



ASSOCIATO



Indagini geognostiche e geofisiche, consulenze geologiche e geotecniche

Comune di Maranello

Provincia di Modena

Relazione geologica - geotecnica - sismica e ambientale,
finalizzata allo studio
del terreno di fondazione che sarà interessato
dal nuovo ampliamento di un edificio adibito a ristorante,
sito in via Terra delle Rosse

*(ai sensi del DM 16/01/1996, dell'OPCM 3274 e delle Norme Tecniche per le costruzioni:
DM delle infrastrutture e dei trasporti del 14/09/2005,
D.R. Emilia Romagna n°1677/05 del 24/10/2005
e del D.M. 14 gennaio 2008 inerente le "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni").*



Dicembre 2008

Rif. 364/08

GEO GROUP s.r.l.

Via C. Costa, 182 - 41100 MODENA

Tel. 059/828367-059/3967169 Fax. 059/5332019 E-mail: geo.group@libero.it

P.IVA e C.F. 02981500362

1. PREMESSE

Su incarico della Proprietà nel mese di Dicembre 2008 è stato eseguito il presente studio geologico-geotecnico-sismico e ambientale al fine di accertare le caratteristiche litostratigrafiche e le proprietà geotecniche del terreno di fondazione di un'area su cui verrà realizzato l'ampliamento di un fabbricato adibito a ristorante.

La presente relazione riporta inoltre la certificazione della qualità ambientale del sottosuolo dell'area oggetto di interesse.

Il lotto oggetto di studi è ubicato nel in via Terra delle Rosse, nel quartiere "Maranello Village", in prossimità alla strada Nuova Estense, nel comune di Maranello, in provincia di Modena.



Fig. n. 1.1 – Ubicazione dell'area di interesse tratta da cartografia interattiva "Visual Pagine Gialle".

L'ubicazione dell'area oggetto di studi è illustrata nella "Carta corografica" (**Tav. n. 1**) tavola CTR n°219_NE Formigine in scala 1: 25.000, nella "Carta topografica" (**Tav. n. 2**) in scala 1: 10.000, sezione CTR n°219070-Maranello che compaiono in allegato, nella figura **Fig. n. 1.1** tratta da cartografia interattiva "Visual Pagine Gialle",.

La presente relazione è stata redatta ai sensi dell'OPCM 3274 e delle Norme Tecniche per le costruzioni DM delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14/09/2005, D.R. Emilia Romagna n°1677/05 del 24/10/2005 e del D.M. 14 gennaio 2008 inerente le "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni" e del d.lgs. 4/2008 in materia di terre e rocce di scavo.

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

✉ Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎ Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it -

2. INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO, GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area di interesse è posta a est dell'abitato di Maranello (Mo) in località Pozza su di una superficie dotata di morfologia sub-pianeggiante a una quota altimetrica pari a 117 m s.l.m. Per quanto riguarda la litologia, come illustrato nella "Carta geologica" allegata (**tav n. 3**) alla scala 1: 5000, tratta da *Progetto CARG "Regione Emilia-Romagna Servizio Geologico Sismico e dei suoli – Carta Geologica e dei suoli"*, nell'area oggetto di studi e nelle zone ad essa circostanti affiorano le seguenti Unità e Formazioni:

- **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. *Olocene (età radiometrica della base: 11.000 - 8.000 anni)*. Tale unità è presente in corrispondenza dell'area in oggetto e al suo intorno.
- **AES8a - Unita' di Modena:** Nei settori intravallivi ghiaie prevalenti organizzate in 2 ordini di terrazzi alluvionali. Negli sbocchi vallivi e nella piana alluvionale ghiaie, sabbie, limi ed argille. Limite superiore sempre affiorante dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro privo di reperti archeologici romani, o più antichi, non rimaneggiati. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intravallive e dal contatto netto sul suolo non calcareo (o scarsamente calcareo) di epoca romana (o più antica) nelle aree di pianura. Spessore massimo in pianura 7 metri, nel sottosuolo circa 10m. *Età post-romana (IV-VI sec. d.C. - Attuale; datazione archeologica)*. Tali depositi si trovano ad ovest del lotto in oggetto;
- **AES7b- Unita' di Vignola:** Ghiaie con matrice limo-sabbiosa, passanti a limi e limi sabbiosi. Deposito fluviale intravallivo. Copertura colluviale limosa e argillosa alla base dei versanti. Al tetto suoli decarbonatati con tracce di illuviazione di argilla e fronte di alterazione tra 1,5 e 2 m, orizzonti superficiali di colore da rosso bruno a bruno scuro. Contatto inferiore in discontinuità su unità più antiche. Potenza di alcuni metri. *(Pleistocene superiore–Olocene basale)*. Tali depositi si trovano ad est del lotto in studio;

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

📍 Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it -

- **b1 – Depositi alluvionali in evoluzione:** Ghiaie, talora embriciate, sabbie e limi argillosi di origine fluviale, attualmente soggetti a variazioni dovute alla dinamica fluviale; detrito generalmente incoerente e caotico, costituito da clasti etero metrici ed eterogenei, talora arrotondati, in matrice sabbiosa, allo sbocco di impluvi e valli secondarie. Tali depositi si osservano in corrispondenza dell'alveo del torrente Tiepido.

Dalla consultazione della “Carta della litologia di superficie e delle isobate del tetto del primo livello ghiaioso” (**tav. n. 4**) tratta dall'omonima carta redatta a cura del Comune di Modena nell'ambito del PRG 1988 si evince che nell'area in esame affiorano litotipi in prevalenza limosi con all'interno lenti di ghiaia anastomizzanti e che quindi non costituiscono una superficie continua nello spazio.

2.1 Strumenti urbanistici per la localizzazione del sito: PRG

Dalla consultazione della “Tavola della Variante generale al PRG” del Comune di Maranello (aggiornato all'Aprile del 2007) rappresentato in **Fig. n. 2.1**, si evince che l'area in esame ricade in un'area destinata a “**zone a verde pubblico di complesso insediativo elementare**” e confina con un'area destinata a “**zone destinate ad attrezzature turistico alberghiere**”.

Sulla base della destinazione d'uso del lotto in esame, gli **obiettivi di “caratterizzazione delle terre da scavo”** preposti sono quelli per aree ad uso **verde pubblico, privato e residenziale**. Si fa dunque riferimento ai limiti prescritti nella **colonna A - Tabella 1 del D. Lgs. 152/2006 (Allegato 5 al Titolo V – Parte Quarta)** per la determinazione dell'idoneità del terreno di risulta degli scavi allo smaltimento.

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

☒ Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎ Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it. -

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE E AMBIENTALI

Al fine di individuare le caratteristiche geologiche e ambientali del sottosuolo del lotto in esame sono state eseguite le seguenti indagini:

- ***n°1 prova penetrometrica statica con punta meccanica CPT;***
- ***n°1 sondaggio con trivella elicoidale;***
- ***n°1 analisi di laboratorio di chimica su un campione di terreno prelevato nell'area di sedime del fabbricato da realizzare, con determinazione dei 9 metalli pesanti ovvero arsenico, cadmio, cromo VI e totale, mercurio, nichel, piombo, rame, zinco.***

Le ubicazioni delle indagini geognostiche è indicata nella **tav. n. 5** "Indagini geognostiche", mentre i tabulati e i diagrammi relativi della CPT corredati dell'interpretazione geotecnica sono riportati in **allegato n. 1**.

Sempre nell'**allegato n. 1** sono riportate inoltre n. 2 prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT eseguite nelle immediate vicinanze del lotto in oggetto, nell'anno 2004 (rif. 213/04) in concomitanza allo studio geologico per il piano particolareggiato dell'intero comparto "Maranello Residence" (vedi **Fig. n. 3.1**).

Nell'**allegato n. 3** è illustrato anche lo stendimento sismico a rifrazione metodo dei microtremori **Re.Mi.** con determinazione della V_{s30} , eseguito nell'aprile 2006, utilizzato al fine di caratterizzare il suolo dell'intero "comparto" da un punto di vista sismico.

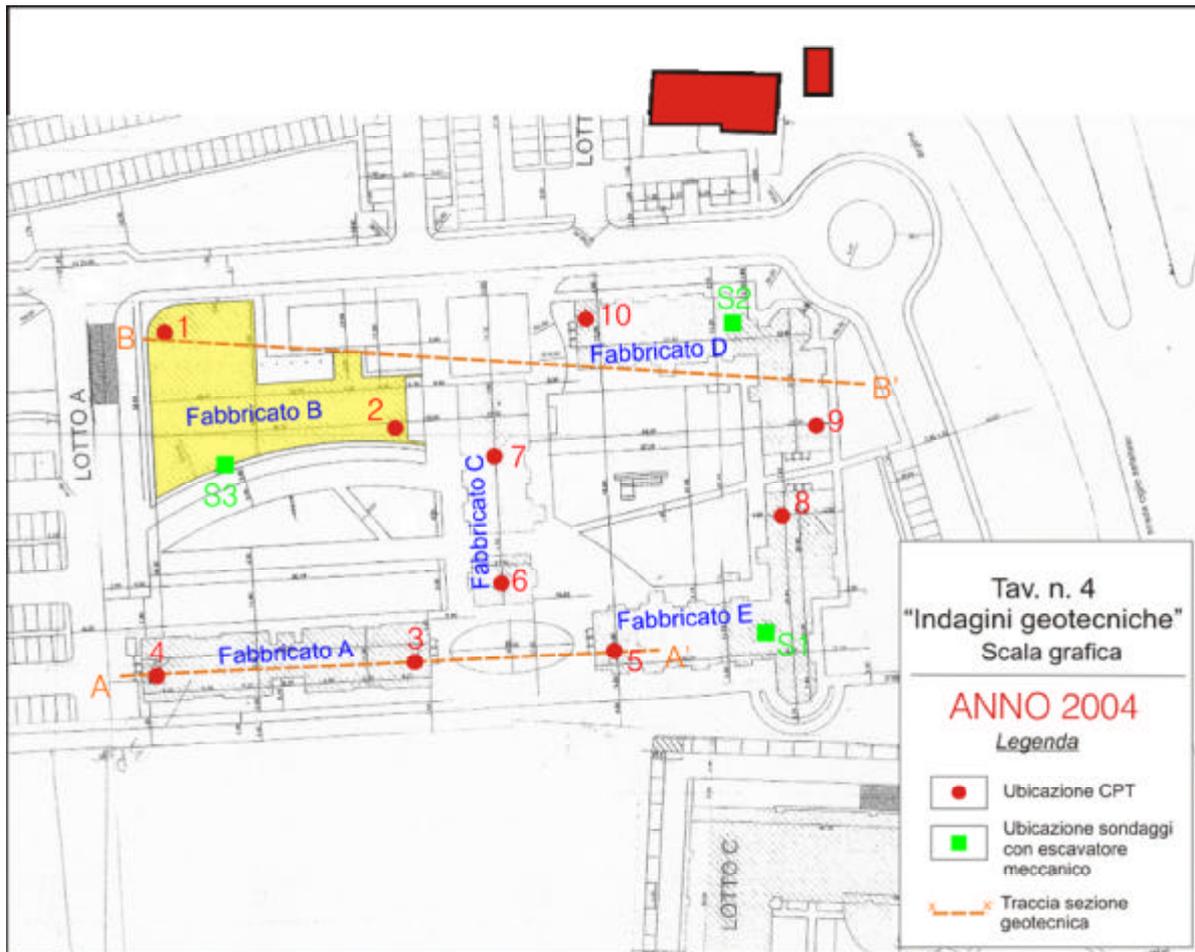


Fig. n. 3.1 – Planimetria schematica delle indagini eseguite nell'anno 2004 per lo studio del comparto "Maranello Residence". I fabbricati in studio oggetto di ampliamento sono rappresentati in rosso. Le prove penetrometriche CPT n. 9 e n. 10 (ottobre 2004) sono state prese in considerazione per interrogare lo studio del sottosuolo dell'area in oggetto.

3.1. Prova penetrometrica statica con punta meccanica CPT

Allo scopo di valutare puntualmente le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche del terreno di fondazione dell'ampliamento del fabbricato adibito a ristorante e per integrare la precedente campagna geognostica è stata eseguita una prova penetrometrica statica con punta meccanica CPT spinta a rifiuto strumentale alla profondità di -5.00 m da p.c. attuale. Il penetrometro utilizzato è un Pagani mod. TG 63-200 da 200 kN di spinta montato su cingoli della Pagani Equipment di Piacenza.

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

e-mail: geo.group@libero.it -



Foto. n. 3.2 – Esecuzione prova penetrometrica statica CPT n.1 realizzata in corrispondenza dell'area che sarà occupata dal nuovo ampliamento.

Il dispositivo di misura consiste in una centralina di acquisizione digitale. Il segnale elettrico generato dalla cella di pressione durante l'infissione della CPT viene opportunamente condizionato e amplificato dalla centralina di acquisizione e visualizzato su di un display digitale a quattro cifre.

Le caratteristiche dello strumento impiegato per i sondaggi sono le seguenti:

- punta meccanica	Begemann;
- spinta	200 kN;
- intervalli di misura	20 cm;
- parametri registrati:	R_p (resistenza alla punta);
	RI (resistenza attrito-laterale);
- area punta	10 cm²;
- angolo alla punta	60°.

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

☒ Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎ Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it. -

In allegato compaiono i grafici e le tabelle riguardanti le prove eseguite, corredate dell'elaborazione geotecnica e litostratigrafica.

La prova penetrometrica statica CPT (Cone Penetration Test) viene realizzata infiggendo nel terreno, alla velocità di 2.00 cm/sec, la punta meccanica Begemann. 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.

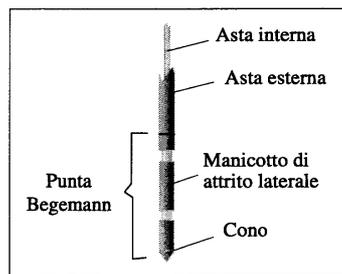


Figura 1

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):

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

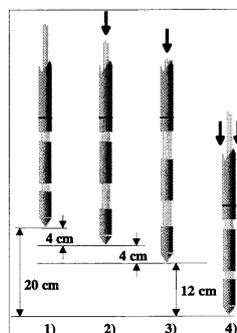


Figura 2

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

e-mail: geo.group@libero.it -

Nella fase di 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 (RI).

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:

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

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

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

$$f_s(X) = (RI(x+1) - R_p(x+1)) * (AP/AM) = (RI(x+1) - R_p(x+1)) / 15$$

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; infatti, dal rapporto tra la resistenza penetrometrica alla punta e la resistenza laterale locale si riesce, attraverso l'esperienza di **Begemann** modificata da **Schmertmann**, a risalire 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 RI** come parametro indicativo delle variazioni litologiche. In particolare l'Autore suggerisce le seguenti correlazioni:

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

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

GEO GROUP s.r.l.

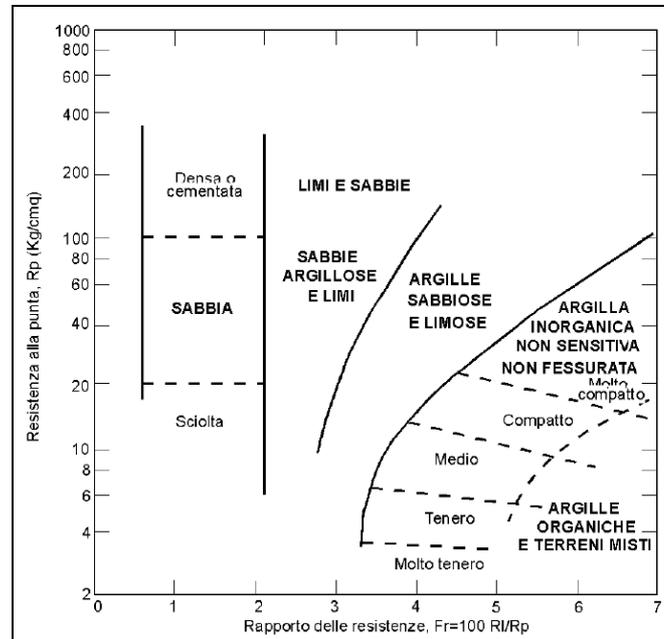
Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

☒ Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎ Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it -

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:



4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE E LITOSTRATIGRAFICHE DEL SOTTOSUOLO INVESTIGATO

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica della indagine geognostica, illustrate negli allegati n.1-2, si evince quanto segue:

- Il sottosuolo investigato presenta una buona omogeneità da un punto di vista geotecnico e litostratigrafico sia in senso verticale che orizzontale. Le prove penetrometriche statiche CPT n. 9 e n. 10 eseguite nell'ottobre del 2004, ubicate come si osserva nella figura 3.1, sono compatibili alla prova penetrometrica CPT n. 1 eseguita in data 03/12/2008 in corrispondenza del futuro ampliamento.
- Il sottosuolo dell'area in oggetto è costituito, al di sotto del terreno vegetale dello spessore di 0.40 m, da un primo livello di **limo argilloso a media consistenza**, caratterizzato da valori di resistenza alla punta **Rp** compresi fra 0.21 e 1.96 MPa e che si approfondisce fino a circa – 1.20 m da p.c attuale, seguito da uno strato di terreni coesivi formati da **argille limose a elevata consistenza**, con valori di **Rp** compresi tra

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

e-mail: geo.group@libero.it -

1.96 e 5.88 MPa, sino alla profondità di – 2.80 m da p.c. A tale profondità si ritrova il tetto del primo **livello incoerente ghiaioso-sabbioso addensato** ($Dr\% = 79-100$), con all'interno sottili livelli coesivi consistenti, che ha portato a rifiuto strumentale le attrezzature di prova penetrometrica statica alla profondità di – 5.00 m da p.c.

- per quanto riguarda il grado di consolidazione dei materiali coesivi, nelle CPT eseguite è stata rinvenuta la presenza di terreni coesivi sovraconsolidati **SC** con **OCR > 4** fino a – 2.40 m da p.c.;
- In **allegato n. 1**, tabella dei parametri geotecnici, sono visibili anche gli angoli d'attrito dei terreni attraversati, questi si diversificano in base ai diversi autori (es. ϕ **Ca** = Caquot; ϕ **Ko** = Koppejan; ϕ **DB** = De Beer etc....);
- al termine della CPT, la soggiacenza della **falda freatica** all'interno dei fori di sondaggio non è stata rilevata, le misurazioni sono state eseguite mediante freatimetro elettroacustico. Da studi del sottosuolo eseguiti nelle vicinanze si può ipotizzare che il livello del tetto della falda libera si attesti alla profondità di -5.00 m da p.c. attuale.

5. SISMICA A RIFRAZIONE CON METODO DEI MICROTREMORI (Re.Mi.)

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N. 3274/2003 e successive modifiche ed integrazioni, ha introdotto in Italia la nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica.

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.

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

📍 Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎ Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it -

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*.

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.

5.1 Modalità operative

Le due indagini sismiche sono state eseguite utilizzando ciascuna 24 geofoni verticali con frequenza naturale di 14 Hz fissati al terreno ad intervalli regolari di 5 metri per una lunghezza complessiva di ogni stendimento pari a 115 metri lineari.

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

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

📍 Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎ Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it -

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

L'indagine eseguita ha permesso la determinazione dell'andamento della velocità delle Vs fino a circa 30 m di profondità. In allegato (**All. n.3**) si riportano le immagini relative alle curve di dispersione delle onde di Rayleigh e del modello che ne deriva previa inversione dei dati.

5.2 Classificazione del terreno in base alle V_{S30} – O.P.C.M 3274

Lo stendimento sismico eseguito è stato eseguito nelle immediate vicinanze del lotto in oggetto. L'elaborazione, visibile come già detto in allegato (**all. 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 da p.c. dal quale si ricava, attraverso la formula:

$$V_{S30} = 30 / (\sum h_i / V_{S_i})$$

Tale valore, nell'area indagata, per la classificazione sismica dei terreni di fondazione seguendo le indicazioni dell'O.P.C.M. 3274, è risultata pari a:

- LINEA 1 $V_{S30} = 348$ m/s.

Pertanto secondo la classificazione del suolo, sulla base della nuova normativa sismica per gli edifici (**O.P.C.M. 3274** 20 Marzo 2003) in base ai dati ottenuti dalle indagini geognostiche in sito, si classifica il terreno di fondazione interessato da progetto come appartenente alla categoria **C**, corrispondente a depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille a media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di **V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$; $70 < c_u < 250$ kPa).**

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

☒ Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it. -

6. SISMICITA' DELL'AREA

In base alla normativa riguardante la situazione sismica del territorio, con riferimento al D.M. Min. LLPP 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", il Comune di Maranello ricadeva in una zona non classificata (N.C.).

Nel mese di Marzo 2003 era stata redatta una bozza al fine di definire un sistema normativo per la progettazione antisismica e acquisire dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. In riferimento a tale bozza il Comune di Maranello sarebbe ricaduto in classe 2, indicativa di zona a **media pericolosità sismica**.

Con l'entrata in vigore, il 23/10/2005, **dell'OPCM n. 3274/2003 e successive modifiche**, in materia di classificazione sismica del territorio nazionale, del **D.M. 14/10/2005** recante "Norme tecniche per le costruzioni" e del **D.M. 14 gennaio 2008** inerente le "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni", il Comune di Maranello è stato classificato ex-novo in **classe di sismicità 2** (zona a media sismicità).

Nelle nostre verifiche geotecniche consideriamo la classificazione ora vigente che definisce l'area di studio appartenente alla classe di sismicità 2, pertanto il grado di sismicità è pari a **S = 9**.

Si procede ora alla verifica del coefficiente di intensità sismica C mediante la formula:

$$C = (S - 2)/100 = (9 - 2)/100 = 0.07 = 7\%$$

Il coefficiente di intensità sismica **C = 7%**, viene applicato nelle successive verifiche di capacità portante del terreno di fondazione.

$$C = (S - 2)/100 = (9 - 2)/100 = 0.07 = 7\%$$

Inoltre sulla base della classificazione nazionale che fa ricadere l'area in esame in **classe 2**, i valori di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g, da adottare in tale classe erano pari ad $a_g = 0.25g$. Recentemente, per la valutazione della pericolosità sismica di base si può fare riferimento all'Allegato A4 della Del. 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 di picco al suolo (con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) per

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

✉ Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎ Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it -

ogni Comune della Regione. Secondo tale classificazione l'area in oggetto presenta un valore di accelerazione max $a_{refg} = 0,163g$ (espressa sempre in frazione dell'accelerazione di gravità).

Anche sulla base dei contenuti del **D.M. 14/01/2008** "Nuove norme tecniche per le costruzioni" è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa a_g in relazione ad un tempo di riferimento T_R stimato di 475 anni, per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche: Latitudine: 44.530027°, Longitudine 10.897433°, tale parametro è risultato sempre pari ad $a_g \text{ attesa} = 0,164g$.

Poiché tale valore di accelerazione sismica orizzontale a_g/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 oggetto di studio (categoria del sottosuolo C) secondo il N.T.C. 2008 D.M. 14/01/2008 da cui :

$$S_s = 1,00 \leq 1,70 - (0,60 \cdot F_o \cdot a_g/g) \leq 1,50 \quad (6.1)$$

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 risulta pari a 2,376.

a_g/g = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a 475 anni/accelerazione di gravità, calcolato pari a 0,164.

S_s = Coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione 6.1; per il sito oggetto di studio risulta quindi pari a 1,46.

In base a tale valore del fattore stratigrafico si procede al calcolo dell' accelerazione massima orizzontale A_{max} da cui :

$$A_{max} = S_s \cdot a_g = 1.46 \cdot 0.164 g = 0.24 g$$

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

☒ Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎ Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it. -

7. VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE (TENSIONE AMMISSIBILE Q_{amm}) E TIPO DI FONDAZIONI CONSIGLIATE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione dell'indagine geotecnica e in relazione alla tipologia dell'intervento in progetto, relativo alla nuova costruzione di un ampliamento di un fabbricato adibito a ristorante, si consiglia l'esecuzione di fondazioni superficiali dirette del tipo platea generale in c.a.

Il consiglio di realizzare una platea generale in c.a., deriva dall'elevato fenomeno di ritiro dei depositi argillosi il quale produce evidenti cedimenti differenziali del terreno di fondazione e dissesti nelle strutture in elevazione.

Per il calcolo della capacità portante del terreno sono stati utilizzati i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione della prova penetrometrica statica CPT eseguita nell'area di studio. Al solo fine di verificare la capacità portante del terreno è stata ipotizzata la tipologia di fondazioni qui di seguito descritta.

I parametri geotecnici del terreno e le dimensioni delle fondazioni (ipotesi), sono riassunti nella seguente tabella:

Fondazioni superficiali dirette del tipo platea generale in c.a.

- larghezza della base della platea	B = 9.00 m
- lunghezza della base della platea	B' = 30.00 m
- profondità della quota di imposta	D = 0.80 m da p.c.
- peso specifico terreno sopra quota d'imposta	$\gamma = 1,80 \text{ t/m}^3 \approx 18,0 \text{ kN/m}^3$
- peso specifico terreno sotto quota d'imposta	$\gamma' = 1,80 \text{ t/m}^3 \approx 18,0 \text{ kN/m}^3$
- coesione non drenata	$C_u = 7.00 \text{ t/m}^2 \approx 70.0 \text{ kN/m}^2$
- profondità falda freatica	Dw = Non rilevata
- pendenza del terreno	$\beta = \sim 0^\circ$
- classe di sismicità	Cs = 2

Il calcolo della pressione ammissibile è stato eseguito utilizzando l'equazione di **Terzaghi** per fondazioni superficiali tipo platea generale in c.a. con la condizione a breve termine dove $C_u \neq 0$ e $j = 0$ (condizione più gravosa).

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

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

☒ Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎ Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it -

Ampliamento fabbricato: Pressione ammissibile Q_{amm} *(Verifica a breve termine $Cu \neq 0$ e $j = 0$)*

Quota di imposta	Pressione limite	Pressione ammissibile
-0.80 m da p.c. attuale	4.14 kg/cm ² ~ 414 kN/m ²	1.38 Kg/cm ² ~ 138 kN/m ²

8. VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU).

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).

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$Ed = Rd$$

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_{Fi})	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

Tabella 8.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

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 Rd del terreno può essere determinata:

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

e-mail: geo.group@libero.it -

- 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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

Tabella 8.2 – 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).

Nello specifico, per quanto riguarda le **opere di fondazione**, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi, sono stati eseguiti i calcoli **sia a breve che a lungo termine**.

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:

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

e-mail: geo.group@libero.it -

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 $E_d = R_d$ 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)

Per quanto riguarda le verifiche finalizzate al dimensionamento strutturale e condotte con l'approccio 1, non bisogna tenere conto del coefficiente γ_R .

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

Tabella 8.3 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Per quanto riguarda la capacità portante del terreno di fondazione, il carico limite ultimo in condizioni "non drenate", dove $C_u \neq 0$ e $f = 0$, è risultato per l'intervento in progetto pari a $Q_{SLU} = 2.99 \text{ kg/cm}^2 \gg 299 \text{ kN/m}^2$.

Ampliamento fabbricato: Pressione limite Q_{lim} *(Verifica a breve termine $Cu \neq 0$ e $j = 0$)*

Profondità d'imposta	Dimensioni platea	Carico limite ultimo SLU
0.80 m da p.c	9.00 m x 30.00 m	2.99 kg/cm ² » 299 kN/m ²

Per quanto riguarda il carico limite ultimo in condizioni "drenate", dove $C' = 0$ e $f' \neq 0$, è stato considerato come angolo di attrito il valore $f' = 25^\circ$. Applicando il coefficiente parziale per la tangente dell'angolo di attrito ne deriva il seguente valore ridotto: $f_R' \sim 20^\circ$, da cui si ottiene, per l'intervento in progetto, uno stato limite ultimo pari a $Q_{SLU} = 2.30 \text{ kg/cm}^2 \gg 230 \text{ kN/m}^2$.

Ampliamento fabbricato: Pressione limite Q_{lim} *(Verifica a lungo termine $Cu = 0$ e $j \neq 0$)*

Profondità d'imposta	Dimensioni platea	Carico limite ultimo SLU
0.80 m da p.c	9.00 m x 30.00 m	2.30 kg/cm ² » 230 kN/m ²

9. VERIFICA DEI CEDIMENTI

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

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

Per la verifica dei cedimenti è stata considerata la prova penetrometrica statica CPT eseguita nell'area oggetto di intervento ed è stato considerato un incremento netto di carico sul terreno pari a $Dp = 0.40 \text{ kg/cm}^2 \gg 40 \text{ kN/m}^2$.

Tutto ciò premesso, utilizzando il metodo di calcolo di Steinbrenner per terreni coesivi sono stati ottenuti i seguenti risultati:

GEO GROUP s.r.l.**Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche**

Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

e-mail: geo.group@libero.it -

Nuovo ampliamento – Fondazioni superficiali dirette del tipo platea generale in c.a.

<u>Calcolo dei cedimenti immediati secondari e di consolidazione</u>	
Metodo di calcolo dei cedimenti degli strati coesivi Steinbrenner e degli strati incoerenti Schmetsmann	
Quota di imposta D = - 0.80 m da piano campagna attuale Carico applicato sul terreno ? P = 0.40 kg/cm² ≈ 40 kN/m²	
Cedimento immediato	S = 0.14 cm
Cedimento secondario	S = 0.07 cm
<i>Cedimento totale degli strati incoerenti</i>	<i>S = 0.21 cm</i>
Cedimento centro platea	S = 0.29 cm
Cedimento spigolo platea	S = 0.07 cm
<i>Cedimento totale degli strati coesivi</i>	<i>S = 0.29 cm</i>
<u>Cedimento totale del terreno di fondazione</u>	S = 0.50 cm

10. MODULO DI SOTTOFONDO

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

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

Utilizzando la Formula di Bowles (1974):

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \cdot Q_{lim} \cdot F_c,$$

dove $F_c = 2.54/\text{cedimento della fondazione (cm)}$ e considerando un cedimento di riferimento **S = 0.50 cm** ed un incremento di carico pari a **Q = 0.40 kg/cm² ~ 40 kN/m²** il modulo di sottofondo o costante di Winkler è risultato pari a **K = 2.44 kg/cm³ = 23928 kN/m³**.

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

e-mail: geo.group@libero.it -

11. CARATTERIZZAZIONE AMBIENTALE DEL SOTTOSUOLO

Nella posizione illustrata nella **Tav. n. 5** e come si osserva nella **figura 11.1** è stato eseguito un sondaggio meccanico con trivella elicoidale (diametro di perforazione 50 mm) in data 03/12/2008 allo scopo di prelevare un campione di terreno caratteristico dell'area in studio.



Foto. n. 11.1 – Ripresa fotografica dell'area in cui è stato prelevato il campione di terreno destinato alle analisi di laboratorio di chimica.

Il campione di terreno è stato prelevato durante il sopralluogo alla profondità di -0.60/0.80 m dal p.c. attuale, successivamente è stato immediatamente riposto in un apposito contenitore di vetro a tenuta stagna (vasetti tipo "Bormioli"), conservato a bassa temperatura e successivamente inviato ad un laboratorio certificato, dove è stato sottoposto ad analisi chimiche per la determinazione del contenuto di 9 metalli pesanti ovvero *cadmio, cromo totale ed esavalente, mercurio, arsenico, nichel, piombo, rame e zinco*.

I risultati ottenuti dall'analisi chimica effettuata sono riportati nella seguente tabella **tab. 11.1** e nell'**allegato n. 4**.

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

e-mail: geo.group@libero.it -

	<i>Limiti inferiori siti uso Verde pubblico, privato e Residenziale</i>	Campione 1
Cadmio (mg/Kgss)	2	<0.01
Cromo totale (mg/Kgss)	150	36.10
Mercurio (mg/Kgss)	1	<0.005
Arsenico (mg/Kgss)	20	9.20
Cromo VI (mg/Kgss)	2	<0.01
Piombo (mg/Kgss)	100	46.24
Rame (mg/Kgss)	120	118.00
Zinco (mg/Kgss)	150	98.38
Nichel (mg/Kgss)	120	37.85

Tab. 11.1 Risultati dell'analisi chimica effettuata sul campione di terreno prelevato.

Dalle analisi chimiche effettuate si evince che i campioni di terreno analizzati **sono conformi** con quanto previsto dal **D.Lgs. 152/06 (Allegato 5 al Titolo V – Parte Quarta)**, concernente: “*Valori di concentrazione limite accettabili nel suolo e nel sottosuolo*”, in relazione ad una destinazione d'uso **verde pubblico, privato e residenziale** (vedi par. 2.1).

12. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

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

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

Un ***terreno incoerente saturo***, in assenza di sollecitazioni sismiche è soggetto soltanto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti (in campo libero e con superficie piana).

Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza.

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

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

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

📍 Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎ Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it. -

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

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

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

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

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

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

Dopo aver caratterizzato il terreno attraverso l'interpretazione dei dati di velocità Vs definiti dalla indagine sismica a rifrazione Re. Mi. (Linea 2), è stata eseguita una stima del rischio di liquefazione di terreni sotto falda in condizioni sismiche, mediante il metodo di “**Andrus e Stokoe**”.

Tale metodo richiede che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'*accelerazione sismica orizzontale massima* in superficie e della *magnitudo di riferimento*. I dati del sisma di progetto sono stati ricavati attraverso l'analisi probabilistica dei dati del Catalogo Sismico Nazionale.

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

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

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

e-mail: geo.group@libero.it .

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

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

La grandezza T viene ricavata attraverso la relazione:

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

dove:

a_{\max} = accelerazione sismica massima;

g = accelerazione di gravità = 980.7 cm/s²;

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.

La resistenza alla liquefazione di un deposito sabbioso può essere valutata anche attraverso la stima delle velocità delle onde S, partendo dai risultati ottenuti attraverso stendimenti di sismica a rifrazione. La relazione è la seguente:

$$R = 0.03 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + \frac{0.9}{V_{s1c} - V_{s1}} - \frac{0.9}{V_{s1}}$$

dove:

V_{s1} (m/s) = velocità delle onde S nello strato corretta = $V_s \left(\frac{1}{s'_{v0}} \right)^{0.25}$, dove

V_s è la velocità misurata e σ'_{v0} (kg/cmq) è la pressione verticale efficace a metà strato;

V_{s1c} (m/s) = valore critico delle onde S nel deposito, ricavabile attraverso il seguente schema:

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

Via C. Costa, 182 - 41100 Modena - Tel. 059/828367; 059/3967169 - Fax. 059/5332019 -

e-mail: geo.group@libero.it -

$V_{s1c}(m/s)=220$ se la percentuale di fine(FC)<5%;
 $V_{s1c}(m/s)=210$ se FC=20%;
 $V_{s1c}(m/s)=200$ se FC>35%;
 interpolando per valori intermedi di FC.

Viene considerato **non** liquefacibile un deposito in cui sia $F_s > 1$.

Questa procedura è raccomandata dal National Center for Earthquake Reasearch (NCEER).

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≤5	Basso
5<IL≤15	Alto
15<IL	Molto alto

Nel nostro caso è stato ottenuto un valore di **IL = 0.0**, indice di un **rischio di liquefazione "molto basso"** e il fattore dei sicurezza calcolato ed esposto nel grafico (**allegato n. 5**) è risultato sempre **$F_s > 1$** considerando una magnitudo di riferimento **M = 5** e una accelerazione sismica di progetto massima pari a **$A_{max} = 0.24 g$** (secondo D.M. 14 Gennaio 2008).

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

☒ Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎ Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it -

13. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione dell'indagine in sito e in relazione alle verifiche eseguite, l'area di interesse è risultata **idonea** da un punto di vista geologico-geotecnico, sismico e ambientale alla realizzazione di un ampliamento di un edificio adibito a ristorante sito in via Terra delle Rosse, all'interno dell'area Maranello Residence, nel Comune di Maranello (MO).

La presente relazione è stata redatta ai sensi dell'**OPCM 3274** e delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" **D.M.** delle Infrastrutture e dei Trasporti del **14/09/2005**, **D.R. Emilia Romagna n° 1677/05 del 24/10/2005** e del **DM 14/01/2008** "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e riporta inoltre la certificazione della qualità ambientale del sottosuolo dell'area oggetto di interesse.

Sulla base dei dati emersi dalla CPT eseguita, si sono ipotizzate, per l'intervento in progetto, delle fondazioni superficiali dirette del tipo platea generale in c.a., se approfondite alla quota **D = - 0.80 m** dal piano campagna attuale, potranno utilizzare una pressione ammissibile sul terreno pari a **$Q_{amm} = 1.38 \text{ Kg/cm}^2 \sim 138 \text{ kN/m}^2$** .

Tali dati sono stati ricavati utilizzando un fattore di sicurezza **Fs = 3** imposto dal D.M. 11/03/1988 per fondazioni superficiali.

Il consiglio di realizzare una platea generale in c.a., deriva dall'elevato fenomeno di ritiro dei depositi argillosi il quale produce evidenti cedimenti differenziali del terreno di fondazione e dissesti nelle strutture in elevazione.

I cedimenti per consolidazione primari e secondari del terreno di fondazione si manterranno entro valori modesti e ammissibili per l'intervento in progetto, come visibile nel paragrafo 8 e in **allegato n. 2**.

In relazione a quanto esposto nel Testo Unico delle "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**). Il carico limite ultimo in condizioni "**non drenate**", dove **Cu ? 0** e **f = 0**, è risultato per l'intervento in progetto pari a **$Q_{SLU} = 2.99 \text{ kg/cm}^2 \gg 299 \text{ kN/m}^2$** .

Per quel che riguarda il carico limite ultimo in condizioni "**drenate**", dove **C' = 0** e **f' ? 0**, è stato considerato come angolo di attrito il valore **f' = 23°**. Applicando il coefficiente parziale per la tangente dell'angolo di attrito ne deriva il seguente valore ridotto: **$f_R' \sim 18°$** , da cui si

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

☒ Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎ Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it -

ottiene, per l'intervento in progetto, uno stato limite ultimo pari a $Q_{SLU} = 2.30 \text{ kg/cm}^2 \gg 230 \text{ kN/m}^2$.

E' stata condotta una caratterizzazione del terreno tenendo conto della realizzazione di uno stendimento sismico a rifrazione con la tecnica dei microtremori **Re.Mi. (allegato n. 4)**, in un'area limitrofa, con successiva determinazione della velocità delle onde "s" (v_s) nel terreno. Tali valori, hanno permesso di determinare la velocità delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m (V_{s30}), tale velocità è risultata pari a $V_{s30} = 348 \text{ m/s}$.

In base alla nuova classificazione sismica, redatta al fine di definire un sistema normativo per la progettazione antisismica e acquisire dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, il Comune di Maranello ricade in **classe 2**, indicativa di zona a **media pericolosità sismica**.

Secondo la classificazione del suolo, sulla base della nuova normativa sismica per gli edifici (**O.P.C.M. 3274** 20 Marzo 2003) in base ai dati ottenuti dalle indagini geotecniche in sito, si classifica il terreno di fondazione del fabbricato in oggetto come appartenente alla categoria **C**, corrispondente a depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con valori di V_{s30} **compresi tra 180 e 360 m/s** ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250 \text{ kPa}$).

Anche sulla base dei contenuti del **D.M. 14/01/2008** "Nuove norme tecniche per le costruzioni" è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa a_g in relazione ad un tempo di riferimento T_R stimato di 475 anni, per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche: Latitudine: 44.530027°, Longitudine 10.897433°, tale parametro è risultato sempre pari ad $a_g \text{ attesa} = 0,164g$.

Poiché tale valore di accelerazione sismica orizzontale a_g/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 oggetto di studio (categoria del sottosuolo C) secondo il N.T.C. 2008 D.M. 14/01/2008. Sulla base di tale valore del fattore stratigrafico si procede al calcolo dell'accelerazione massima orizzontale A_{max} da cui:

$$A_{max} = S_s \cdot a_g = 1.46 \cdot 0.164 g = 0.24 g$$

La verifica alla liquefazione (**allegato n. 5**), eseguita secondo il metodo di **Andrus e Stokoe (1997)**, ha fornito valori di "indice di liquefacibilità" **IL = 0.0**, segno di un **rischio di liquefazione "molto basso"**.

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

☒ Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎ Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it -

In base ai dati emersi dai risultati delle analisi di laboratorio di chimica (**allegato n. 4**) eseguite sul **campione di terreno** prelevato in corrispondenza dell'ampliamento in oggetto, si può affermare che il sottosuolo, risulta "**non contaminato**" da **metalli pesanti** (cadmio, cromo totale e VI, mercurio, arsenico, nichel, piombo, rame e zinco).

Dai risultati ottenuti, infatti, si evince che il campione di terreno analizzato ha fatto registrare valori di concentrazione delle sostanze ricercate **inferiori ai limiti** imposti per **siti ad uso verde pubblico, privato e residenziale**, dal **D. Lgs. 3 Aprile 2006 n° 152 (Tab. 1A dell'Allegato 5 alla Parte Quarta)**.

Sulla base di quanto rilevato e documentato nella presente relazione **non è stata rinvenuta la presenza di alcuna traccia di contaminazione** presso l'area in esame, pertanto è possibile classificare il terreno di scavo, in base al D. Lgs. 152/06 e D. Lgs. 04/08, come "**sottoprodotto**". Il terreno di scavo verrà riutilizzato in loco.

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

Modena, 18 Dicembre 2008

Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

GEO GROUP s.r.l.

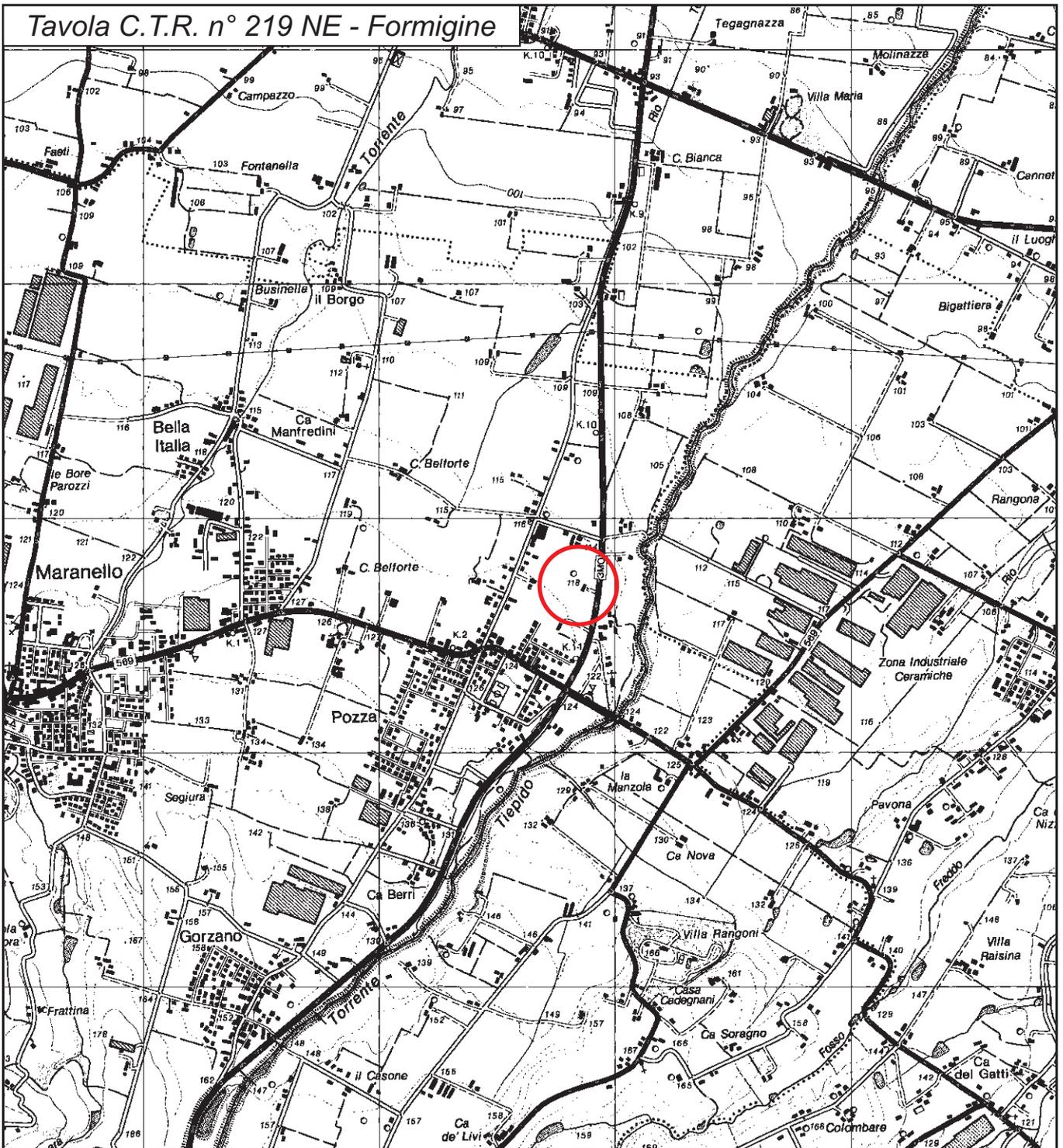
Indagini geologiche, geofisiche e ambientali - Consulenze geologiche e geotecniche

☒ Via C. Costa, 182 – 41100 Modena – ☎ Tel. 059/828367; 059/3967169 – Fax. 059/5332019 –

✉ e-mail: geo.group@libero.it. -



Tavola C.T.R. n° 219 NE - Formigine



Tav. n. 1 "Carta corografica"

Scala 1: 25000



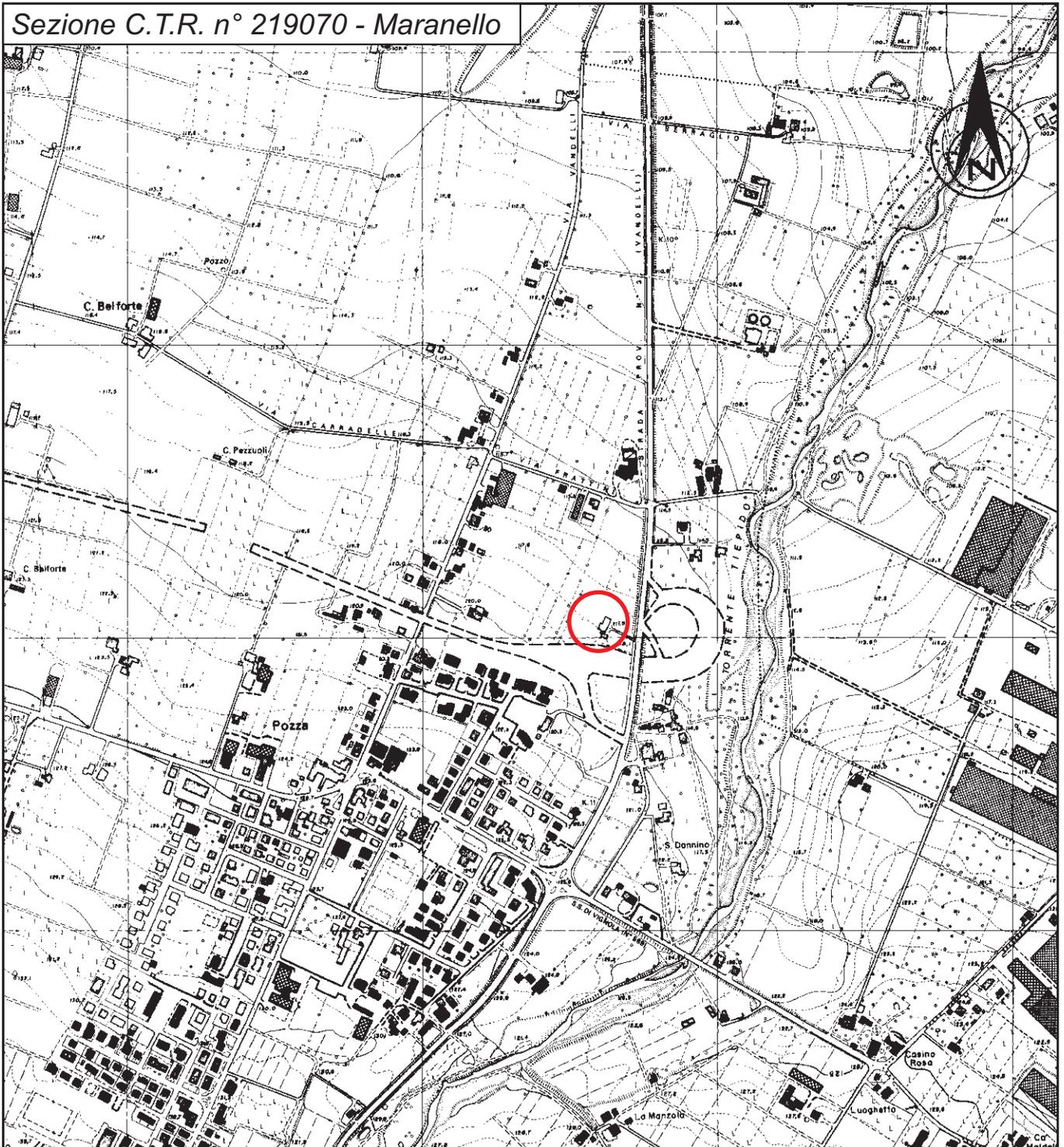
Legenda



Area di interesse



Sezione C.T.R. n° 219070 - Maranello



Tav. n. 2 "Carta topografica"

Scala 1: 10000

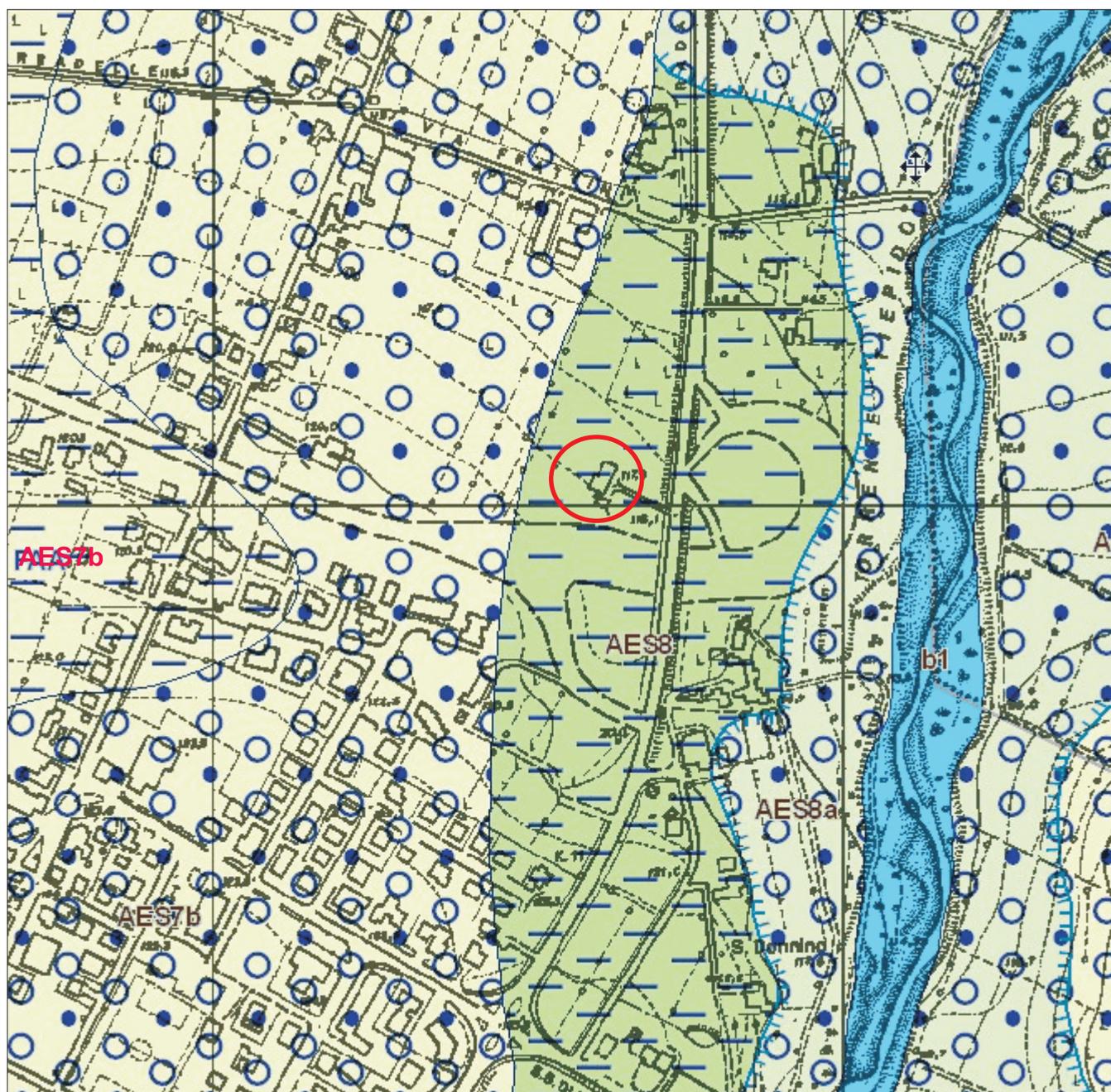
Legenda



Area di interesse

GEO GROUP s.r.l.

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



Tav. n. 3 "Carta Geologica"

Scala 1: 5.000



Area di interesse



Depositi ghiaioso-sabbiosi



Depositi limosi



Orlo di scarpata



b1 - Depositi alluvionali in evoluzione



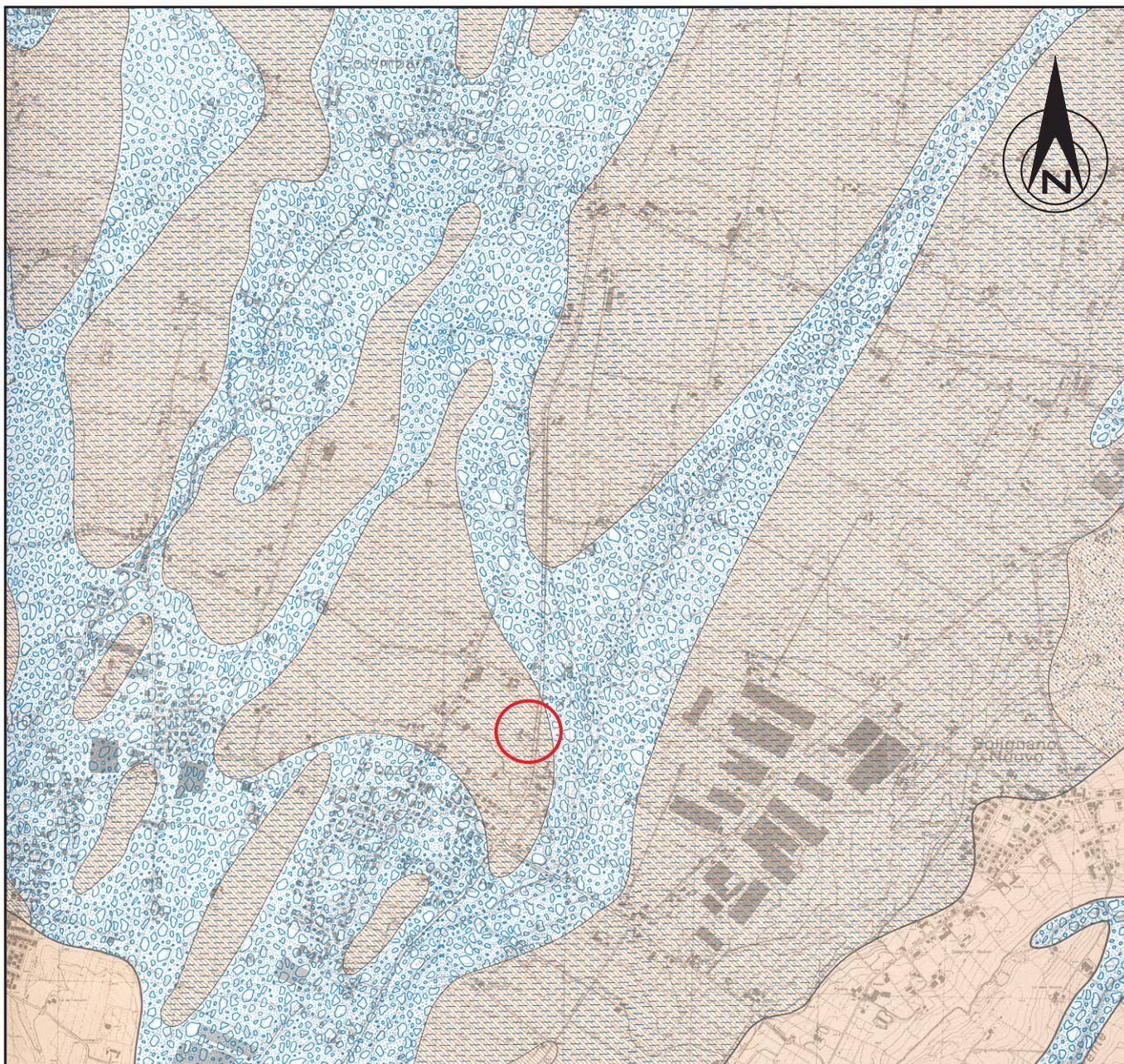
AES8 - Subsistema di Ravenna
(Olocene)



AES8a - Unità di Modena
(Post-VI sec. d. C.)



AES7b - Unità di Vignola
(Pleistocene superiore-Olocene basale)



**Tav. n. 4 “Carta della litologia di superficie
 e delle isobate del tetto del primo livello ghiaioso”**

Scala 1: 25.000

Legenda



Argille e terreni prevalentemente argillosi



Limi e terreni prevalentemente limosi



ghiaie e terreni prevalentemente ghiaiosi



Isobate del tetto delle ghiaie
 e loro andamento presunto



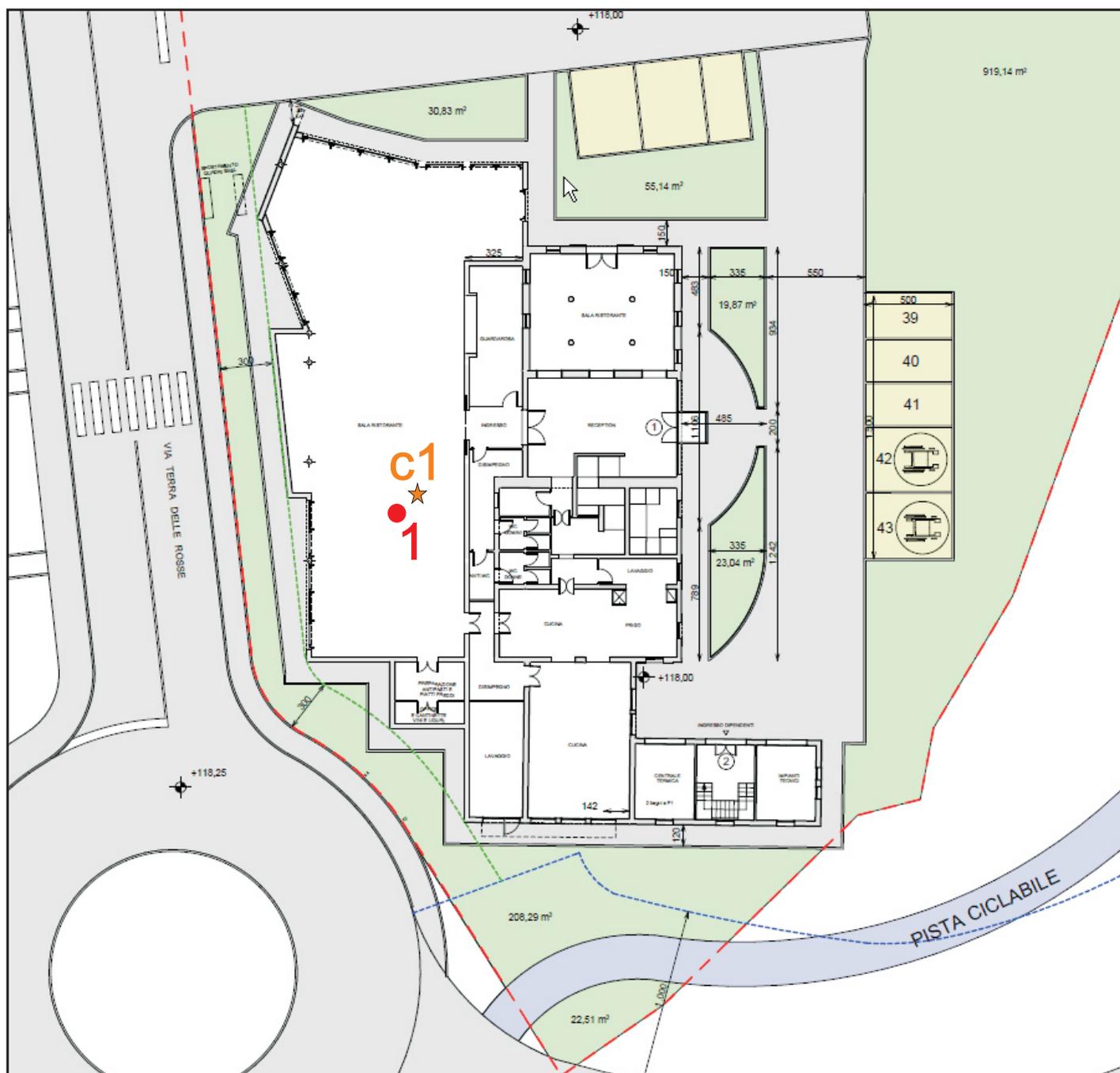
Aree con lenti di ghiaia
 non anastomizzanti
 e che quindi non costituiscono
 una superficie continua



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. 5 “Indagini geognostiche” scala grafica

Legenda

-  Prova penetrometrica statica CPT
-  Sondaggio con trivella elicoidale con prelievo di un campione di terreno a -0.60/0.80 m da p.c.

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 corredate da interpretazione geotecnica

***CPT n. 1 (03/12/2008)
CPT n. 9 e n. 10 (26/10/2004)***



LEGENDA VALORI DI RESISTENZA FATTORI DI CONVERSIONE

Strumento utilizzato:
TG63-200 - Pagani - Piacenza

Caratteristiche:

- punta conica meccanica \varnothing 35.7 mm, area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- punta conica meccanica angolo di apertura: $= 60^\circ$
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' (\varnothing : 35.7 mm - h: 133 mm - A: 150 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: $Q_c \text{ (MPa)} = (\text{prima lettura}) \times CT / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale: $F_s \text{ (kPa)} = [(\text{seconda lettura}) - (\text{prima lettura})] \times CT / 150$

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

$Q_c / F_s = \text{'rapporto Begemann'}$

- 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: PUNTA, LATERALE, TOTALE

n°	1
riferimento	152-08
certificato n°	0101316

Committente: Studio tecnico	U.M.: MPa	Data esec.: 03/12/2008
Cantiere: Maranello Village	Pagina: 1/4	Data certificato: 03/12/2008
Località: Pozza, Maranello, (MO)	Elaborato:	Preforo: -0,40 m Falda: Non rilevata

H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Fr %	H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Fr %
0,20	0,00	0,00		0,00	0,00										
0,40	0,00	0,00		0,00	58,80	0									
0,60	10,00	19,00		0,98	51,94	19	5,3								
0,80	16,00	24,00		1,57	65,66	24	4,2								
1,00	20,00	30,00		1,96	144,06	14	7,4								
1,20	42,00	64,00		4,12	196,00	21	4,8								
1,40	54,00	84,00		5,29	326,34	16	6,2								
1,60	60,00	110,00		5,88	196,00	30	3,3								
1,80	60,00	90,00		5,88	196,00	30	3,3								
2,00	60,00	90,00		5,88	117,60	50	2,0								
2,20	52,00	70,00		5,10	196,00	26	3,8								
2,40	60,00	90,00		5,88	196,00	30	3,3								
2,60	60,00	90,00		5,88	65,66	90	1,1								
2,80	200,00	210,00		19,60	326,34	60	1,7								
3,00	250,00	300,00		24,50	326,34	75	1,3								
3,20	270,00	320,00		26,46	196,00	135	0,7								
3,40	270,00	300,00		26,46	130,34	203	0,5								
3,60	280,00	300,00		27,44	196,00	140	0,7								
3,80	290,00	320,00		28,42	326,34	87	1,1								
4,00	200,00	250,00		19,60	196,00	100	1,0								
4,20	110,00	140,00		10,78	326,34	33	3,0								
4,40	200,00	250,00		19,60	130,34	150	0,7								
4,60	300,00	320,00		29,40	130,34	226	0,4								
4,80	260,00	280,00		25,48	130,34	195	0,5								
5,00	180,00	200,00		17,64	0,00	195	0,0								

H = profondità
L1 = prima lettura (punta)
L2 = seconda lettura (punta + laterale)
Lt = terza lettura (totale)

qc = resistenza di punta
fs = resistenza laterale calcolata
0.20 m sopra quota di qc
F = rapporto di Begemann (qc / fs)
Fr = rapporto di Schmertmann (fs / qc)%



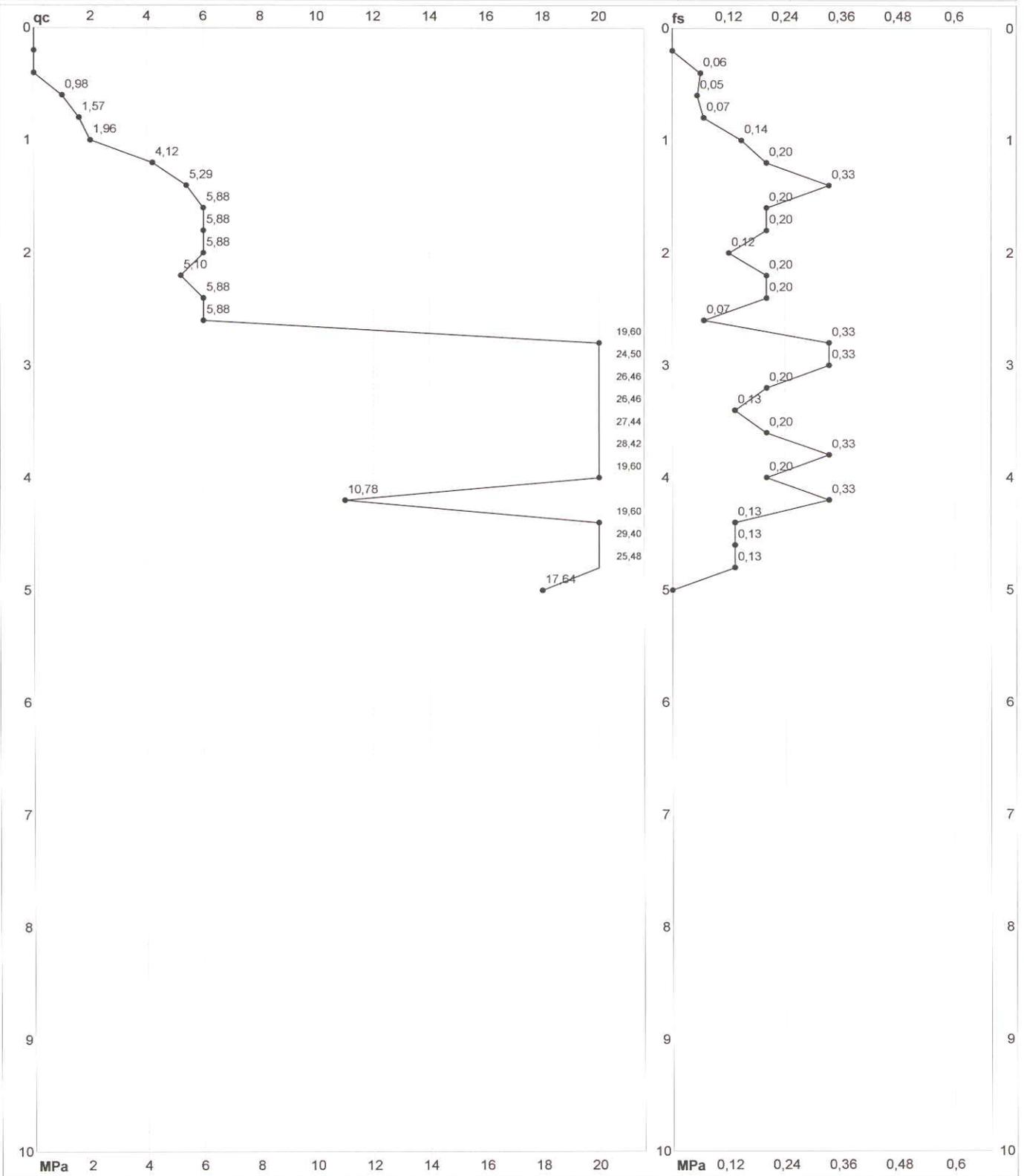
PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI DI RESISTENZA

n°	1
riferimento	152-08
certificato n°	0101316

Committente: **Studio tecnico**
Cantiere: **Maranello Village**
Località: **Pozza, Maranello, (MO)**

U.M.: **MPa** Data esec.: 03/12/2008
Scala: 1:50 Data certificato: 03/12/2008
Pagina: 2/4 Preforo: -0,40 m
Elaborato: Falda: Non rilevata



Coord. Relative	Coord. Geografiche	Penetrometro: TG63-200	Quota ass.:
Xr: m	Xg:	Responsabile:	Corr.astine: kN/ml
Yr: m	Yg:	Assistente:	
Zr: m	Zg:		



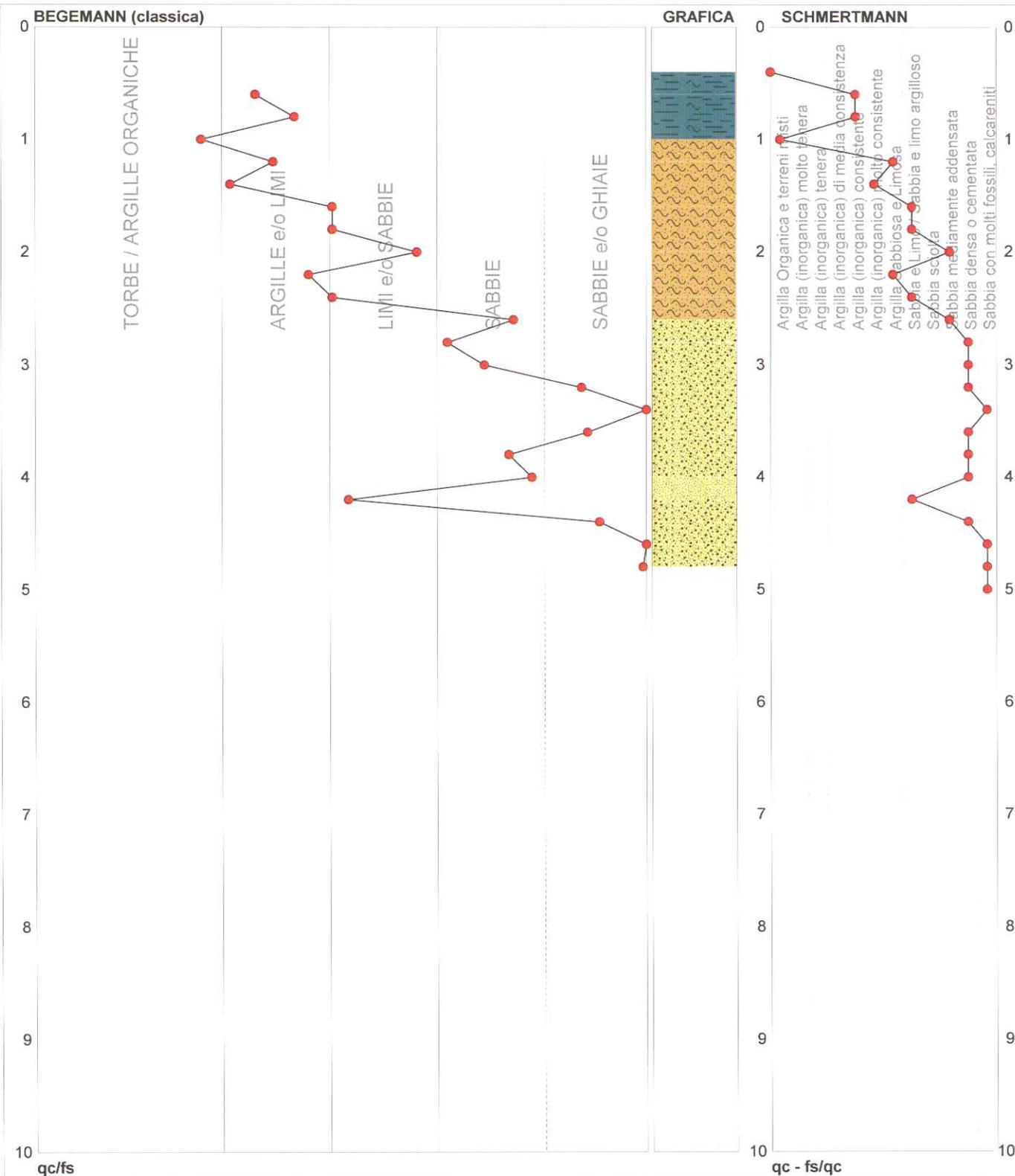
PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI LITOLOGIA

n°	1
riferimento	152-08
certificato n°	0101316

Committente: **Studio tecnico**
Cantiere: **Maranello Village**
Località: **Pozza, Maranello, (MO)**

U.M.: **MPa** Data eseg.: **03/12/2008**
Scala: **1:50** Data certificato: **03/12/2008**
Pagina: **3/4** Preforo: **-0,40 m**
Elaborato: Falda: **Non rilevata**



Torbe / Argille organiche 29 punti,
Argille e/o Limi : 8 punti,
Limi e/o Sabbie : 2 punti,
Sabbie: 5 punti,
Sabbie e/o Ghiaie : 6 punti,

Argilla Organica e terreni misti: 1 punti,
Argilla (inorganica) molto tenera: 0 punti,
Argilla (inorganica) tenera: 0 punti,
Argilla (inorganica) media consistenza: 0 punti,
Argilla (inorganica) consistente: 2 punti,
Argilla (inorganica) molto consistente: 1 punti,

Argilla Sabbiosa e Limosa: 2 punti,
Sabbia e Limo / Sabbia e limo argill.: 4 punti,
Sabbia sciolta: 0 punti,
Sabbia mediamente addensata: 2 punti,
Sabbia densa o cementata: 7 punti,
Sabbia con molti fossili, calcareniti: 3 punti,

PROVE PENETROMETRICHEVia per Modena, 8 - Tel. 059/535046 - 41051 CASTELNUOVO R. (MO)
p.IVA e C.F. 00812530368

Certificato 11704S09

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA****CPT 9**

3.010496-043

- committente: Studio Geologico Dallari
 - lavoro: Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata
 - località: Pozza di Maranello (MO)
 - resp. cantiere: Dott. Pier Luigi Dallari
 - assist. cantiere: Dott. Francesco Dettori

- data prova : 26/10/2004
 - quota inizio : Piano Campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - data emiss. : 26/10/2004
 - pagina n°: 1/4

prf	LP	LL	Rp	RL	Rp/RI	prf	LP	LL	Rp	RL	Rp/RI
m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	-	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	-
0,20	---	1,0	---	0,87	---	3,00	158,0	255,0	158,0	3,20	49,0
0,40	33,0	46,0	33,0	1,87	18,0	3,20	210,0	258,0	210,0	4,67	45,0
0,60	22,0	50,0	22,0	0,20	110,0	3,40	264,0	334,0	264,0	4,53	58,0
0,80	78,0	81,0	78,0	5,00	16,0	3,60	41,0	109,0	41,0	3,60	11,0
1,00	38,0	113,0	38,0	4,67	8,0	3,80	45,0	99,0	45,0	3,93	11,0
1,20	70,0	140,0	70,0	6,53	11,0	4,00	46,0	105,0	46,0	8,13	6,0
1,40	62,0	160,0	62,0	2,80	22,0	4,20	171,0	293,0	171,0	6,73	25,0
1,60	99,0	141,0	99,0	5,80	17,0	4,40	134,0	235,0	134,0	2,87	47,0
1,80	64,0	151,0	64,0	6,60	10,0	4,60	181,0	224,0	181,0	7,00	26,0
2,00	53,0	152,0	53,0	4,07	13,0	4,80	283,0	388,0	283,0	8,13	35,0
2,20	54,0	115,0	54,0	4,20	13,0	5,00	143,0	265,0	143,0	6,87	21,0
2,40	40,0	103,0	40,0	3,87	10,0	5,20	123,0	226,0	123,0	8,53	14,0
2,60	37,0	95,0	37,0	3,33	11,0	5,40	115,0	243,0	115,0	7,53	15,0
2,80	35,0	85,0	35,0	6,47	5,0	5,60	188,0	301,0	188,0	---	---

DIRETTORE DI LABORATORIO
 PER PROVE IN SITO
 Dott. geol. Pierluigi Dallari

RESPONSABILE DI
 CANTIERE
 Dott. geol. Pierluigi Dallari

ELABORAZIONE
 DATI
 Dott. Gianni Loricci

- PENETROMETRO STATICO tipo GOUDA da 20 t - (con anello allargatore) -
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann $\phi = 35.7$ mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

Software by: Dr.D.Merlin - 0425/840820

penetrometrie statiche e dinamiche - sondaggi a carotaggio - piezometri - inclinometri - sondaggi elettrici e sismici - prove di permeabilità in sito - laboratorio

PROVE PENETROMETRICHE

Via per Modena, 8 - Tel. 059/535046 - 41051 CASTELNUOVO R. (MO)
p.IVA e C.F. 00812530368

Certificato 11704S09

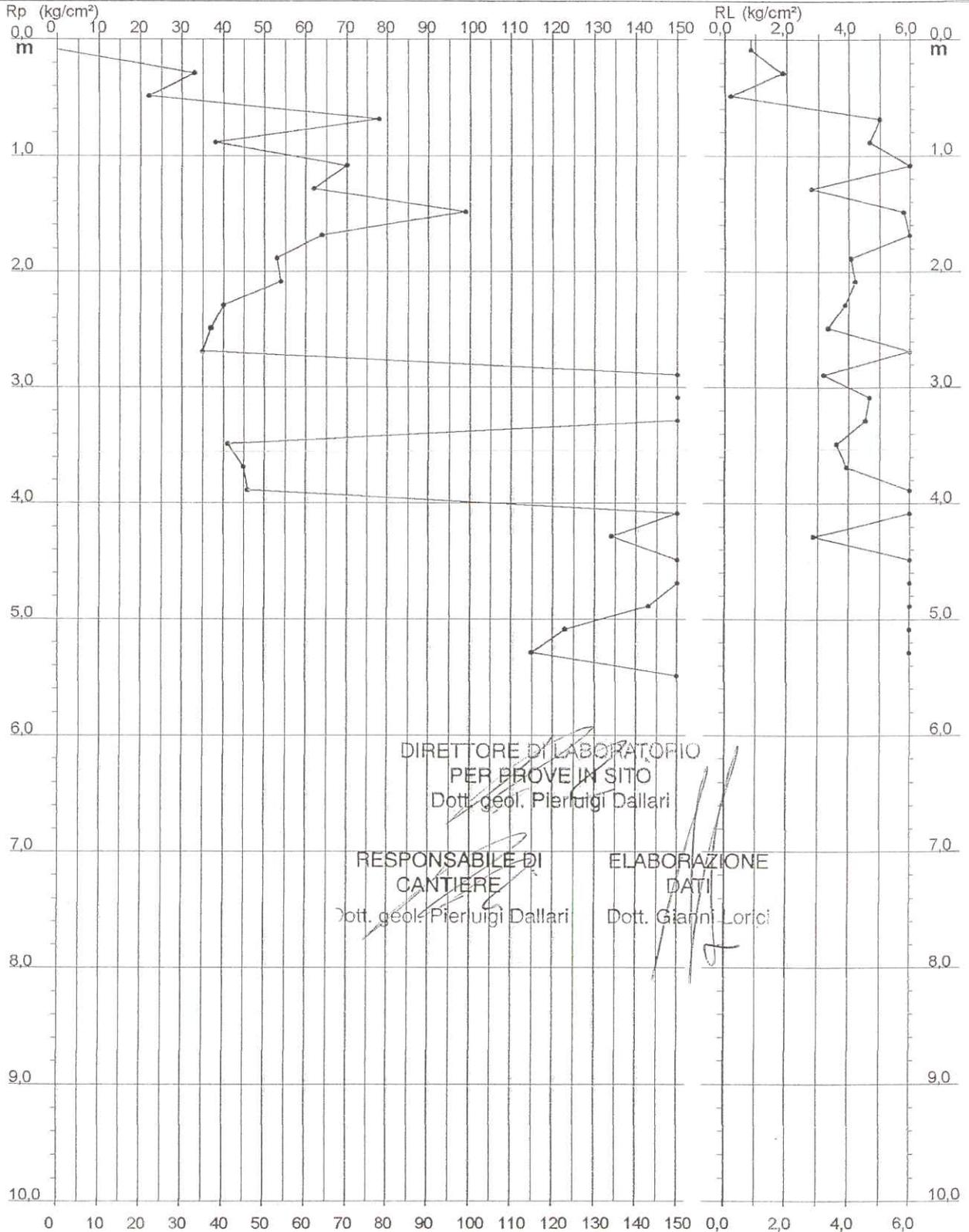
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 9

3.010496-043

- committente: Studio Geologico Dallari
- lavoro: Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata
- località: Pozza di Maranello (MO)
- resp. cantiere: Dott. Pier Luigi Dallari
- assist. cantiere: Dott. Francesco Dettori

- data prova: 26/10/2004
- quota inizio: Piano Campagna
- prof. falda: Falda non rilevata
- scala vert.: 1 : 50
- data emiss.: 26/10/2004
- pagina n°: 2/4



DIRETTORE DI LABORATORIO
PER PROVE IN SITO
Dott. geol. Pierluigi Dallari

RESPONSABILE DI
CANTIERE
Dott. geol. Pierluigi Dallari

ELABORAZIONE
DATI
Dott. Gianni Loricci

PROVE PENETROMETRICHE

Via per Modena, 8 - Tel. 059/535046 - 41051 CASTELNUOVO R. (MO)
p.IVA e C.F. 00812530368

Certificato 11704S09

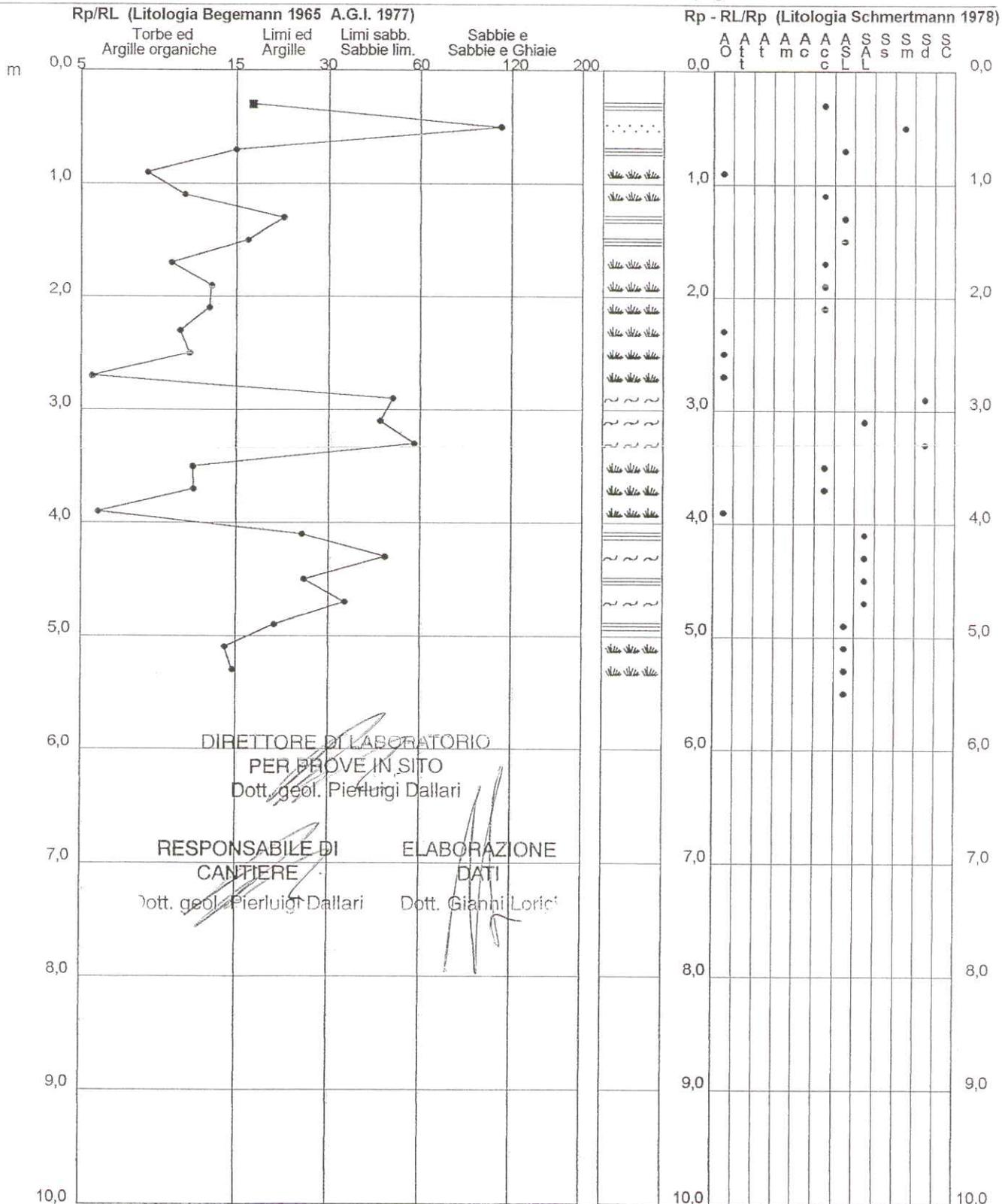
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 9

3.010496-043

- committente: Studio Geologico Dallari
- lavoro: Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata
- località: Pozza di Maranello (MO)
- resp. cantiere: Dott. Pier Luigi Dallari
- assist. cantiere: Dott. Francesco Dettori

- data prova : 26/10/2004
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- scala vert. : 1 : 50
- data emiss. : 26/10/2004
- pagina n°: 3/4



PROVE PENETROMETRICHE

Via per Modena, 8 - Tel. 059/535046 - 41051 CASTELNUOVO R. (MO)
p.IVA e C.F. 00812530368

Certificato 11704S10

PROVA PENETROMETRICA STATICA

CPT 10

LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

3.010496-043

- committente: Studio Geologico Dallari
- lavoro: Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata
- località: Pozza di Maranello (MO)
- resp. cantiere: Dott. Pier Luigi Dallari
- assist. cantiere: Dott. Francesco Dettori

- data prova : 26/10/2004
- quota inizio : Piano Campagna
- prof. falda : Falda non rilevata
- data emiss. : 26/10/2004
- pagina n°: 1/4

prf	LP	LL	Rp	RL	Rp/RI	prf	LP	LL	Rp	RL	Rp/RI
m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	-	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	-
0,20	---	1,0	---	0,13	---	3,60	50,0	114,0	50,0	7,20	7,0
0,40	10,0	12,0	10,0	0,40	25,0	3,80	200,0	308,0	200,0	6,13	33,0
0,60	12,0	18,0	12,0	0,67	18,0	4,00	160,0	252,0	160,0	4,13	39,0
0,80	11,0	21,0	11,0	0,80	14,0	4,20	31,0	93,0	31,0	4,27	7,0
1,00	12,0	24,0	12,0	1,40	9,0	4,40	60,0	124,0	60,0	5,80	10,0
1,20	45,0	66,0	45,0	3,20	14,0	4,60	93,0	180,0	93,0	9,67	10,0
1,40	51,0	99,0	51,0	4,80	11,0	4,80	176,0	321,0	176,0	6,60	27,0
1,60	49,0	121,0	49,0	5,40	9,0	5,00	139,0	238,0	139,0	4,13	34,0
1,80	62,0	143,0	62,0	4,07	15,0	5,20	128,0	190,0	128,0	0,93	137,0
2,00	55,0	116,0	55,0	4,20	13,0	5,40	92,0	106,0	92,0	2,93	31,0
2,20	39,0	102,0	39,0	3,40	11,0	5,60	33,0	77,0	33,0	9,60	3,0
2,40	36,0	87,0	36,0	4,67	8,0	5,80	146,0	290,0	146,0	4,80	30,0
2,60	35,0	105,0	35,0	3,73	9,0	6,00	184,0	256,0	184,0	1,47	125,0
2,80	36,0	94,0	38,0	3,33	11,0	6,20	58,0	80,0	58,0	4,00	14,0
3,00	38,0	88,0	38,0	2,33	16,0	6,40	43,0	103,0	43,0	5,07	8,0
3,20	95,0	130,0	95,0	4,67	20,0	6,60	147,0	223,0	147,0	---	---
3,40	59,0	129,0	59,0	4,27	14,0						

DIRETTORE DI LABORATORIO
PER PROVE IN SITO
Dott. geol. Pierluigi Dallari

RESPONSABILE DI
CANTIERE
Dott. geol. Pierluigi Dallari

ELABORAZIONE
DATI
Dott. Gianni Loricci

- PENETROMETRO STATICO tipo GOUDA da 20 t - (con anello allargatore) -
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 10 - Velocità Avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann $\phi = 35.7$ mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

Software by: Dr.D.Merlin - 0425/840820

penetrometrie statiche e dinamiche - sondaggi a carotaggio - piezometri - inclinometri - sondaggi elettrici e sismici - prove di permeabilità in sito - laboratorio

PROVE PENETROMETRICHE

Via per Modena, 8 - Tel. 059/535046 - 41051 CASTELNUOVO R. (MO)
p.IVA e C.F. 00812530368

Certificato 11704S10

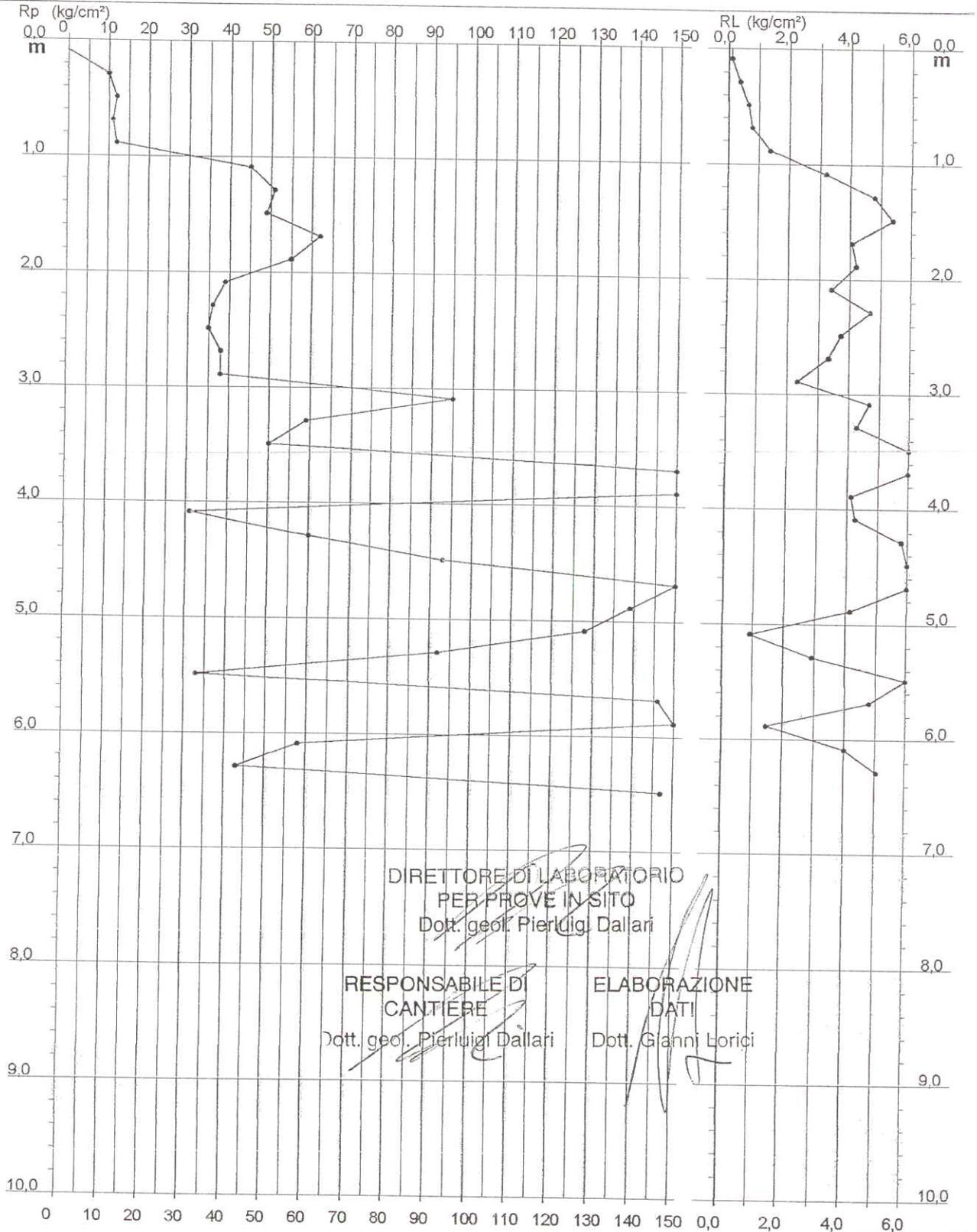
PROVA PENETROMETRICA STATICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 10

3.010496-043

- committente: Studio Geologico Dallari
- lavoro: Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata
- località: Pozza di Maranello (MO)
- resp. cantiere: Dott. Pier Luigi Dallari
- assist. cantiere: Dott. Francesco Dettori

- data prova: 26/10/2004
- quota inizio: Piano Campagna
- prof. faida: Falda non rilevata
- scala vert.: 1 : 50
- data emiss.: 26/10/2004
- pagina n°: 2/4



PROVE PENETROMETRICHE

Via per Modena, 8 - Tel. 059/535046 - 41051 CASTELNUOVO R. (MO)
p.IVA e C.F. 00812530368

Certificato 11704S10

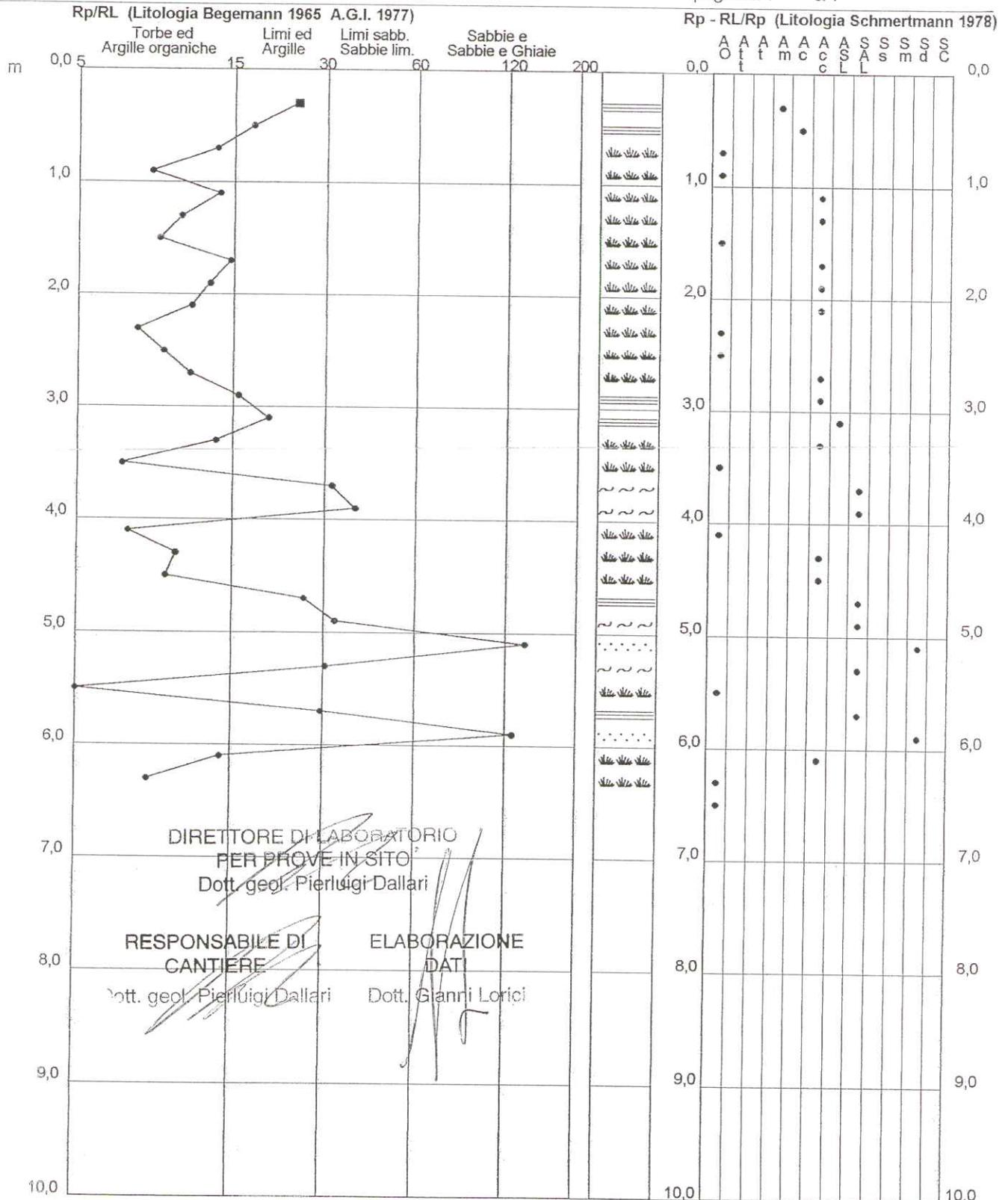
PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 10

3.010496-043

- committente: Studio Geologico Dallari
- lavoro: Piano Particolareggiato di iniziativa Privata
- località: Pozza di Maranello (MO)
- resp. cantiere: Dott. Pier Luigi Dallari
- assist. cantiere: Dott. Francesco Dettori

- data prova: 26/10/2004
- quota inizio: Piano Campagna
- prof. falda: Falda non rilevata
- scala vert.: 1 : 50
- data emiss.: 26/10/2004
- pagina n°: 3/4

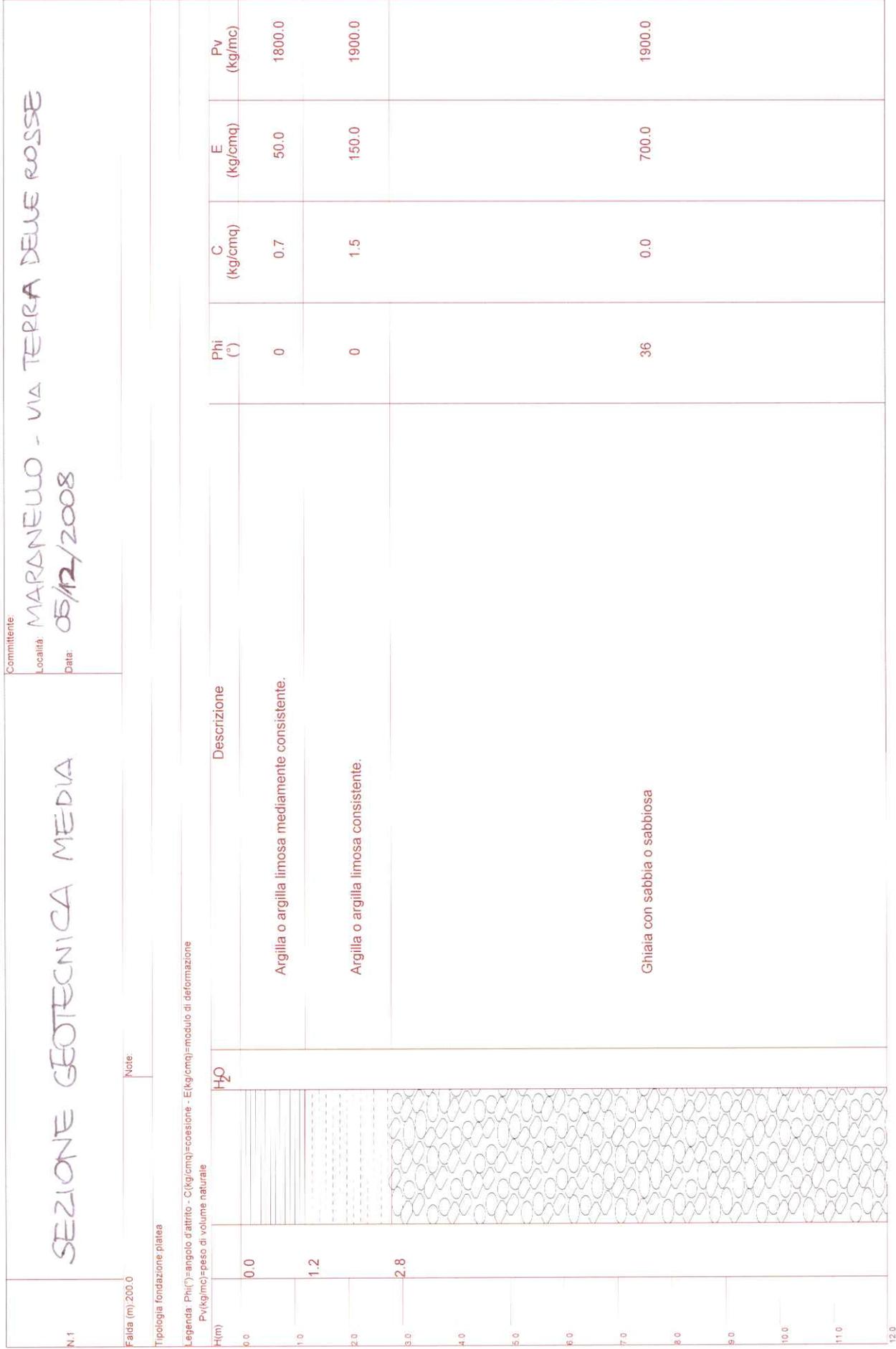


GEO GROUP s.r.l.

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

ALLEGATO N° 2

Verifiche geotecniche



Ampliamento ristorante Paddock in Maranello

DATI GEOMETRICI DELLA FONDAZIONE

Tipologia della fondazione:platea
Geometria della fondazione:
Larghezza della base (m):9.00
Lunghezza della fondazione (m):30.00
Eccentricità della base - lato corto (m):0.00
Eccentricità della base - lato lungo (m):0.00
Profondità di posa - lato destro (m):0.80
Profondità di posa - lato sinistro (m):0.80
Profondità dello scavo - lato destro (m):0.00
Profondità dello scavo - lato sinistro (m):0.00
Larghezza dello scavo - lato destro (m):0.00
Larghezza dello scavo - lato sinistro (m):0.00
Inclinazione del pendio - lato a valle (°):0
Inclinazione del pendio - lato a monte (°):0
Inclinazione della base - lato corto (°):0
Inclinazione della base - lato lungo (°):0
Inclinazione del carico - lato corto (°):0
Inclinazione del carico - lato lungo (°):0
Fondazione di tipo:elastica
Densità del calcestruzzo (kg/mc):2500.00

FALDA

Profilo della falda

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

STRATIGRAFIA

Profilo strato n. 1

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	0.00
2	0.00	0.00
3	0.00	0.00
4	0.00	0.00
5	0.00	-0.80
6	9.00	-0.80

7	9.00	0.00
8	9.00	0.00
9	9.00	0.00
10	15.00	0.00

Strato n. 1 - Descrizione: Argilla o argilla limosa mediamente consistente.

Densità relativa Dr(%): 0
 Angolo d'attrito Phi(°): 0.00
 Gamma sopra falda (kg/mc): 1800.00
 Gamma saturo (kg/mc): 2200.00
 Coesione (kg/cm²): 0.70
 Mod.deformazione (kg/cm²): 50.00
 Indice vuoti: 0.00
 O.C.R.: 2.00
 Indice compr.princ.: 0.00
 Indice compr.sec.: 0.00
 Indice ricomp.: 0.00
 Coef.consolidazione(cm²/s): 0.00
 Coef.di Poisson: 0.40
 R.Q.D.(%): 0.00
 Nspt medio: 0
 Rp(kg/cm²): 0.00

Profilo strato n. 2

N	X (m)	Y (m)
1	-6.00	-1.20
2	16.00	-1.20

Strato n. 2 - Descrizione: Argilla o argilla limosa consistente.

Densità relativa Dr(%): 0
 Angolo d'attrito Phi(°): 0.00
 Gamma sopra falda (kg/mc): 1900.00
 Gamma saturo (kg/mc): 2300.00
 Coesione (kg/cm²): 1.50
 Mod.deformazione (kg/cm²): 150.00
 Indice vuoti: 0.00
 O.C.R.: 3.00
 Indice compr.princ.: 0.00
 Indice compr.sec.: 0.00
 Indice ricomp.: 0.00
 Coef.consolidazione(cm²/s): 0.00
 Coef.di Poisson: 0.30
 R.Q.D.(%): 0.00
 Nspt medio: 0

Rp(kg/cmq):0.00

Profilo strato n. 3

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	-2.80
2	16.00	-2.80

Strato n. 3 - Descrizione: Ghiaia con sabbia o sabbiosa

Densità relativa Dr(%): 80

Angolo d'attrito Phi(°):36.00

Gamma sopra falda (kg/mc):1900.00

Gamma saturo (kg/mc):2100.00

Coesione (kg/cmq):0.00

Mod.deformazione (kg/cmq):700.00

Indice vuoti:0.00

O.C.R.:1.00

Indice compr.princ.:0.00

Indice compr.sec.:0.00

Indice ricompr.:0.00

Coef.consolidazione(cm²/s):0.00

Coef.di Poisson:0.30

R.Q.D.(%):0.00

Nspt medio:0

Rp(kg/cmq):0.00

PORTANZA DELLA FONDAZIONE

Profondità di calcolo:4.50

Criterio di calcolo:Terzagli

Portanza limite della fondazione (kg/cmq):4.14

Coefficiente di sicurezza:3.00

Portanza ammissibile della fondazione (kg/cmq):1.38

Fattore di portanza Nq:1.00

Fattore di portanza Ng:0.00

Fattore di portanza Nc:5.71

Fattore di forma Sq:1.00

Fattore di forma Sg:1.00

Fattore di forma Sc:1.00

Fattore di approfondimento Dq:1.00

Fattore di approfondimento Dg:1.00

Fattore di approfondimento Dc:1.00

Fattore di inclinazione dei carichi Iq:1.00

Fattore di inclinazione dei carichi Ig:1.00

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

CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

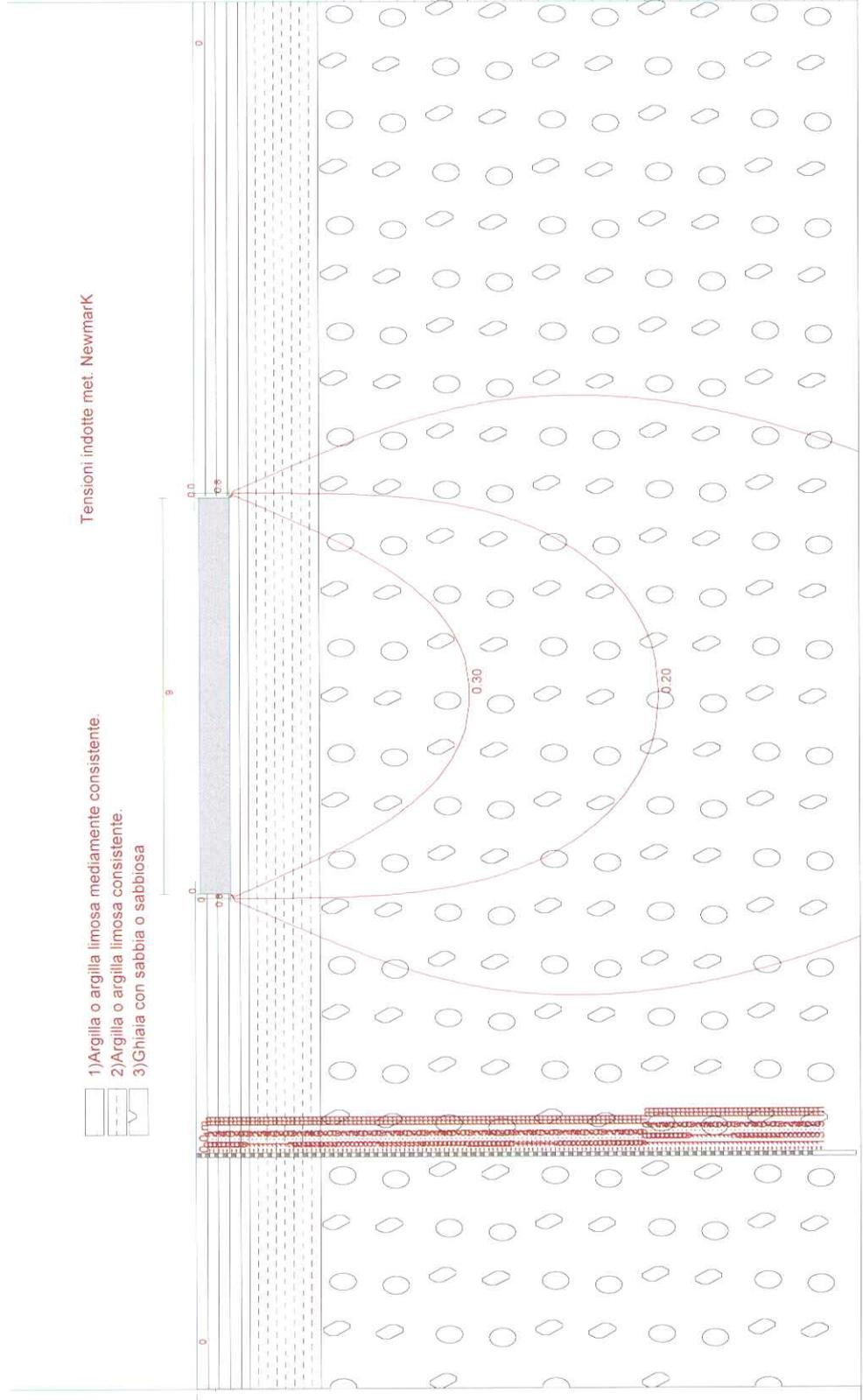
Carico applicato sulla fondazione (kg/cmq) :0.40
Metodo di calcolo strati incoerenti:Schmertmann
Cedimento immediato (cm):0.14
Cedimento secondario (cm):0.07
Cedimento massimo della fondazione (cm):0.00
Cedimento minimo della fondazione (cm):0.00
Cedimento totale degli strati incoerenti (cm):0.21
Metodo di calcolo strati coesivi:Steinbrenner
Cedimento di consolidazione (cm):0.00
Cedimento secondario (cm):0.00
Cedimento massimo della fondazione (cm):0.29
Cedimento minimo della fondazione (cm):0.07
Cedimento totale degli strati coesivi (cm):0.29
Cedimento totale del terreno di fondazione (cm):0.50

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE

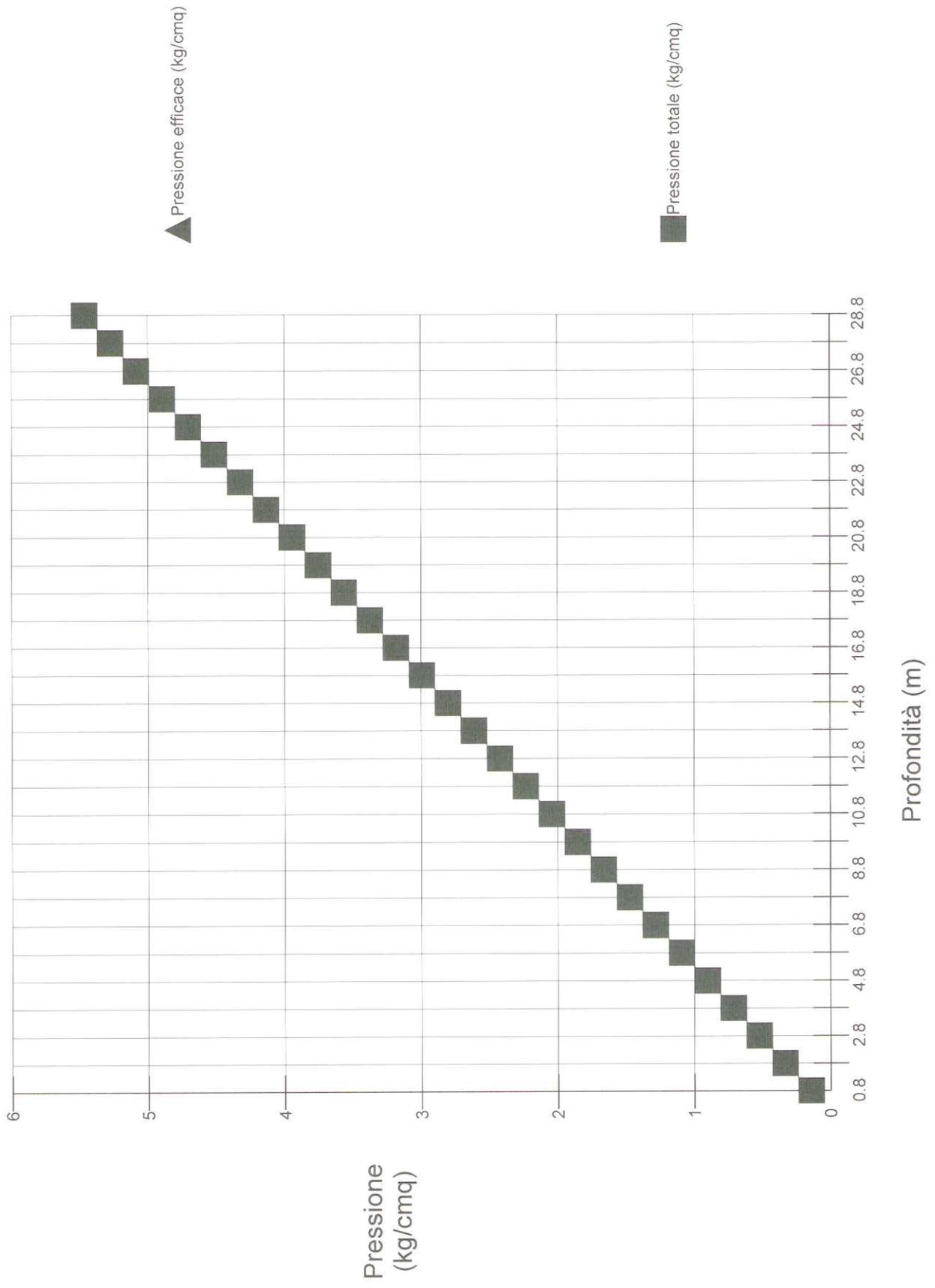
Calcolo del coefficiente di sottofondazione - K di Winkler.
Criterio di calcolo :Bowles
Carico applicato sulla fondazione(kg/cmq):0.40
Cedimento di riferimento(cm):0.50
Coefficiente di sottofondazione (kg/cm³):2.44

Tensioni indotte nei Newmark

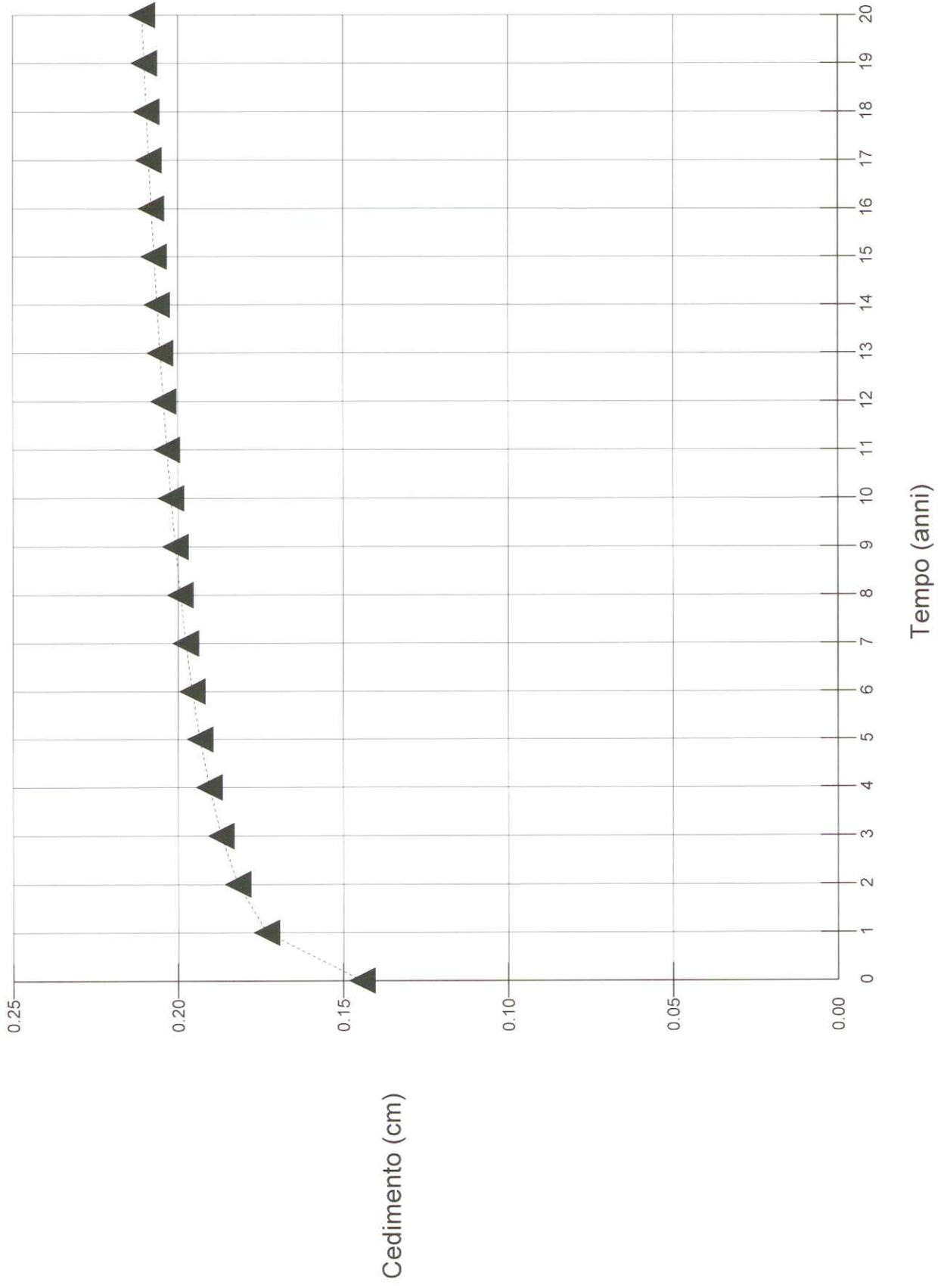
- 1) Argilla o argilla limosa mediamente consistente.
- 2) Argilla o argilla limosa consistente.
- 3) Ghiaia con sabbia o sabbiosa



Andamento della pressione totale ed efficace del terreno



Andamento dei cedimenti secondari negli strati incoerenti



PORTANZA DELLA FONDAZIONE SLU FI = 25° FI r = 20°.

Profondità di calcolo:	4.50
Criterio di calcolo:	Terzaghi
Portanza limite della fondazione (kg/cmq):	2.30
Coefficiente di sicurezza:	1.00
Portanza ammissibile della fondazione (kg/cmq):	2.30
Fattore di portanza Nq:	5.63
Fattore di portanza Ng:	1.75
Fattore di portanza Nc:	14.85
Fattore di forma Sq:	1.00
Fattore di forma Sg:	1.00
Fattore di forma Sc:	1.00
Fattore di approfondimento Dq:	1.00
Fattore di approfondimento Dg:	1.00
Fattore di approfondimento Dc:	1.00
Fattore di inclinazione dei carichi Iq:	1.00
Fattore di inclinazione dei carichi Ig:	1.00
Fattore di inclinazione dei carichi Ic:	1.00
Fattore di inclinazione della base Bq:	1.00
Fattore di inclinazione della base Bg:	1.00
Fattore di inclinazione della base Bc:	1.00
Fattore di pendio Gq:	1.00
Fattore di pendio Gg:	1.00
Fattore di pendio Gc:	1.00
Peso di volume medio sopra il piano di posa (kg/mc):	1800.00

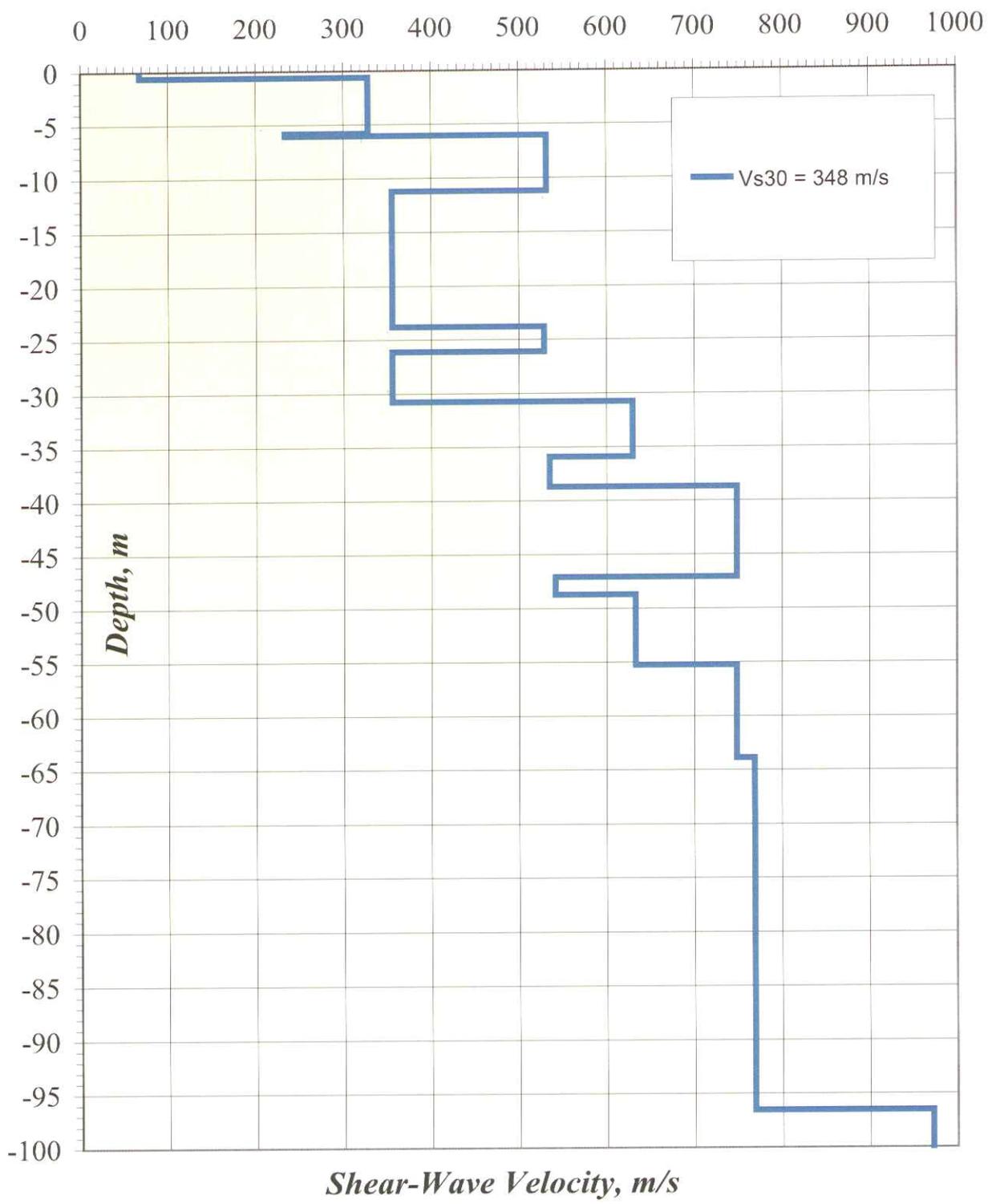
GEO GROUP s.r.l.

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

ALLEGATO N° 3

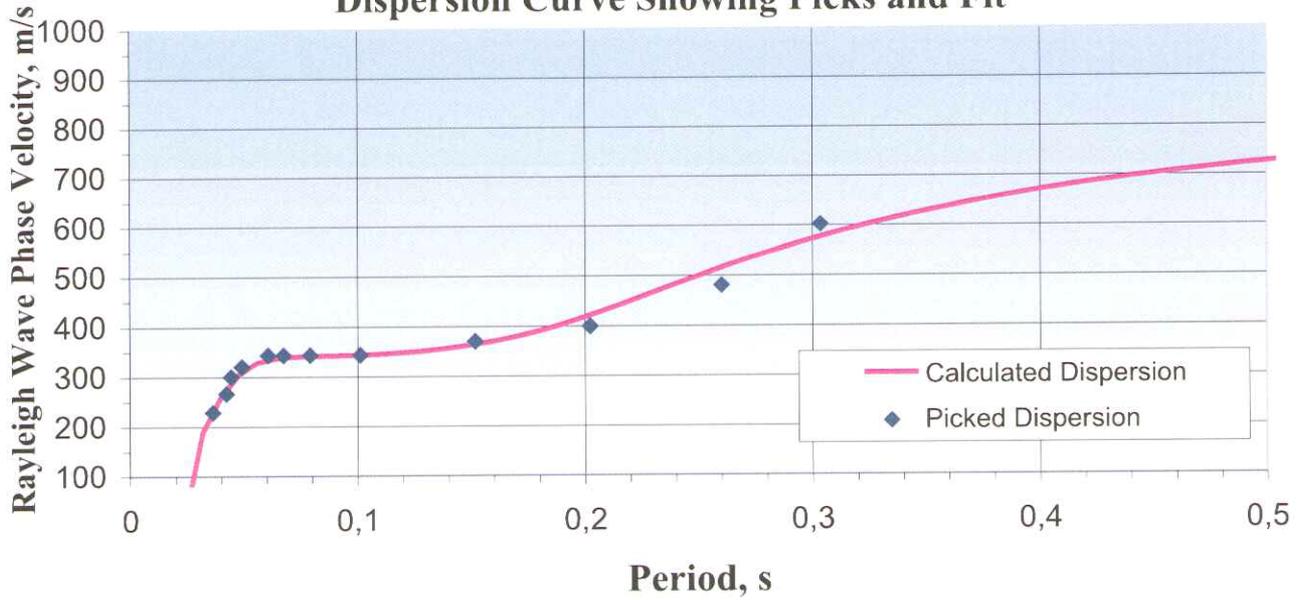
Sismica a rifrazione metodo dei Microtremori Re.Mi. e calcolo della Vs30

Maranello: Vs Model

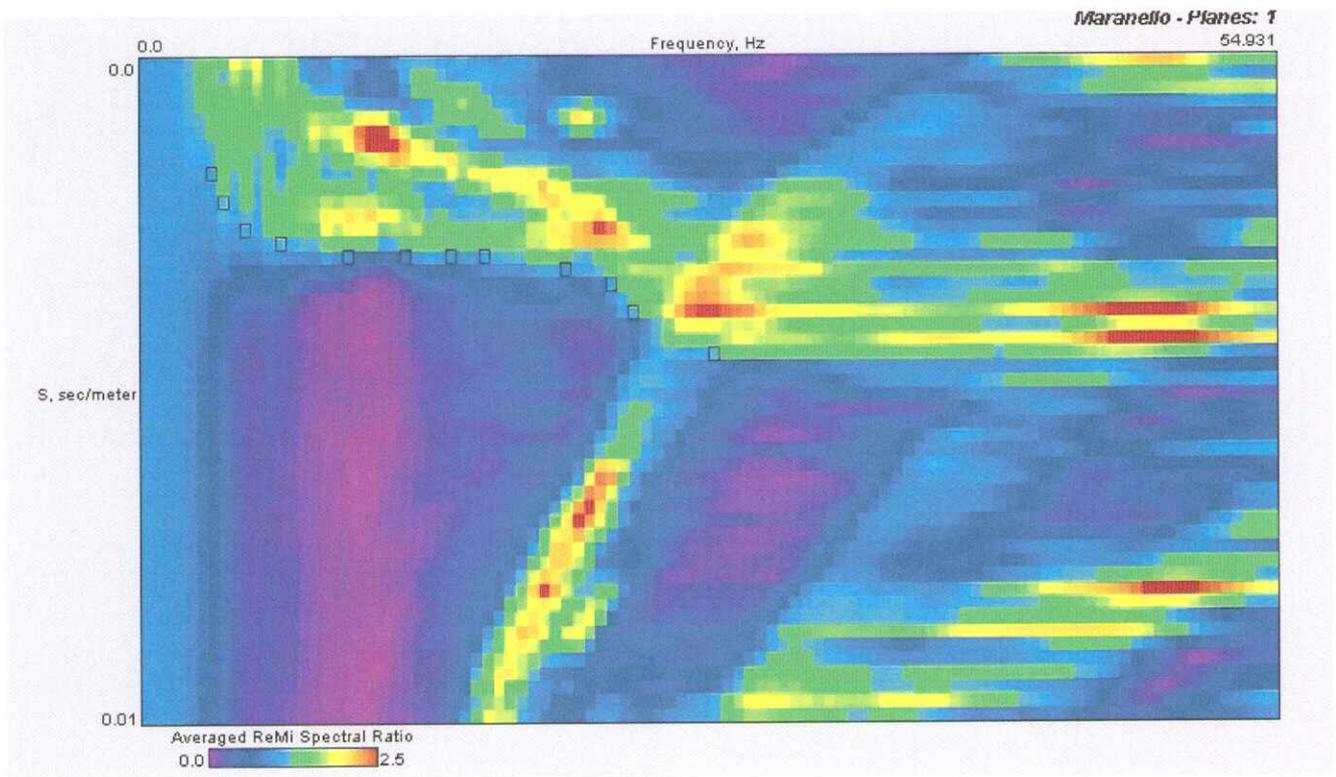


Maranello: Supportive Illustration

Dispersion Curve Showing Picks and Fit



p-f Image with Dispersion Modeling Picks



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° 4

Analisi di laboratorio di chimica del campione di terreno analizzato

Spett.le

GEO GROUP SRL
VIA CESARE COSTA 182
41100 MODENA (MO)

Oggetto: commento alle analisi sul campione di terreno secondo il Dlgs 152/2006

In data 03/12/2008 è stato conferito presso il nostro Laboratorio n.1 campione di così
identificato:

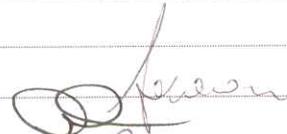
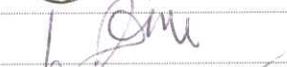
TERRENO RISTORANTE PADDOK MARANELLO VILLAGE VIA NUOVA ESTENSE
MARANELLO (MO) S1 60/80 CM

Su tale campione sono state effettuate le seguenti determinazioni: arsenico, cadmio,
cromo totale , cromo VI, mercurio, nichel, piombo, rame e zinco.

Come si evince dal rapporto di prova allegato i risultati delle analisi effettuate sul
campione di terreno rientrano nei limiti imposti dal **Dlgs 152/2006 Allegato 5 Tab.
1A** relativa alla "Concentrazione soglia di contaminazione nel suolo e nel sottosuolo
riferiti alla specifica destinazione d'uso dei siti da bonificare" per i siti ad uso
commerciale e industriale per i parametri previsti da tale normativa.

Lo staff operativo

Modena 04/12/2008

Nome e cognome	Funzione	
Dr. ssa A. Leone	Analista	
Dr. ssa C. Antonazzo	Analista	
Dr. M. Lodi	Responsabile di settore	
Dr. C. Angeli	Responsabile del laboratorio	



ISTITUTO DI RICERCHE AGRINDUSTRIA S.r.l.
Via Staffette Partigiane, 9
41100 MODENA (MO)
C.F. : 02078500366 P. Iva: 02078500366
Tel. 059-310759 Fax: 059-450432
e-mail: info@agrindustria.com
Internet: www.agrindustria.com
Reg.Ditta: C.C.I.A.A. di Modena n. 264037

Rapporto di
prova n°:

2817512

Descrizione: **TERRENO RISTORANTE PADDOK MARANELLO
VILLAGE VIA NUOVA ESTENSE MARANELLO (MO) S1
60/80 CM**

**Spettabile:
GEO GROUP SRL
VIA CESARE COSTA, 182
41100 MODENA (MO)**

Accettazione: **2804988**

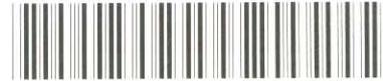
Data Prelievo: **03-dic-08**

Data Arrivo Camp.: **03-dic-08** Data Inizio Prova: **03-dic-08**

Data Rapp. Prova: **04-dic-08** Data Fine Prova: **04-dic-08**

Tipo Analisi: **D.Lgs 03-04-2006 n.152 All.5 (suoli contaminati)**

Prelevatore: **Conferito dalla ditta**



Prova	U.M	Risultato	Limite rilevabilità	Metodo	Siti ad uso verde		Incertezza
					Siti ad uso pubblico, privato e residenziale	Siti ad uso commerciale e industriale	
Suoli Contaminati Tab.1 All.5 D.Lgs 152/06 parte IV							
ARSENICO (As)	mg/Kgs.s.	9,20	0,01	*APAT 3020:2003	20	50	± 0,46
CADMIO (Cd)	mg/Kg s.s.	< 0,01	0,01	Metodo interno AM16 rev 8 del 21/10/03	2	15	
CROMO TOTALE (Cr)	mg/Kg s.s.	36,10	0,01	D.M. 13/09/99 Met.XI GU n.248 21/10/99 SO n. 180	150	800	± 1,99
NICHEL (Ni)	mg/Kg s.s.	37,85	0,01	D.M. 13/09/99 Met.XI GU n.248 21/10/99 SO n. 180	120	500	± 1,93
PIOMBO (Pb)	mg/Kg s.s.	46,24	0,01	D.M. 13/09/99 Met.XI GU n.248 21/10/99 SO n. 180	100	1000	± 2,31
RAME (Cu)	mg/Kg s.s.	118,00	0,01	D.M. 13/09/99 Met.XI GU n.248 21/10/99 SO n. 180	120	600	± 5,90
ZINCO (Zn)	mg/Kg s.s.	98,38	0,01	D.M. 13/09/99 Met.XI GU n.248 21/10/99 SO n. 180	150	1500	± 4,91
CROMO VI (Cr)	mg/Kg s.s.	< 0,01	0,01	D.M. 13/09/99 Met.XI GU n.248 21/10/99 SO n. 180	2	15	
MERCURIO (Hg)	mg/Kg s.s.	< 0,005	0,005	*ANPA All.15 Man.3 2001	1	5	



ISTITUTO DI RICERCHE AGRINDUSTRIA S.r.l.
Via Staffette Partigiane, 9
41100 MODENA (MO)
C.F. : 02078500366 P. Iva: 02078500366
Tel. 059-310759 Fax: 059-450432
e-mail: info@agrindustria.com
Internet: www.agrindustria.com
Reg.Ditta: C.C.I.A.A. di Modena n. 264037

Segue Rapporto di
prova n°:

2817512

Prova	U.M	Risultato	Limite rilevabilità Metodo	Siti ad uso verde		Incertezza
				pubblico, privato e residenziale	Siti ad uso commerciale e industriale	

In base alle determinazioni effettuate le caratteristiche del campione in esame rientrano nei limiti imposti dal D.Lgs. n.152 del 03/04/2006 allegato 5 tab. 1A

*= Prove non accreditate Sinal

U.M.= Unità di misura

Lim. Inf.= Limite inferiore di determinazione

V.Guida= Valore guida

C.M.A.= Concentrazione massima ammissibile

L'incertezza calcolata è un'incertezza estesa ed è nella stessa unità di misura dell'analita.

Il calcolo del risultato tiene conto della percentuale di recupero.

Per il calcolo dell'incertezza si fa riferimento al documento Sinal DT-002 rev.1

L'incertezza di misura è stata calcolata considerando un numero di gradi di libertà uguale a 9 e il fattore di copertura $K=2,26$ per una distribuzione considerata normale (gaussiana); ciò associa i limiti di incertezza complessiva a un livello di confidenza approssimativamente uguale al 95%.

I campioni sono conservati per un tempo massimo di 15 gg. dalla data di emissione del rapporto di prova.

Il presente rapporto di prova non può essere riprodotto parzialmente ma solo nella sua forma completa.

I risultati allegati al presente rapporto di prova si devono intendere riferiti esclusivamente al campione sottoposto a prova.

Le prove riportate in questo rapporto contrassegnate dalla dicitura "Non accreditate SINAL" non rientrano nell'accreditamento SINAL di questo laboratorio.

Le prove descritte nel presente rapporto di prova sono state tutte eseguite presso la sede operativa di Modena.

L'Analista

Il Responsabile del settore



Il Direttore del laboratorio Dott. C. Angeli



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° 5

Verifica alla liquefazione

GEO GROUP SRL

Via COSTA N. 182-41100 MODENA-059/828367

Committente: Studio Tecnico

Località: via Terra delle Rosse Maranello Mo

Descrizione: Ampliamento ristorante Paddock

Note: falda freatica a -5.00 m dal p.c.

Sigla: 01

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Andrus e Stokoe (1997)

Profondità base(m)	Vs (m/s)	Gamma (t/mc)	% di fine	Sforzo indotto dal sisma T(kg/cmq)	Resistenza alla liquefazione R(kg/cmq)	Coefficiente di sicurezza alla liquefazione Fs
1	800	1.9	30	0.155	6.224	152.66
6	830	1.9	30	0.152	2.529	63.48
11.5	530	1	40	0.174	0.701	15.36
24	360	1	70	0.165	0.243	5.62
26.2	530	1	40	0.145	0.474	12.41
30	370	1	70	0.142	0.21	5.63

Profondità tetto falda(m): 5

Profondità base falda(m): 30

Accelerazione sismica di progetto(g)= 0.24

Magnitudo di riferimento= 5

Indice di liquefazione=0.0 rischio molto basso

Fattore di correzione della magnitudo MSF: 3.81

Fs = MSF x R / T

Certificato n.01 del 04/12/2008

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

GEO GROUP SRL

Via COSTA N. 182-41100 MODENA-059/828367

Committente: Studio Tecnico

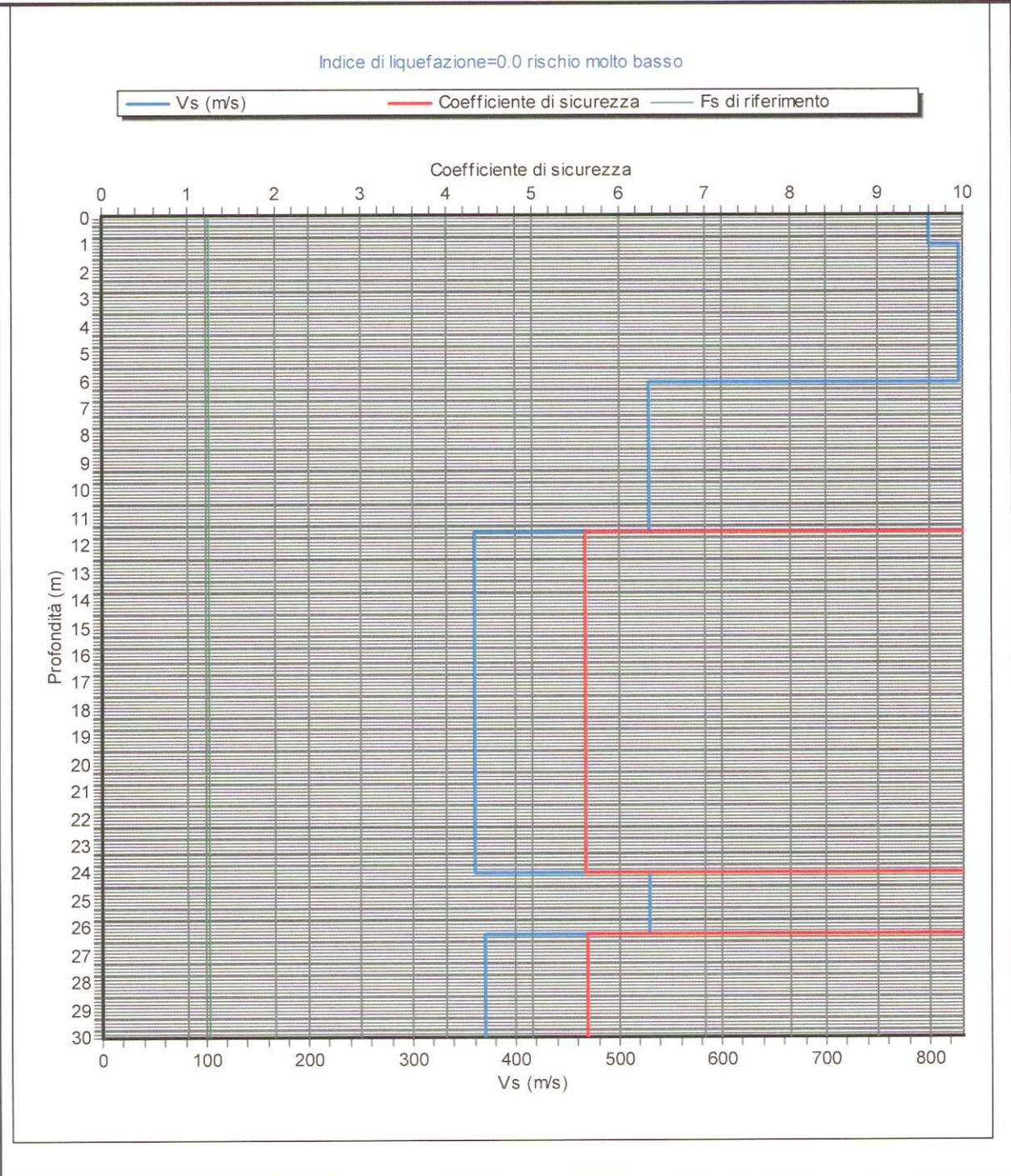
Località: via Terra delle Rosse Maranello Mo

Descrizione: Ampliamento ristorante Paddock

Note: falda freatica a -5.00 m dal p.c.

Sigla: 01

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Andrus e Stokoe (1997)



Certificato n.01 del 04/12/2008

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