0.07	
3.2	10	0.33	0.8	0.19	0.069	
3.4	9	0.33	0.8	0.195	0.067	
3.6	8	0.53	0.8	0.199	0.064	
3.8	11	0.4	0.8	0.203	0.069	
4	10	0.33	0.8	0.207	0.067	
4.2	11	0.53	0.8	0.21	0.068	
4.4	13	0.47	0.8	0.214	0.071	
4.6	15	0.73	0.8	0.217	0.073	
4.8	18	0.87	0.8	0.219	0.077	
5	18	0.13	0.8	0.222	0.087	0.82
5.2	26	0.87	0.8	0.224	0.228	2.12
5.4	18	0.47	0.8	0.227	0.075	
5.6	18	0.93	0.8	0.229	0.074	
5.8	17	0.4	0.8	0.231	0.072	
6	12	0.6	0.8	0.233	0.065	
6.2	12	0.4	0.8	0.234	0.065	
6.4	16	0.47	0.8	0.236	0.069	
6.6	11	1	0.8	0.237	0.063	
6.8	12	0.67	0.8	0.239	0.064	
7	10	0.67	0.8	0.24	0.061	
7.2	14	0.6	0.8	0.242	0.066	
7.4	16	0.73	0.8	0.243	0.067	
7.6	15	1.07	0.8	0.244	0.066	
7.8	27	0.87	0.8	0.245	0.078	
8	23	0.6	0.8	0.246	0.074	
8.2	10	0.33	0.8	0.247	0.06	
8.4	13	0.8	0.8	0.248	0.063	
8.6	13	0.73	0.8	0.249	0.063	

Certificato n.01 del 09/12/2013

Firma

GEO GROUP s.r.l.
via C. Costa, 182 - 41100 MODENA
P. IVA 02981500362



GEO GROUP S.R.L.

Cesare Costa, 182-Modena-0593967169

Profondità (m)	qc(kg/cmq)	fs(kg/cmq)	Gamma(t/mc)	Sforzo indotto dal sisma T(kg/cmq)	Resistenza alla liquefazione R(kg/cmq)	Coefficiente di sicurezza alla liquefazione Fs
8.8	12	0.8	0.8	0.249	0.061	
9	16	0.93	0.8	0.25	0.065	
9.2	17	1	0.8	0.251	0.066	
9.4	16	1	0.8	0.251	0.064	
9.6	16	1	0.8	0.25	0.064	
9.8	14	0.73	0.8	0.25	0.062	
10	13	0.8	0.8	0.249	0.061	
10.2	13	0.8	0.9	0.249	0.061	
10.4	11	0.73	0.9	0.248	0.059	
10.6	11	0.67	0.9	0.247	0.059	
10.8	11	0.73	0.9	0.246	0.059	
11	11	0.67	0.9	0.245	0.059	
11.2	15	1.13	0.9	0.244	0.062	
11.4	19	1.13	0.9	0.243	0.064	
11.6	20	1.27	0.9	0.242	0.065	
11.8	20	1.2	0.9	0.241	0.065	
12	24	1.53	0.9	0.24	0.067	
12.2	26	1.8	0.9	0.239	0.069	
12.4	27	1.8	0.9	0.238	0.069	
12.6	28	1.8	0.9	0.237	0.069	
12.8	29	1.73	0.9	0.236	0.07	
13	23	1.47	0.9	0.235	0.065	
13.2	23	1.27	0.9	0.234	0.065	
13.4	20	1.27	0.9	0.233	0.063	
13.6	18	1.07	0.9	0.232	0.062	
13.8	16	0.93	0.9	0.23	0.06	
14	15	0.8	0.9	0.229	0.059	
14.2	20	1	0.9	0.228	0.062	
14.4	17	1.07	0.9	0.227	0.06	
14.6	12	0.67	0.9	0.226	0.057	
14.8	13	0.6	0.9	0.224	0.058	
15	13	0.93	0.9	0.223	0.058	
15.2	19	0.6	0.9	0.222	0.061	
15.4	29	1.13	0.9	0.22	0.067	
15.6	14	0.8	0.9	0.219	0.058	
15.8	17	0.87	0.9	0.218	0.059	
16	21	1.2	0.9	0.217	0.062	
16.2	21	1.27	0.9	0.215	0.061	
16.4	29	1.67	0.9	0.214	0.066	
16.6	27	1.6	0.9	0.213	0.064	
16.8	25	1.67	0.9	0.211	0.063	
17	25	1.67	0.9	0.21	0.063	
17.2	23	1.6	0.9	0.209	0.062	
17.4	30	2.07	0.9	0.207	0.065	
17.6	36	2.27	0.9	0.206	0.068	
17.8	36	2.2	0.9	0.205	0.068	
18	27	1.87	0.9	0.203	0.063	
18.2	21	1.4	0.9	0.202	0.06	
18.4	18	1.27	0.9	0.2	0.059	

Certificato n.01 del 09/12/2013

Firma

GEO GROUP s.r.l.
via C. Costa, 182 41100 MODENA
P. IVA 02981500362



GEO GROUP S.R.L.

Cesare Costa, 182-Modena-0593967169

<i>Profondità (m)</i>	<i>qc(kg/cmq)</i>	<i>fs(kg/cmq)</i>	<i>Gamma(t/mc)</i>	<i>Sforzo indotto dal sisma T(kg/cmq)</i>	<i>Resistenza alla liquefazione R(kg/cmq)</i>	<i>Coefficiente di sicurezza alla liquefazione Fs</i>
18.6	23	1.47	0.9	0.199	0.061	
18.8	32	2	0.9	0.198	0.065	
19	36	2.53	0.9	0.196	0.067	
19.2	31	2.33	0.9	0.195	0.064	
19.4	32	2.4	0.9	0.193	0.065	
19.6	34	2.4	0.9	0.192	0.065	

Profondità tetto falda(m): 1.9

Profondità base falda(m): 19.6

Accelerazione sismica di progetto(g)= 0.23

Magnitudo di riferimento= 6

Indice di liquefazione=0.3 rischio basso

Fattore di correzione della magnitudo MSF: 2.09

Fs = MSF x R / T

Certificato n.01 del 09/12/2013

Firma

GEO GROUP s.r.l.
via C. Costa, 182 - 41100 MODENA
P. IVA 020500362



GEO GROUP S.R.L.

Cesare Costa, 182-Modena-0593967169

Committente: Studio tecnico

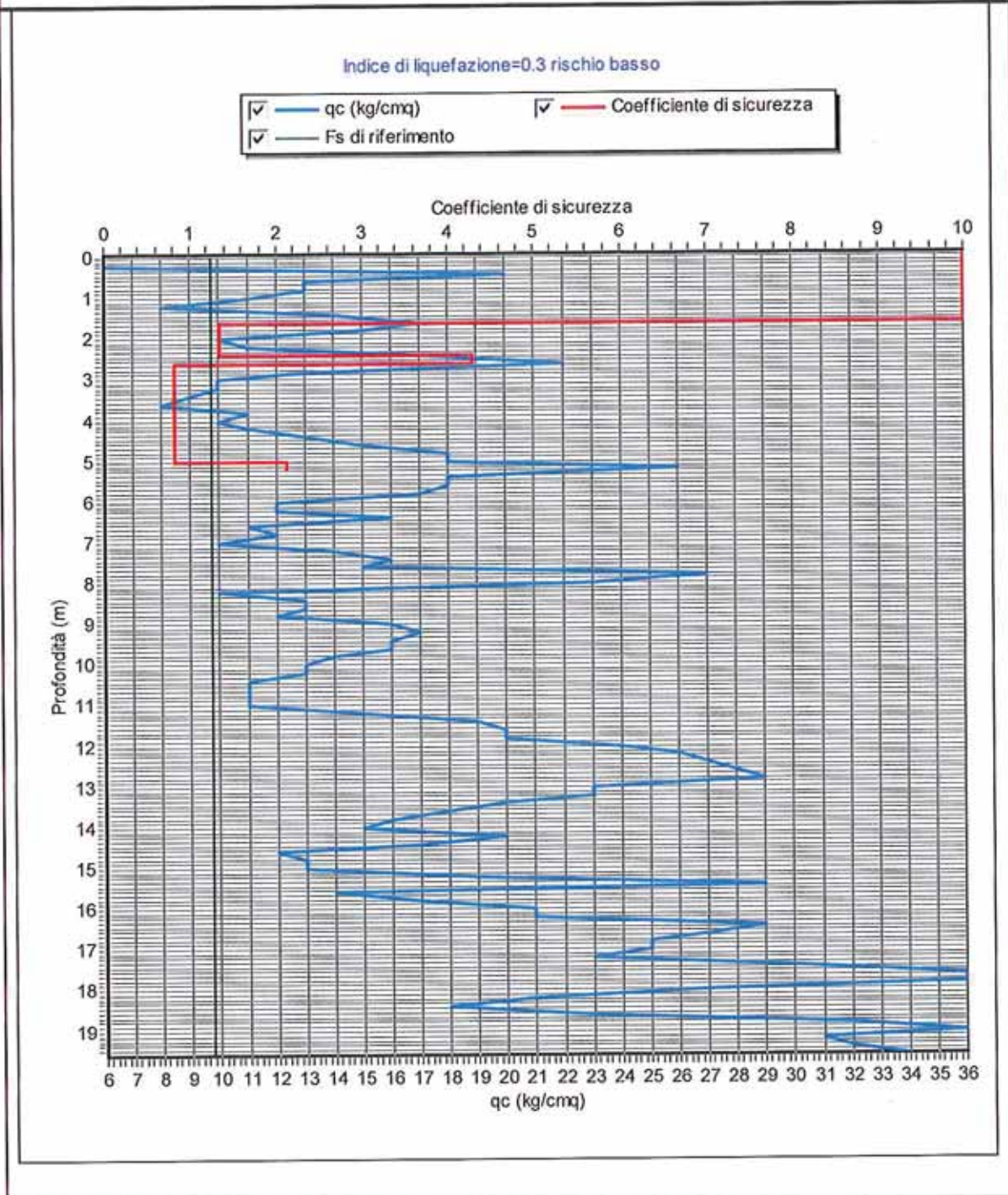
Località: Soliera, variante PSC

Descrizione: Studio terreno di fondazione

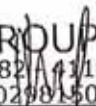
Note: Falda - 1.90 m da p.c.

Sigla: 01

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)



Certificato n.01 del 09/12/2013

Firma: 
GEO GROUP s.r.l.
via C. Costa, 182 - 41100 MODENA/
P. IVA 02981500362

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

Verifica alla liquefazione CPTU

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

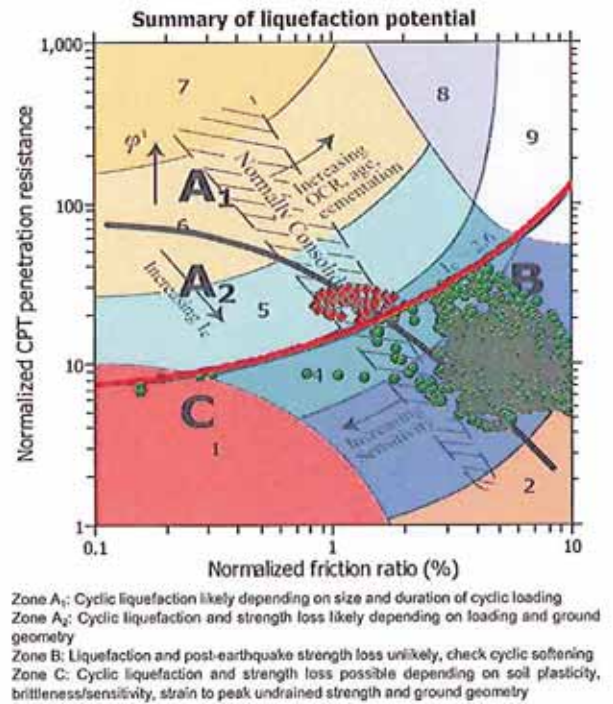
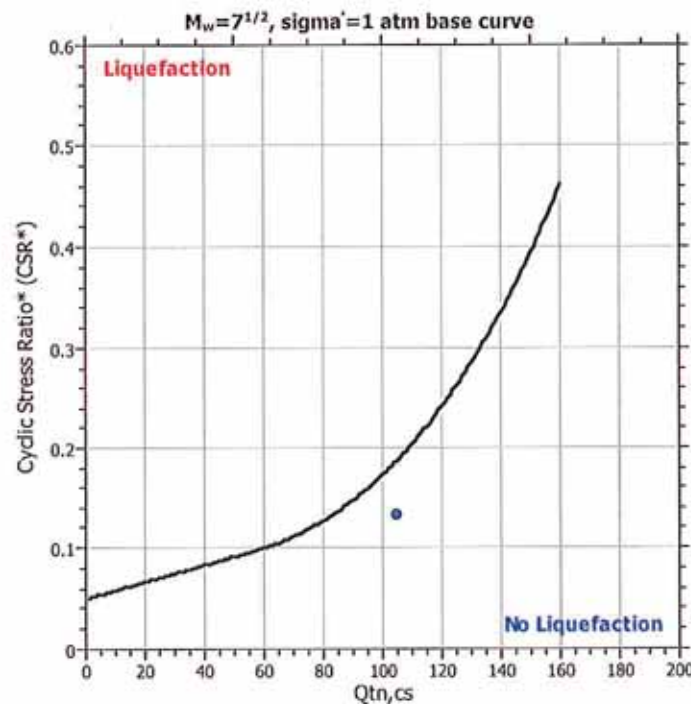
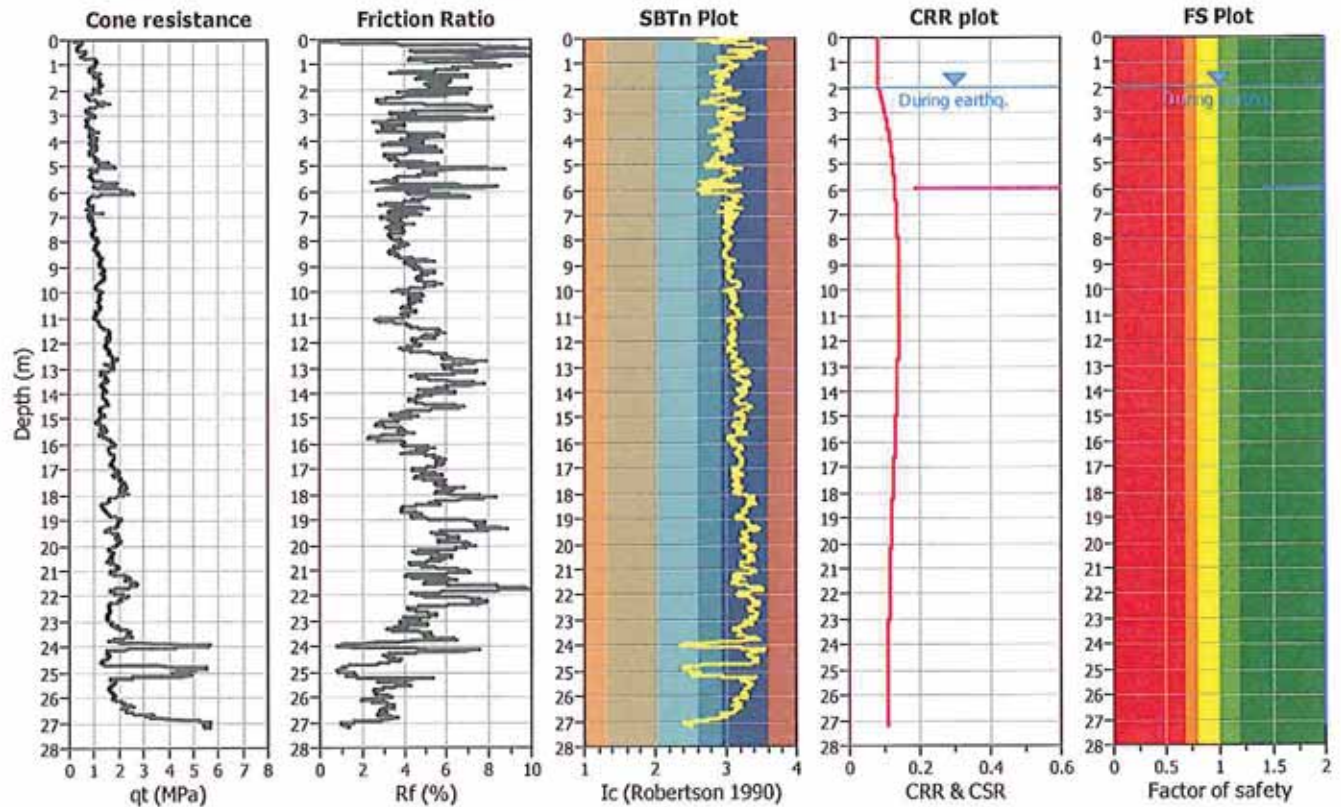
Project title : STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Location : SOLIERA, v. Morello di Mezzo

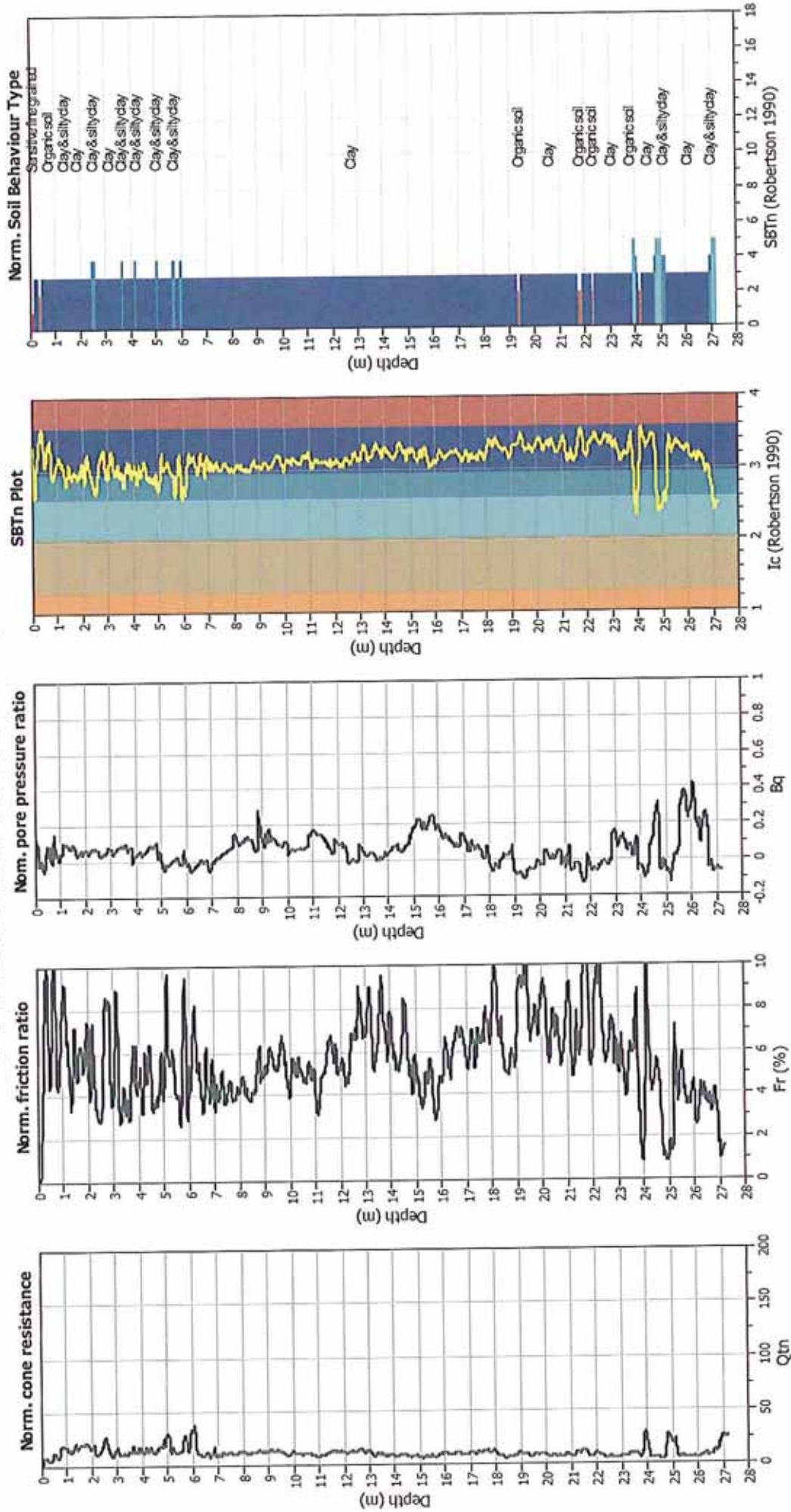
CPT file : CPTU 1

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.90 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.90 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	1	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.00	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.23	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_0 applied:	Yes		



CPT basic interpretation plots (normalized)



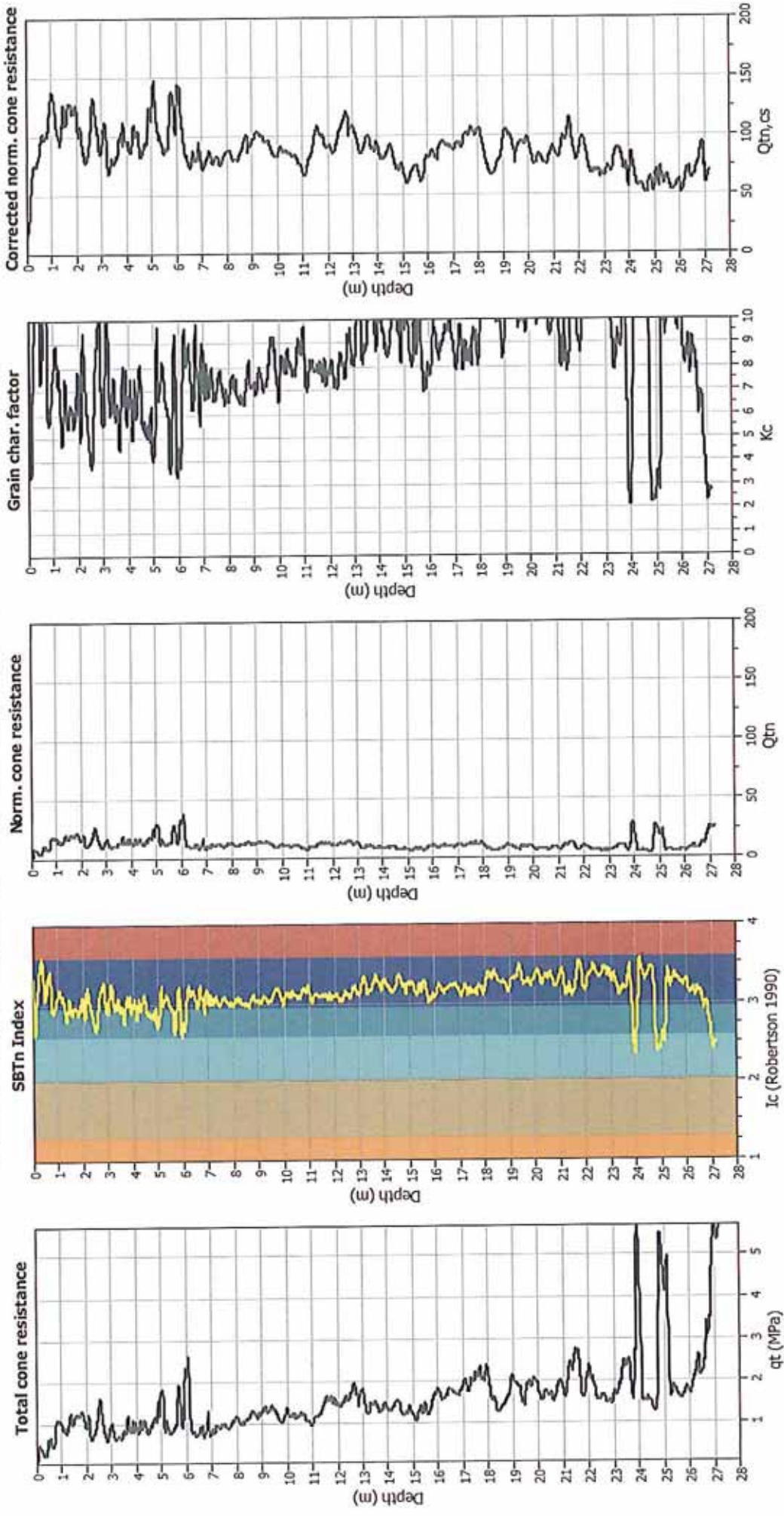
Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	K_v applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.00	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.23	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (msib):	1.90 m	Limit depth:	20.00 m
Depth to water table (erthq.):	1.90 m		
Average results interval:	1		
Ic cut-off value:	2.60		
Unit weight calculation:	Based on SBT		
Use fill:	No		
Fill height:	N/A		

SBTn legend

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

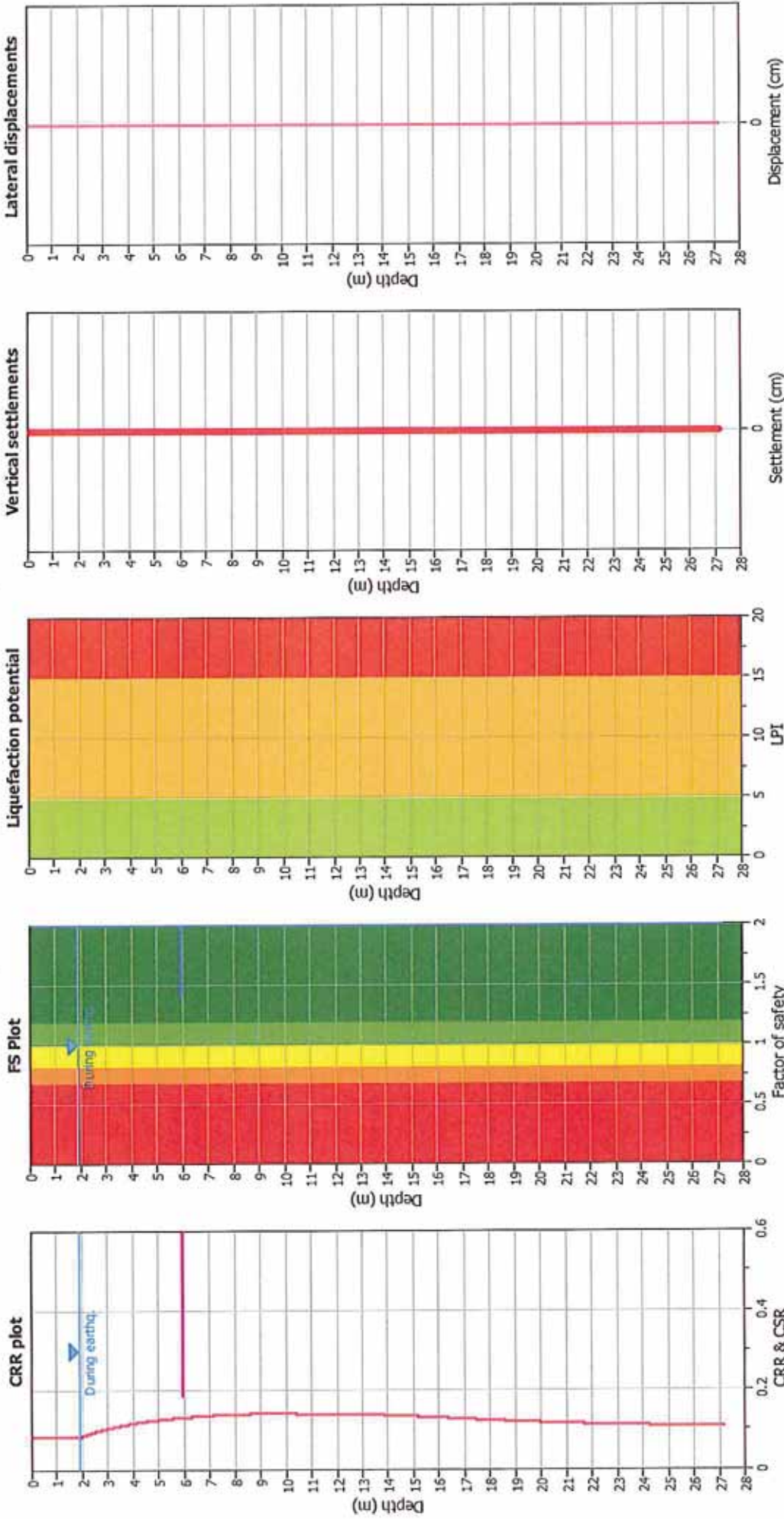
Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Fill weight:	N/A
Finest correction method:	NCEER (1998)	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	K _v applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.00	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.23	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (instu):	1.90 m	Limit depth:	20.00 m
Depth to water table (earthq.):	1.90 m		
Average results interval:	1		
Ic cut-off value:	2.60		
Unit weight calculation:	Based on SBT		
Use fill:	No		
Fill height:	N/A		

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method: NCEER (1998)
 Fines correction method: NCEER (1998)
 Points to test: Based on I_c value
 Earthquake magnitude M_w : 6.00
 Peak ground acceleration: 0.23
 Depth to water table (insitu): 1.90 m
 Depth to water table (earthq.): 1.90 m
 Average results interval: 1
 I_c cut-off value: 2.60
 Unit weight calculation: Based on SBT
 Use fill: No
 Fill height: N/A
 Fill weight: N/A
 Transition detect. applied: No
 K_0 applied: Yes
 Clay like behavior applied: Sands only
 Limit depth applied: Yes
 Limit depth: 20.00 m

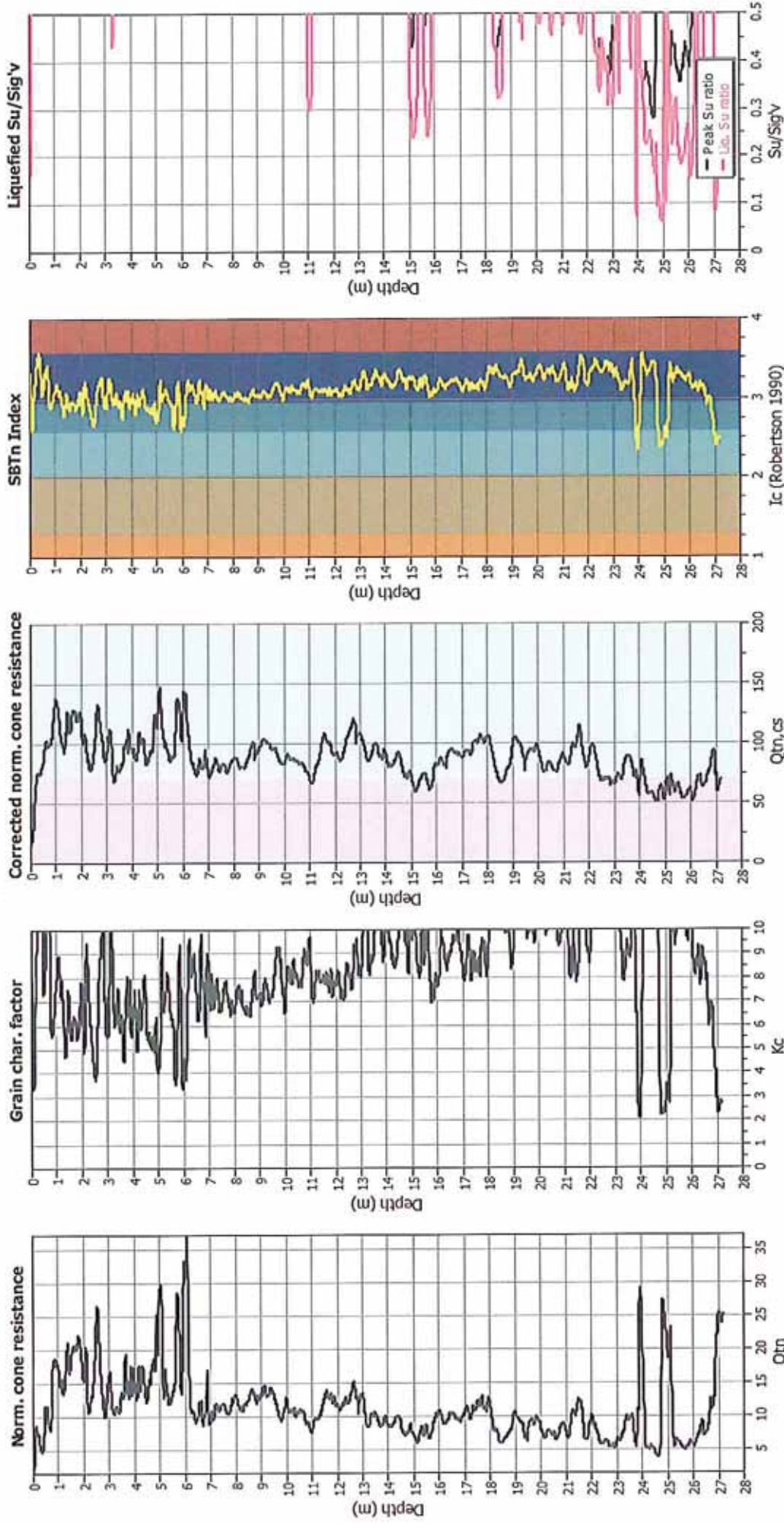
F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy
 Very likely to liquefy
 Liquefaction and no liquefaction are equally likely
 Unlike to liquefy
 Almost certain it will not liquefy

LPI color scheme

Very high risk
 High risk
 Low risk

Check for strength loss plots (Robertson (2010))



Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	1.90 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	1	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on tc value	Ic cut-off value:	2.60	K ₀ applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.00	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.23	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	1.90 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m