

Regione Lombardia
Città Metropolitana di Milano



Città di Pioltello



PIANO ATTUATIVO Ambito AdT9

(Ai sensi della L.R. 11/03/2005, n. 12, art. 12)

PIOLTELLO VIA 1°MAGGIO

Consulenza:
specialistica

GEOLAMBDA ENGINEERING
dott. geologo Marco DAGUATI
via A. Diaz, 22 - 26845 Codogno (LO)



Proponente:

IMMOBILIARE VENUS S.r.l.
Amministratore unico Dott. Marco Gadda
via Roma n. 114/A - 20096 Pioltello (MI)

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

COORDINAMENTO
TECNICO
GOODMAN Aurora Logistics (Italy) srl
ing. Stefano FIERRO - ing. Gino LIBONE
gino.libone@goodman.com; stefano.fierro@goodman.com

PROGETTAZIONE e
ASPETTI URBANISTICI
STUDIO MELLANO ASSOCIATI
ing. Paolo CAVAGLIA'
pcavaglia@mellanoassociati.it

ASPETTI
AGRONOMICI
STUDIO SINTESI INGEGNERIA
E PAESAGGIO
Dott. Stefano ASSONE
stefano.assone@studio-sintesi.com

MOBILITA' e
TRASPORTI
Ing. Gianni VESCIA
gianni.vescia@fastwebnet.it

INVARIANZA
IDRAULICA
PLANETA STUDIO ASSOCIATO
dott. Cesare RAMPI
cesare.rampi@studiolplaneta.it

ASPETTI
ACUSTICI
STUDIO ENVIA
dott. in fisica Stefano ROLETTI
envia@libero.it

ASPETTI
ENERGETICI
STUDIO PETROZZIELLO
ing. Fiorentino PETROZZIELLO
studio.petrozziello@gmail.com

ASPETTI
GEOLOGICI
GEOLAMBDA ENGINEERING
dott. geologo Marco DAGUATI
marco.daguati@geolambda.it

RELAZIONI SPECIALISTICHE

RELAZIONE DI COMPATIBILITA' GEOLOGICA

E
3.1

ver.	data	desc.
01	maggio 2020	Prima emissione
02	luglio 2020	Avvio procedimento

INDICE

PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO	3
1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico.....	3
1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria	4
1.3 Inquadramento sismico.....	4
1.4 Pericolosità idraulica	4
1.5 Fattibilità geologica.....	5
ALLEGATI 1 - 6	5
PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO	12
2.1 Analisi sismica di secondo livello	13
2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica	16
2.3 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione	20
PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO.....	22
3.1 Trincee esplorative	22
3.2 Determinazione della permeabilità superficiale dei terreni.....	22
3.3 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi.....	24
3.4 Modello geotecnico di riferimento	32
3.5 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione	34
PARTE QUARTA: CARATTERISTICHE QUALITATIVE DEI TERRENI	38
4.1 Trincee esplorative	38
4.2 Campionamento ed analisi dei terreni	38
CONCLUSIONI.....	40
ALLEGATO 7 - Caratteristiche dei depositi superficiali: trincee esplorative	41
ALLEGATO 8 - Risultati prove di permeabilità	45
ALLEGATO 9 – Sezioni geotecniche	51
Sezione AA	51
Sezione BB.....	52
ALLEGATO 10 – Prove penetrometriche	53
10.1 – Documentazione fotografica.....	53
10.2 – Prove penetrometriche statiche a punta meccanica (CPT).....	55
10.3 – Prove penetrometriche dinamiche continue tipo pesante (DPSH).....	70
ALLEGATO 11 – Sondaggi	77

PREMESSA

In seno al Piano Attuativo dell’Ambito di Trasformazione “AdT9” in Comune di Pioltello, la scrivente Società ha ricevuto l’incarico di verificare la compatibilità geologica della trasformazione urbanistica ed edilizia; a tale scopo, la verifica si è avvalsa di:

- una serie di prove penetrometriche;
- n. 2 sondaggi geognostici;
- la realizzazione di n. 2 piezometri per la misura e l’eventuale monitoraggio delle escursioni dei livelli di falda nel tempo;
- una serie di trincee esplorative per l’osservazione diretta dei depositi di substrato, all’interno delle quali sono state eseguite delle prove di permeabilità e sono stati campionati terreni per analizzarne gli aspetti qualitativi in relazione alla loro destinazione d’uso in conformità agli standard (CSC) previsti dalla disciplina vigente (D.Lgs. 152/06);
- uno stendimento geofisico tipo MASW allo scopo di definire l’azione sismica di progetto.

L’area di intervento si sviluppa nel settore orientale del Comune di Pioltello, in prossimità del confine con il Comune di Rodano, come indicato nella seguente immagine.



Figura 1 - Ubicazione dell’area di intervento (tratta da: Google Earth).

PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO

1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

In un intorno significativo dell’area in esame affiorano solo depositi continentali di origine fluviale e fluvioglaciale, i quali raggiungono spessori rilevanti e sono caratterizzati da condizioni di giacitura decisamente uniformi. Per una corretta individuazione delle unità affioranti, si riporta (Figura 3) uno stralcio della Carta Geologica d’Italia alla scala 1:100.000 – Foglio 45 “Milano”: l’area oggetto di studio si presenta come una superficie sub-pianeggiante ad una quota di 118 m s.l.m., modellata nei terreni del *Diluvium Recente* (*Pleistocene superiore*); si tratta di depositi incoerenti, ghiaie e sabbie di buone caratteristiche geotecniche (Allegato 3), che costituiscono il substrato di un ripiano debolmente immergente verso sud, noto in letteratura come “Livello fondamentale della Pianura” (Allegato 1 e 2).

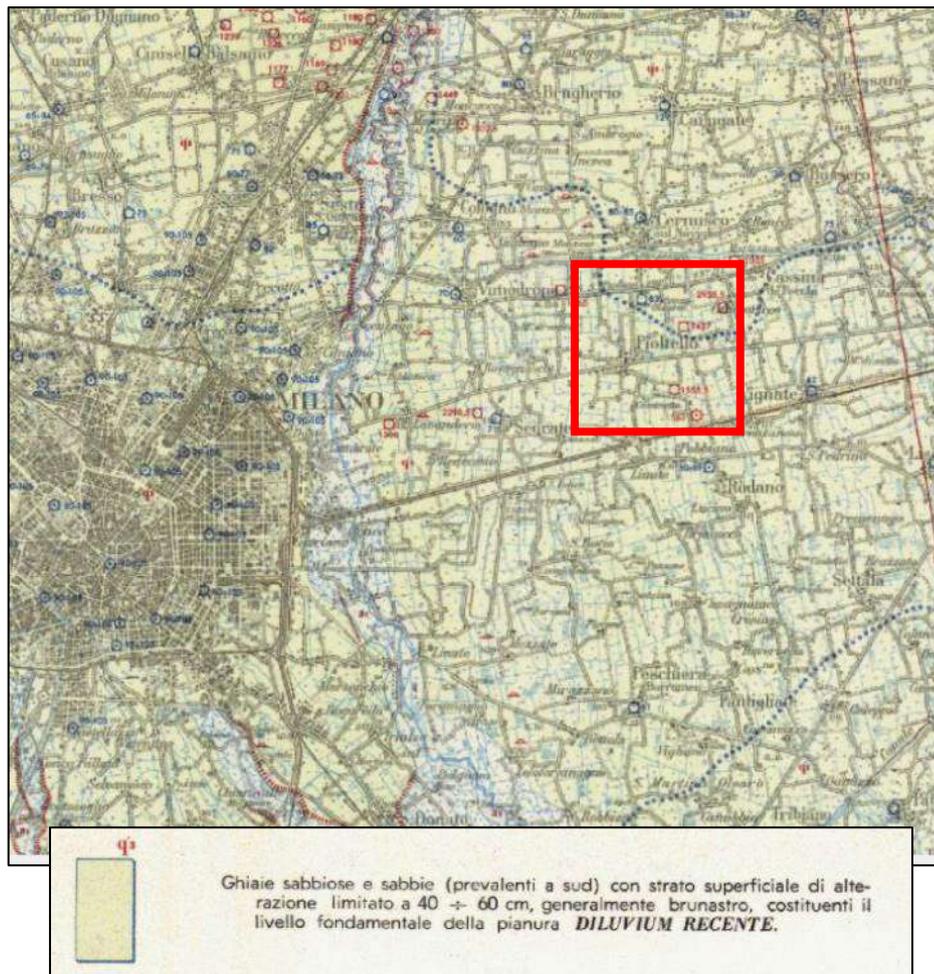


Figura 3: stralcio della Carta Geologica d’Italia (scala 1:100.000) –Foglio n. 45 “Milano”.

1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria

Nell'ambito del settore di pianura analizzato, il sottosuolo è assimilabile ad un materasso alluvionale in cui i corpi acquiferi sono alternati a successioni impermeabili formando un complesso acquifero di tipo "multifalda". Per quanto riguarda il flusso idrico della falda superficiale, esso presenta una generale direzione orientata verso quadranti meridionali, mentre la soggiacenza si attesta a ca. 5 m da piano campagna (*Allegato 4*).

1.3 Inquadramento sismico

Secondo la D.g.r. 11.07.2014 n. X/2129 della Regione Lombardia, il Comune di Pioltello appartiene alla **zona sismica 3** (*Figura 3*).

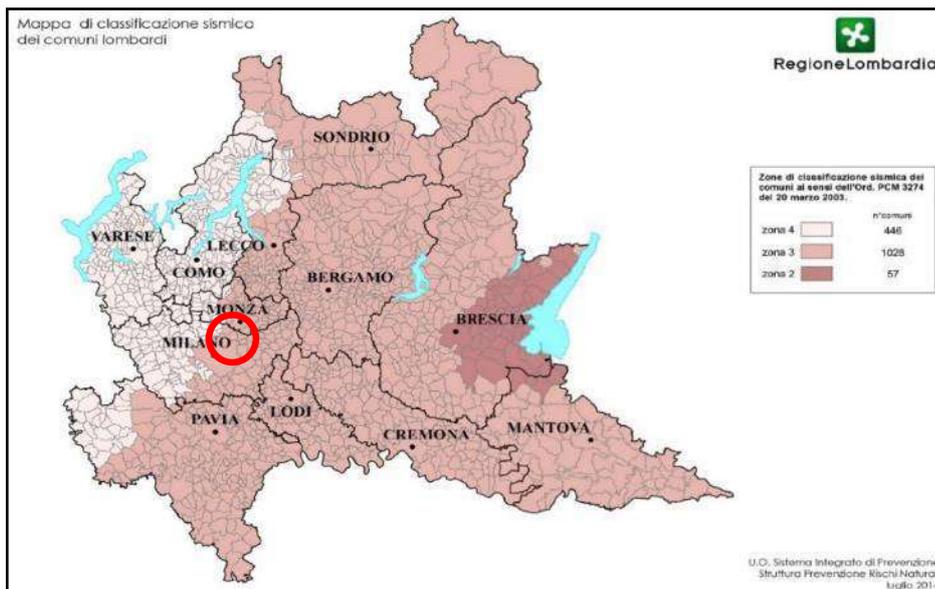


Figura 3 - Classificazione sismica dei comuni della Lombardia (D.g.r. n.X/2129 del 11 luglio 2014).

1.4 Pericolosità idraulica

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA), di cui si riporta in *Figura 4* uno stralcio, non individua alcun tipo di pericolosità per inondazione dal reticolo idrografico.

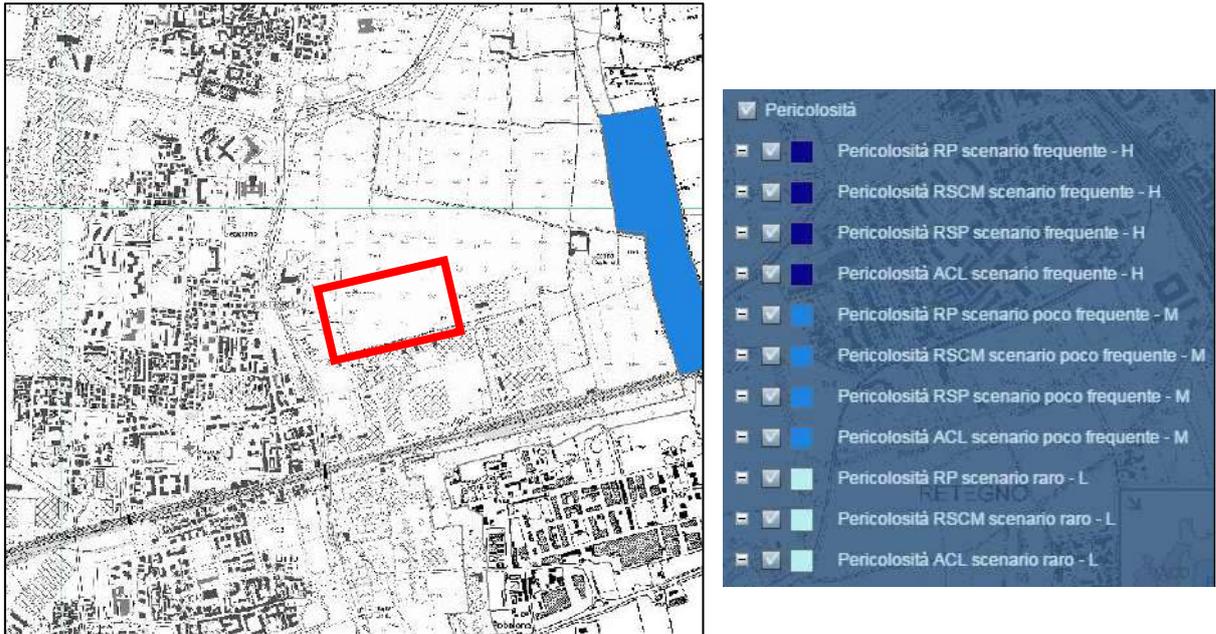


Figura 4 – Stralcio della “Mappa della Pericolosità Idraulica” tratta dal P.G.R.A. dell’Autorità di Bacino del Fiume Po.

1.5 Fattibilità geologica

L’area in esame non è interessata da alcun vincolo di natura geologica (*Allegato 5*).

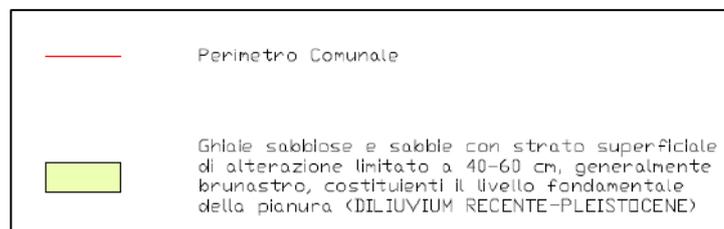
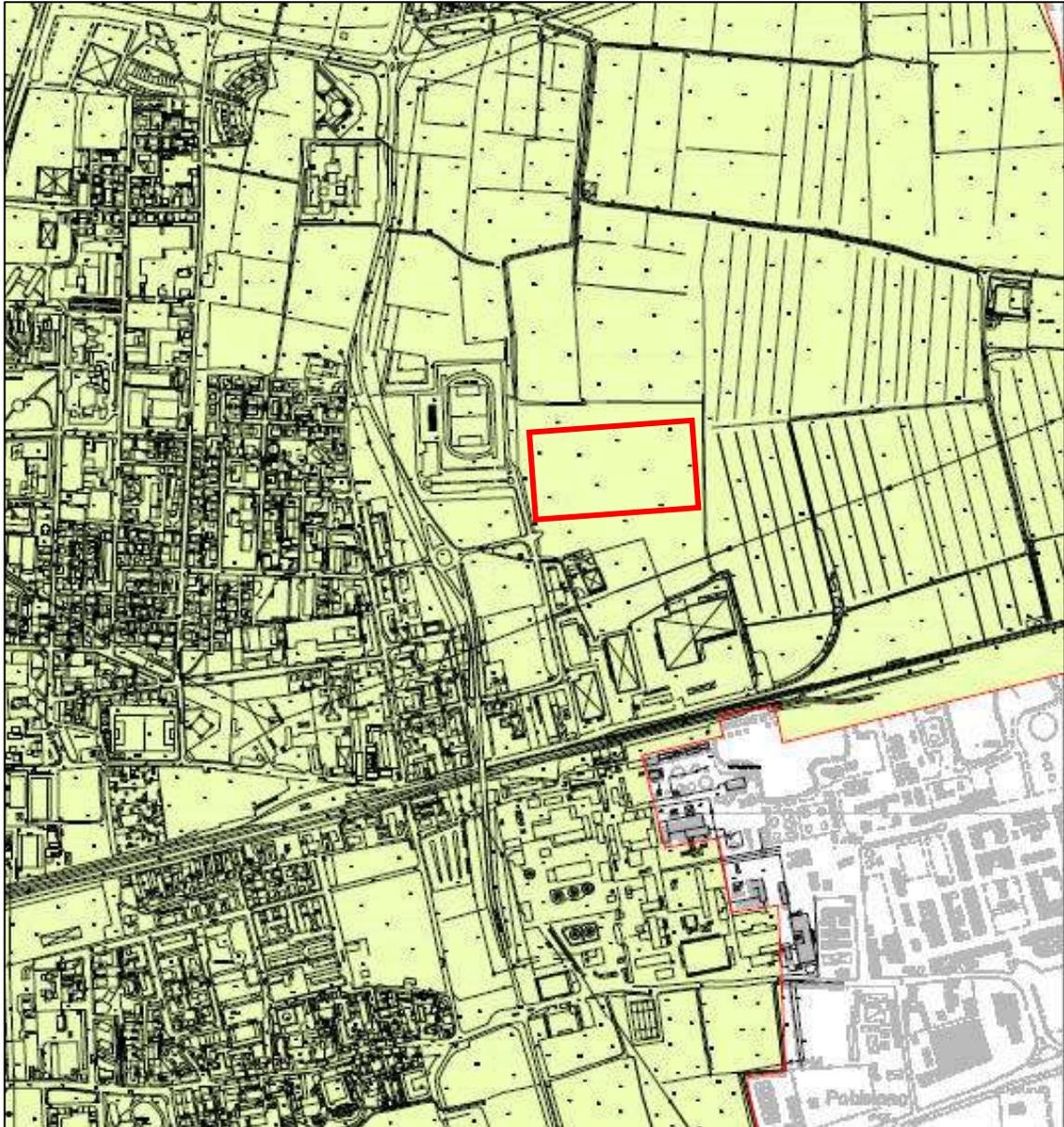
Per quanto riguarda la fattibilità geologica delle azioni di piano del PGT, l’area è azionata in **Classe 1 - Fattibilità senza particolari limitazioni** (*Allegato 6*).

ALLEGATI 1 - 6

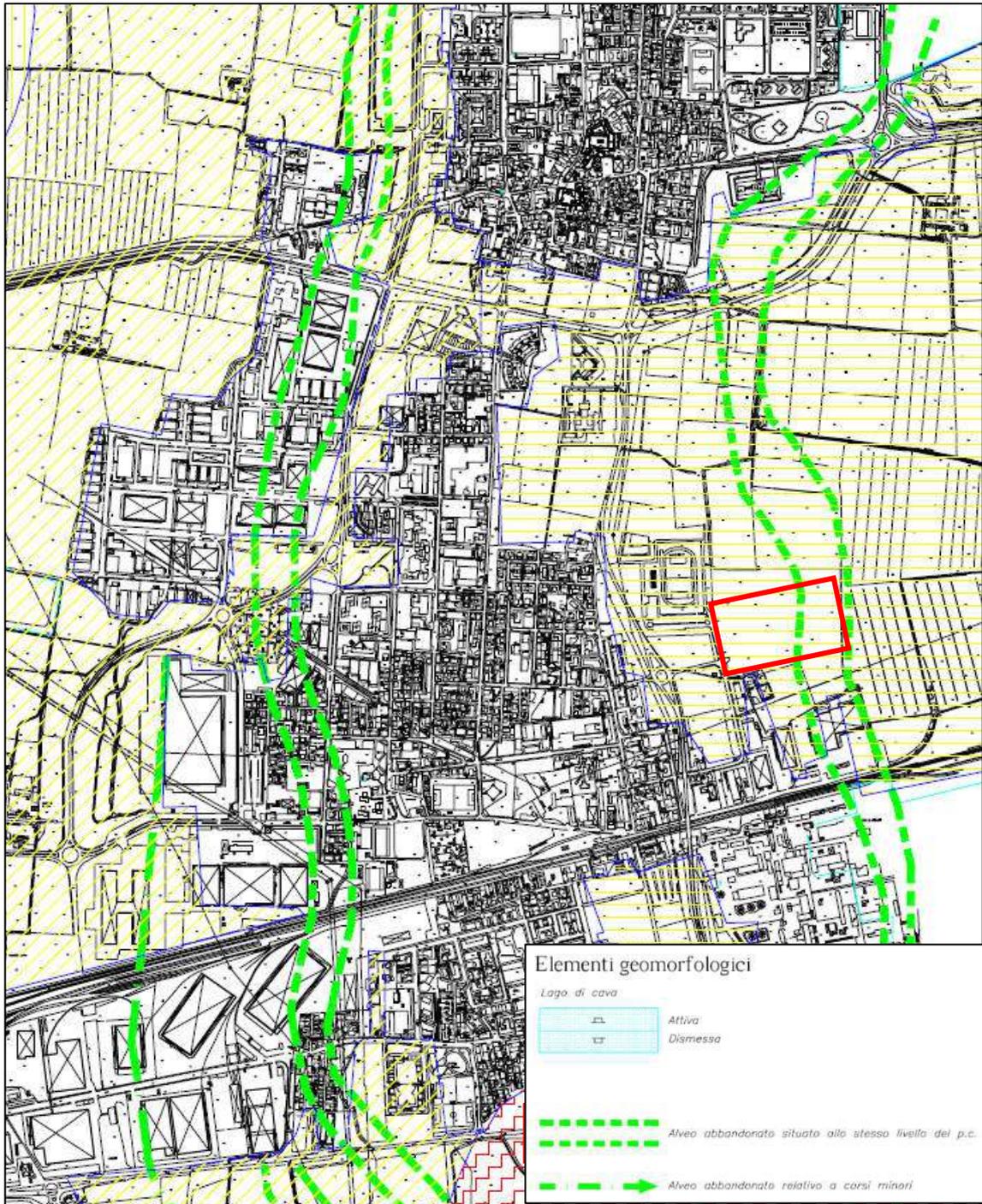
Stralci tratti da: Comune di Pioltello – Studio geologico del territorio comunale a corredo del PGT (maggio 2011):

- Allegato 1: Carta geologica
- Allegato 2: Carta geomorfologica e pedologica
- Allegato 3: Carta geologica applicativa
- Allegato 4: Carta idrogeologica
- Allegato 5: Carta dei vincoli
- Allegato 6: Carta di fattibilità geologica per le azioni di piano

Allegato 1 – Carta geologica

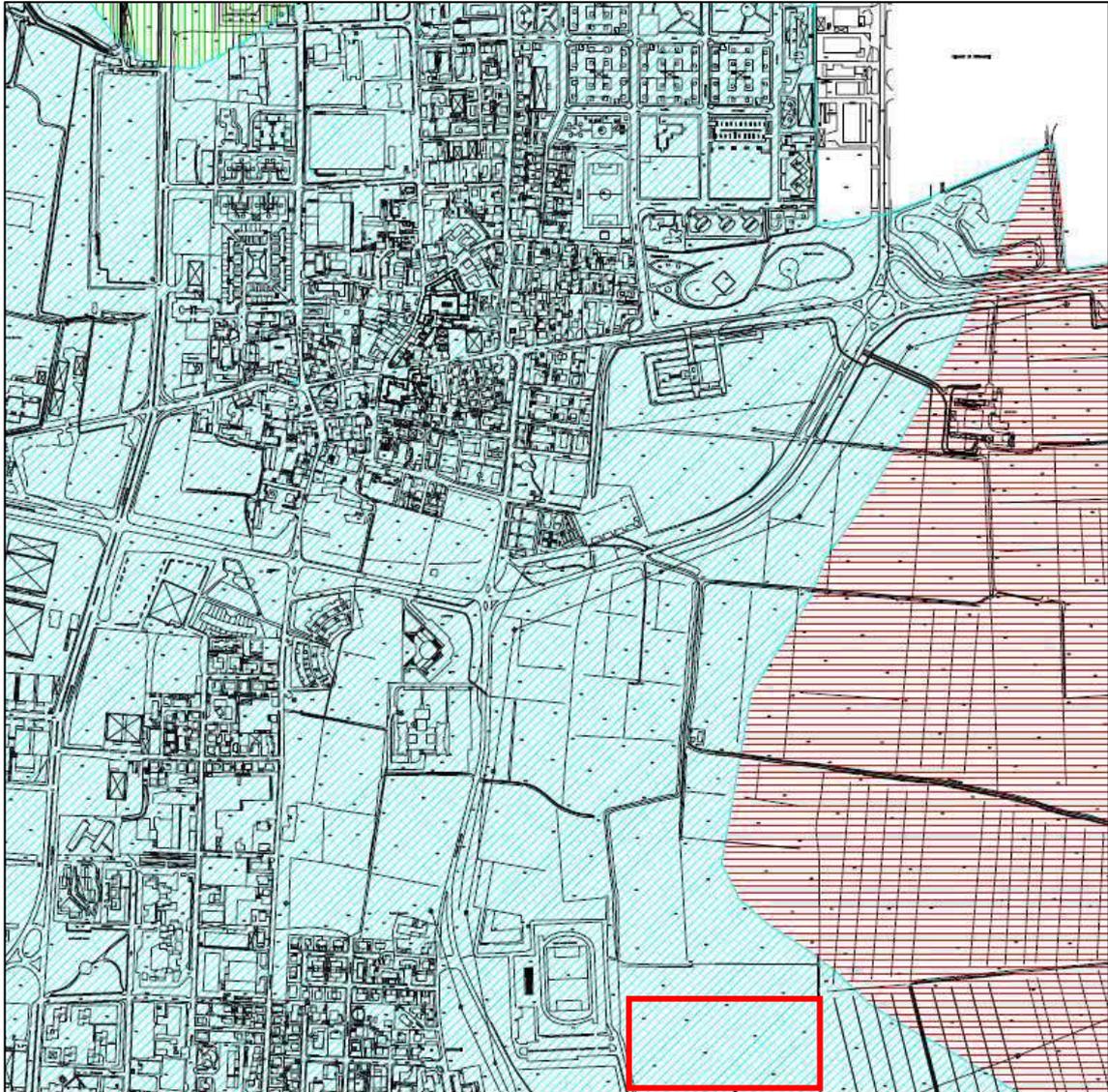


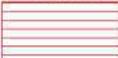
Allegato 2 – Carta geomorfologica e pedologica



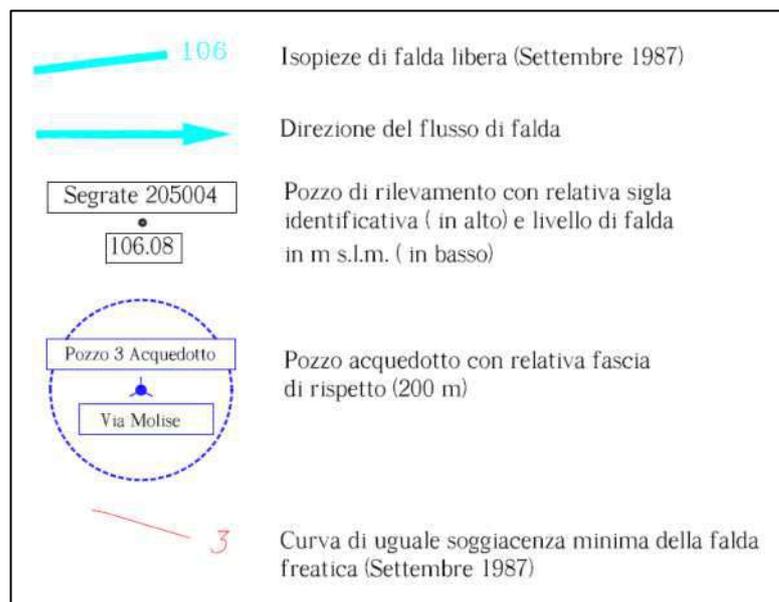
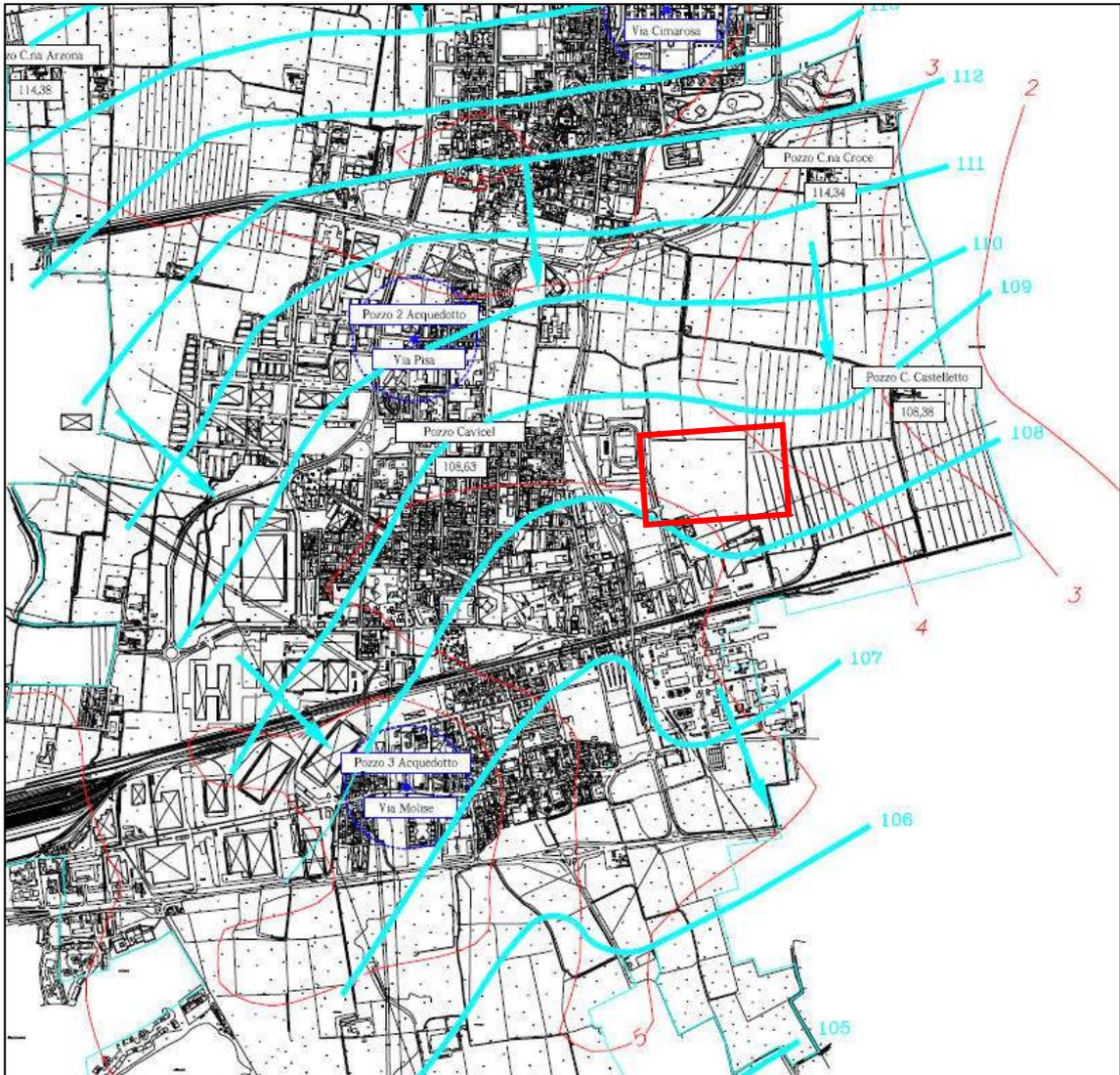
Sistema e sottosistema	Unità	Sottounità		Descrizione
Sistema L Pianura fluvio-glaciale e fluviale terrazzata tarda Pleistocenica; costituente il livello fondamentale della pianura	LG1 Aree pianeggianti madri della pianura ben drenate in parte interessate in passato da attività di risorgiva	Aree a sedimenti fortemente ciottolosi compatti con pietrosità comune		Consociazione di suoli moderatamente profondi su substrato ciottoloso; scheletro frequente in superficie, abbondante in profondità; tessitura media, reazione subacida o neutra, saturazione media o alta; in genere non calcarei; drenaggio buono Classe IV
Sottosistema LG Superfici subpianeggianti di depositi fluvio-glaciale prevalentemente ghiaiosi a monte dell'attuale linea delle risorgive	LG5 Aree subpianeggianti di transizione a sistemi fluviali, talvolta con tracce di diemartia	Aree a sedimenti ghiaiosi (a volte sabbioso-ghiaiosi), con pietrosità scarsa in superficie		Consociazione di suoli moderatamente profondi o profondi su substrati ghiaiosi e ciottolosi; scheletro scarso in superficie, frequente o abbondante in profondità; tessitura media o moderatamente grossolana; reazione da medio ad alta; non calcarei in superficie, talvolta moderatamente o scarsamente calcarei in profondità; drenaggio buono Classe III
Aree utilizzate a seminativo con urbanizzazione molto intensa		Aree caratterizzate dalla possibile influenza di dinamica fluviale ciclica con frequenti orizzonti pedologici sepolti e sedimenti molto ghiaiosi; intensa attività estrattiva e forte urbanizzazione		Consociazione di suoli moderatamente profondi su substrato ciottoloso-sabbioso; scheletro comune o frequente in superficie, frequente o abbondante in profondità; tessitura moderatamente grossolana o media, reazione subacida o neutra in superficie, neutra in profondità; saturazione media o alta in superficie, alta in profondità; non calcarei; drenaggio buono Classe IV

Allegato 3 – Carta geologica applicativa

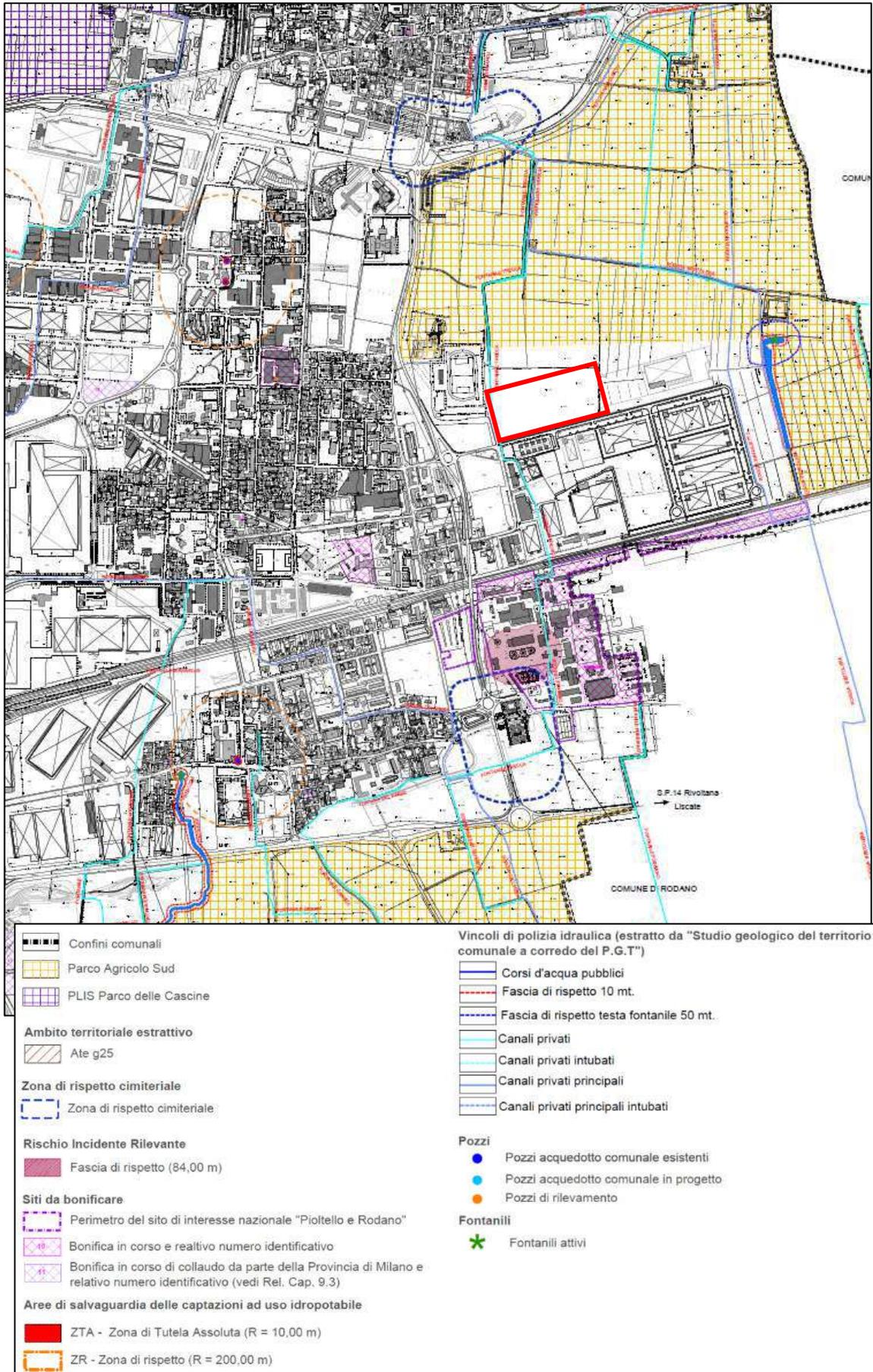


	Zona 1 Terreni sabbiosi ghiaiosi mediamente addensati, a buona capacità portante Soggiacenza minima della falda oltre i 6 m dal piano campagna
	Zona 2 Terreni sabbiosi ghiaiosi mediamente addensati, a buona capacità portante Soggiacenza minima della falda tra 4 e 6 m dal piano campagna
	Zona 3 Terreni sabbiosi ghiaiosi mediamente addensati, a buona capacità portante Soggiacenza minima della falda inferiore a 4 m dal piano campagna

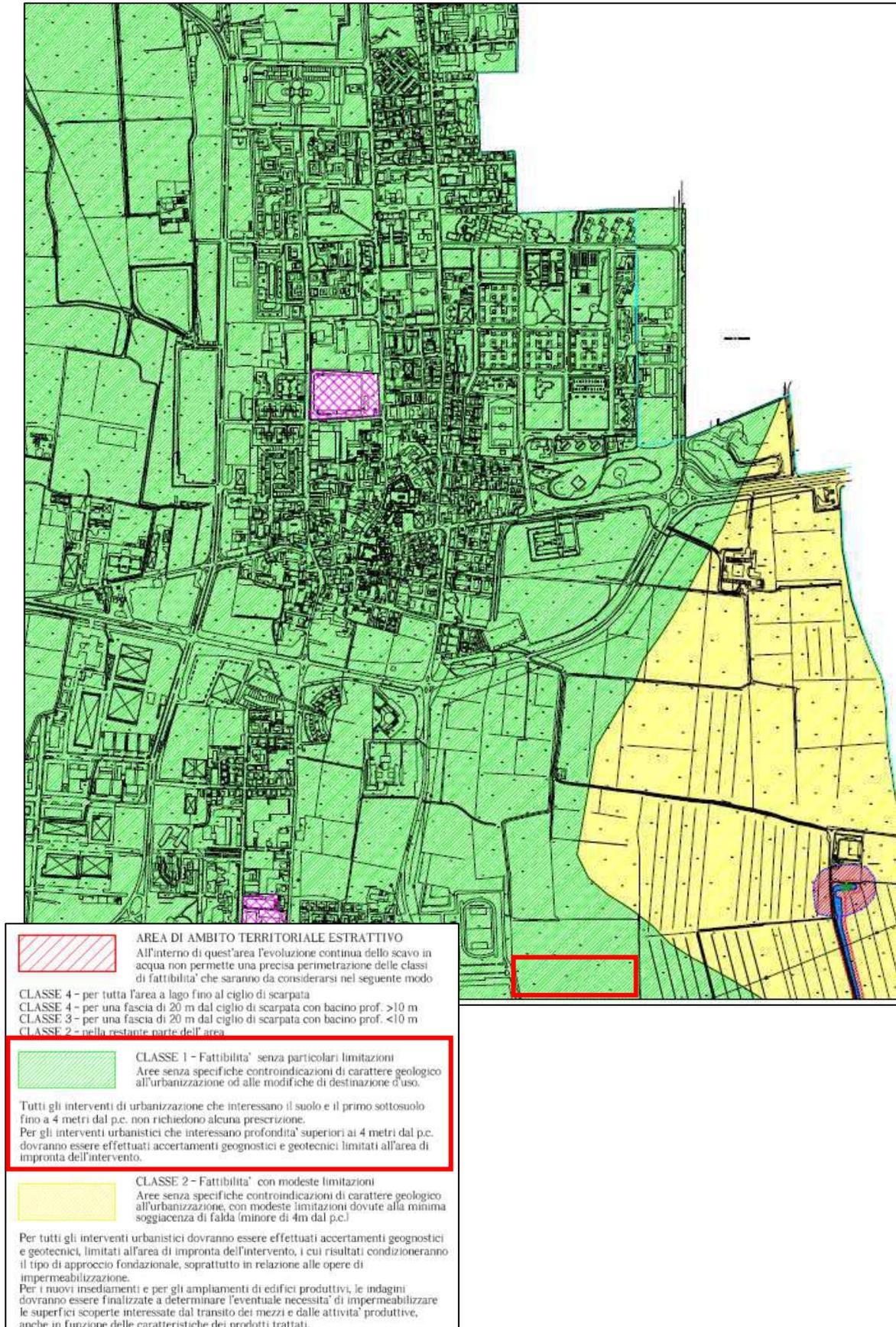
Allegato 4 – Carta idrogeologica



Allegato 5 – Carta dei vincoli



Allegato 6 – Carta di fattibilità geologica per le azioni di piano



PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO

Il Comune di Pioltello appartiene alla **zona sismica 3** (D.g.r. n. X/2129 del 16 luglio 2014) e, facendo riferimento allo studio geologico redatto a supporto del P.G.T., il sito in esame rientra nello scenario di **pericolosità sismica locale Z4a**, ovvero "zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari", nella quale possono verificarsi effetti di amplificazione sismica derivanti dalle caratteristiche litotecniche dei terreni (amplificazione litologica - figura 1)

I seguenti capitoli illustrano i risultati dell'analisi sismica di 2° livello effettuata ai sensi della D.g.r. IX/2616 del 30 novembre 2011 al fine di quantificare l'amplificazione sismica propria del sito e stabilire la categoria di sottosuolo prevista dalle NTC18 sufficiente a considerare tali aspetti (D.g.r. X/5001/2016).

La categoria di sottosuolo consente di determinare gli spettri di risposta elastici necessari per una corretta progettazione strutturale in relazione alle condizioni sito-specifiche, garantendo un adeguato livello di protezione antisismica delle costruzioni.

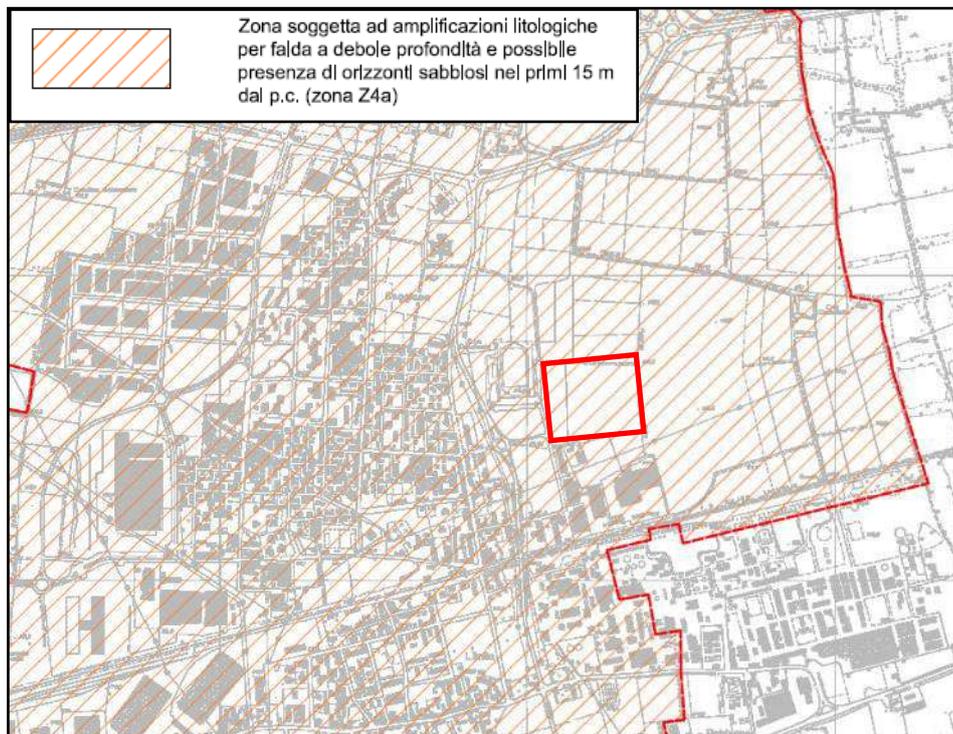


Figura 1: Scenari di pericolosità sismica locale (D.g.r. IX/2616/2011) per il territorio comunale di Pioltello con ubicazione dell'area in esame.

2.1 Analisi sismica di secondo livello

L’analisi di secondo livello consiste nella caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi per l’area in oggetto e si concretizza con la stima della risposta sismica dei terreni in termini di Fattore di amplificazione (Fa).

La valutazione del fattore Fa è stata condotta per uno scenario suscettibile di amplificazione di tipo litologico o stratigrafico, “quantificando” l’effetto delle condizioni locali in grado di modificare l’intensità delle onde sismiche generate da un terremoto. La procedura prevede il confronto del valore di Fa caratteristico dell’area (Fa_sito - FAC) rispetto al valore caratteristico del territorio comunale in cui l’area è inserita (detto “di soglia” - FAS), contenuto in un apposito elenco redatto dalla Regione Lombardia.

Nella determinazione dei valori di Fa si è fatto riferimento a quanto specificato nell’Allegato 5 della D.g.r. IX/2616/2011.

Per il Comune di Pioltello i valori di Fa di soglia riferiti all’intervallo 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s per le diverse categorie di sottosuolo soggette ad amplificazioni litologiche sono i seguenti:

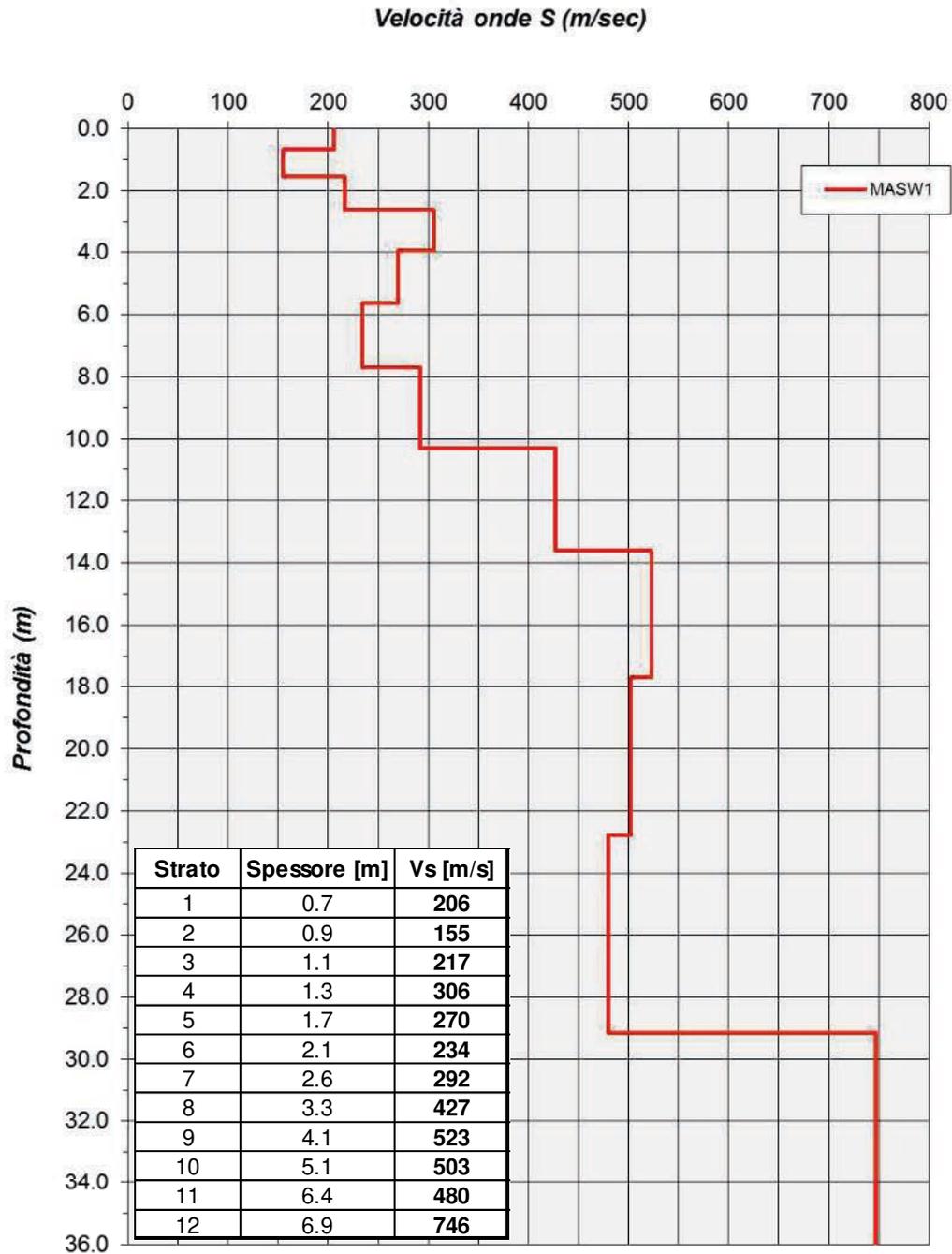
Fa_soglia - FAS				
<i>Intervallo</i>	<i>Suolo B</i>	<i>Suolo C</i>	<i>Suolo D</i>	<i>Suolo E</i>
0.1-0.5	1.4	1.8	2.2	2.0
0.5-1.5	1.7	2.4	4.2	3.1

Tabella 1: Valori di soglia del fattore di amplificazione per il comune di Pioltello - Regione Lombardia.

Stima degli effetti litologici

Nella stima e nell’attendibilità degli effetti litologici propri dell’area in esame, l’andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (Vs) con la profondità riveste un ruolo di fondamentale importanza. Per tale ragione, i terreni sono stati classificati attraverso una linea sismica tipo MASW.

Per l’area in esame si ottiene il seguente modello di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità (la quota zero corrisponde all’attuale piano campagna su cui è stata eseguita la prova).



Sulla base delle caratteristiche litologiche medie dei terreni che costituiscono il sottosuolo e dell'andamento delle Vs con la profondità a partire dal piano fondazionale si individua la scheda litologica di riferimento (Allegato 5 alla D.g.r. IX/2616/2011) che, nel caso specifico, risulta essere quella "sabbiosa". All'interno della scheda di valutazione viene scelta, in funzione della profondità e della velocità delle onde S dello strato superficiale, la curva più appropriata per la valutazione del valore di Fa.

Considerando una velocità dello strato superficiale compresa tra 250 e 300 m/s (media dei primi 4-5 m del profilo Vs-z a partire dal piano fondazionale), la curva di riferimento per l'intervallo 0.1-0.5 s è la n. 2, caratterizzata dalla seguente equazione:

Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico	Tratto rettilineo
	$0.03 \leq T \leq 0.45$	$0.45 < T \leq 0.80$	$T > 0.80$
2	$F_{a0.1-0.5} = -8.65T^2 + 5.44T + 0.84$	$F_{a0.1-0.5} = 0.83 - 0.88 \ln T$	$F_{a0.1-0.5} = 0.83 - 0.88 \ln T$

mentre per il calcolo di Fa nell'intervallo 0.5-1.5, l'equazione della curva 2 risulta:

Curva	$0.08 \leq T \leq 0.80$	$0.80 < T \leq 1.80$
2	$F_{a0.5-1.5} = -6.11T^3 + 5.79T^2 + 0.44T + 0.93$	$F_{a0.5-1.5} = 1.73 - 0.61 \ln T$

in cui T è il periodo proprio del sito, calcolato a partire dalla seguente equazione:

$$T = \frac{4 \cdot \sum_{i=1}^n h_i}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

dove h_i e V_{s_i} sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del modello fino al bedrock sismico (strato con $V_s > 800$ m/s). Non essendo stato rilevato direttamente, la profondità del bedrock sismico è stata ipotizzata assegnando un gradiente delle velocità delle onde S con la profondità di tipo logaritmico, desunto dai dati misurati nella prova MASW.

Utilizzando il modello di velocità ricostruito si ottengono i seguenti risultati:

ID	Scheda	Periodo T_0	FAC (0.1-0.5)	FAC (0.5-1.5)
Area1	sabbiosa	0.32 s	1.7	1.5

A questo punto, il valore di Fa proprio del sito deve essere confrontato con il valore Fa di soglia, differente per le diverse categorie di sottosuolo definite, secondo il D.M. 17.01.2018, sulla base del valore di $V_{s,eq}$. Poiché il bedrock sismico è posto oltre 30 m dal piano fondazionale, ai sensi delle NTC18 il valore di $V_{s,eq}$ coincide con il valore di $V_{s,30}$.

A partire dal profilo Vs-profondità dell'area in esame, si ottengono i seguenti risultati:

<i>Quota da p.c.</i>	$V_{S,eq}=V_{S,30}$ [m/s]	<i>Categoria sottosuolo</i>
-1.0 m	383.6	<i>B</i>
-1.5 m	396.5	<i>B</i>

In *tabella 2* si effettua il confronto tra i valori di Fa proprio del sito ottenuti con l'analisi sismica di 2° livello ed il valore Fa di soglia, da cui emerge che l'applicazione della categoria di sottosuolo calcolata ai sensi della normativa antisismica non è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica propri del sito per le strutture con periodo proprio compreso tra 0.1 e 0.5 s (FAC>FAS) mentre risulta sufficiente per le struttura con periodo compreso tra 0.5-1.5s (FAC≤FAS).

Area	Cat. Sottosuolo	Fa (0.1-0.5)			Fa (0.5-1.5)		
		FAC	FAS	Verifica FAC≤FAS	FAC	FAS	Verifica FAC≤FAS
1	<i>B</i>	<i>1.7</i>	<i>1.4+0.1</i>	No	<i>1.5</i>	<i>1.7+0.1</i>	Si

Tabella 2: Verifica dei fattori di amplificazione di sito.

Sulla base dei risultati ottenuti dall'applicazione dell'analisi sismica di 2° livello è possibile applicare lo spettro di risposta elastico ai sensi delle NTC18 utilizzando una categoria di sottosuolo di tipo B per strutture con periodo proprio $T_0 > 0.5s$ mentre per strutture con periodo proprio $T_0 \leq 0.5s$ risulta necessario utilizzare una categoria di sottosuolo di tipo C (approccio semplificato).

2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica

Di seguito si definiscono gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica facendo riferimento a quanto contenuto nei *cap. 2 e 3 del D.M. 17.01.2018* e a quanto riportato nei capitoli precedenti (in particolare i risultati dell'analisi sismica di II livello).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione rappresenta il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto del suolo.

Le ipotesi assunte nella definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione risultano:

- Vita nominale della struttura: $V_N = 50$ anni;
- **Classe d'uso = II**;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = 50$ anni ($C_U = 1.0$);
- Valori di accelerazione massima orizzontale e dei parametri spettrali per i diversi stati limite (valori interpolati ottenuti dalla media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni che comprendono il sito in esame [ED50: Lat 45.492341 - Long 9.336275]):

	P_{VR}	T_R	a_g	F_O	T_C*
		[anni]	[g/10]		[s]
SLO	81%	30	0.214	2.547	0.1800
SLD	63%	50	0.275	2.535	0.2000
SLV	10%	475	0.593	2.627	0.2826
SLC	5%	975	0.738	2.647	0.2940

- Periodo proprio della struttura $\leq 0.5s$ → **Categoria di sottosuolo = C**, **categoria topografica = T1** ($S_T = 1.0$) e coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$ a cui corrispondono i seguenti valori:

	S_s	C_c	S	T_B	T_C	T_D
				[s]	[s]	[s]
SLO	1.50	1.85	1.50	0.11	0.33	1.69
SLD	1.50	1.79	1.50	0.12	0.36	1.71
SLV	1.50	1.59	1.50	0.15	0.45	1.84
SLC	1.50	1.57	1.50	0.15	0.46	1.90

- Periodo proprio della struttura $> 0.5s$ → **Categoria di sottosuolo = B**, **categoria topografica = T1** ($S_T = 1.0$) e coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5\%$ a cui corrispondono i seguenti valori:

	S_s	C_c	S	T_B	T_C	T_D
				[s]	[s]	[s]

SLO	1.20	1.55	1.20	0.09	0.28	1.69
SLD	1.20	1.52	1.20	0.10	0.30	1.71
SLV	1.20	1.42	1.20	0.13	0.40	1.84
SLC	1.20	1.41	1.20	0.14	0.41	1.90

In *figura 2 e 3* si riportano gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV e per lo stato limite di prevenzione del collasso SLC (formule riportate nel paragrafo 3.2.3.2.1).

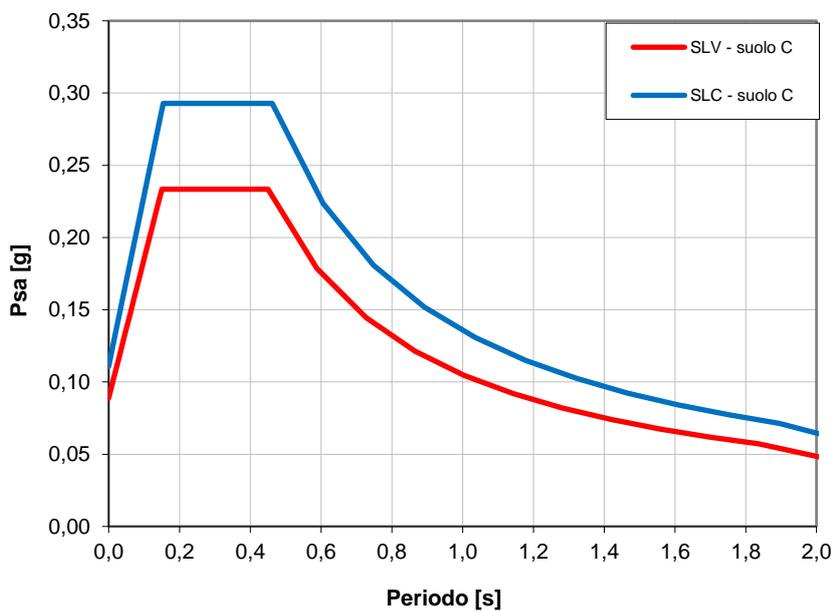


Figura 2: Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC) - Categoria sottosuolo C.

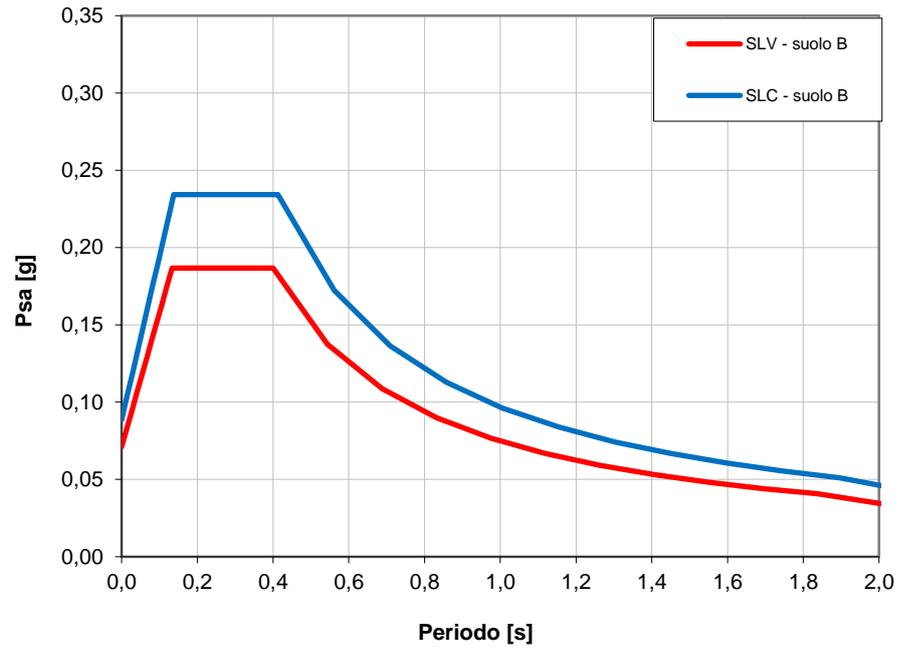


Figura 3: Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC) - Categoria sottosuolo B.

2.3 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o a un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni dinamiche (terremoti) che agiscono in condizioni non drenate.

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un dato sito dipende da:

- caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata);
- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche litologiche dei terreni e profondità della falda.

La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).

Ai sensi delle NTC18 (Cap. 7.11.3.4.2) la verifica della liquefazione può essere omessa qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di campo libero) $< 0.10g$;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1n} > 180$.

Per l'area in esame risulta:

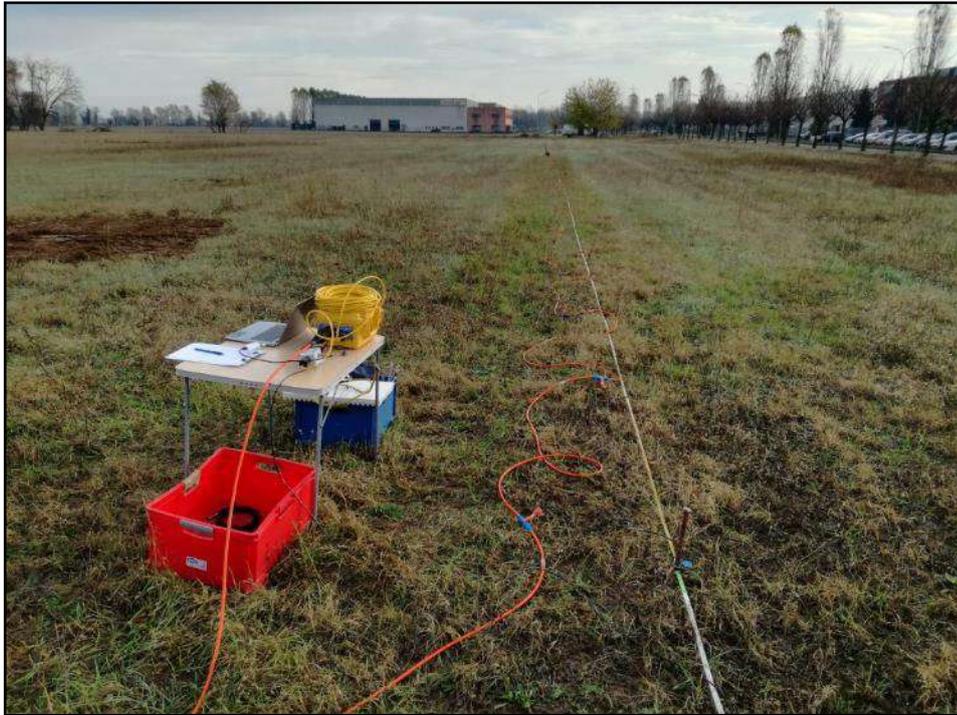
- ✓ Accelerazione massima orizzontale $a_{max} = -0.089g$ ($a_{max} = a_g * S$ – tabelle riportate nel paragrafo precedente).

Poiché il valore di a_{max} risulta inferiore a $0.10g$ (condizione di esclusione prevista dalle NTC18), si può assumere che **i terreni che costituiscono l'area in esame non siano soggetti a fenomeni di liquefazione in condizioni sismiche.**

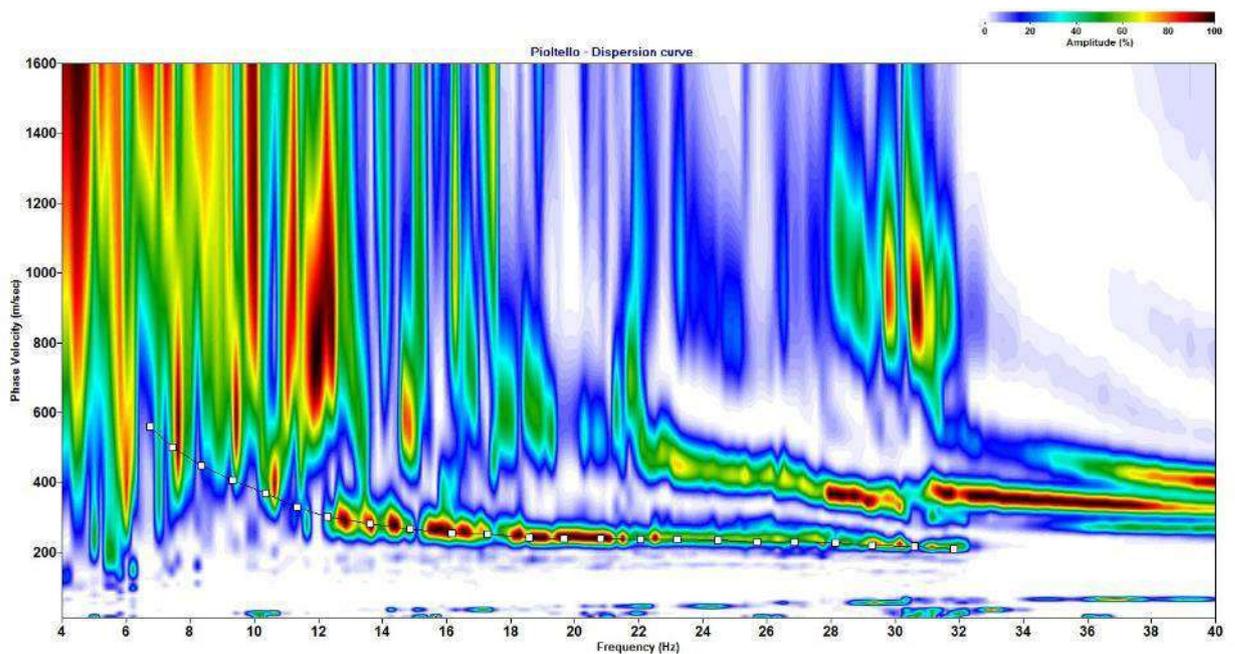
Indagine MASW

Acq. attiva: 24 geofoni con interdistanza = 2.0 m, Sorgente = 6-10 m, $T_S= 1$ msec, $T_L=2$ sec.

Acq. passiva: 24 geofoni con interdistanza = 2.0 m, $T_S= 4$ msec, $T_L=30$ sec.



CURVA DI DISPERSIONE E PICKING



PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO

3.1 Trincee esplorative

Nel corso dell'indagine sono state eseguite n. 8 trincee esplorative mediante escavatore meccanico, finalizzate ad osservare direttamente i depositi di substrato nei primi metri di profondità ed eseguire alcune prove di permeabilità. L'ubicazione delle indagini è riportata in *Allegato 7*, unitamente ai profili stratigrafici osservati.

3.2 Determinazione della permeabilità superficiale dei terreni

All'interno delle trincee T6, T7 e T8, a profondità di circa 1 m e 2 m, sono state eseguite alcune prove di permeabilità a carico variabile (i risultati sono riprodotti in *Allegato 8*), finalizzate a dimensionare un eventuale sistema di dispersione di acque meteoriche.

Attraverso le prove è stato possibile ricavare la capacità di assorbimento del terreno, calcolando il coefficiente di permeabilità-filtrazione K [m/s] con la seguente espressione (Civita M., 2005):

$$K = \frac{h_1 - h_2}{t_2 - t_1} \cdot 1 + \frac{(2h_m/b)}{27} \cdot (h_m/b) + 3$$

dove

h_1, h_2 = altezze dell'acqua in due istanti di tempo differenti, rispettivamente t_1 e t_2 ;

b = lato della trincea;

h_m = altezza dell'acqua (media tra h_1 e h_2)

Svolgendo opportunamente i calcoli si ottengono i seguenti valori di permeabilità:

Trincea T6		
Profondità: 1.0 m	K (m/s)	4.91*10 ⁻⁵
Profondità: 2.0 m	K (m/s)	6.29*10 ⁻⁵

Trincea T7		
Profondità: 1.0 m	K (m/s)	2.00*10 ⁻⁴
Profondità: 2.0 m	K (m/s)	1.20*10 ⁻⁴

Trincea T8		
Profondità: 1.0 m	K (m/s)	1.03*10⁻⁴
Profondità: 2.0 m	K (m/s)	1.61*10⁻⁴

Dai risultati si evince come la permeabilità sia controllata, in tutti i casi, da una diffusa matrice sabbiosa, convergendo sui valori già noti in letteratura per la specifica granulometria (figura seguente).

k (cm/s)	10 ²	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
k (m/s)	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹
Classi di permeabilità	EE	Elevata	Buona	Discreta		Bassa	BB	Impermeabile				
Tipi di terreno	Ghiaie pulite		Sabbie grossolane pulite e miscele di sabbie e ghiaie		Sabbie fini	Miscele di sabbie e limi		Limi argillosi e argille limose, fanghi argillosi		Argille omogenee e compatte		

Classi di permeabilità (Casadio & Elmi, 1995)

3.3 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi

Come accennato in premessa, per definire il modello geologico e geotecnico locale sono stati eseguiti:

- n. 7 prove con penetrometro statico a punta meccanica (CPT), utilizzate per meglio caratterizzare i terreni di copertura, giunte a rifiuto entro ca. 2.5 m di profondità;
- n. 6 prove penetrometriche del tipo dinamico continuo (SCPT) pesante (DPSH), spinte ad una profondità massima di ca. 3 m da piano campagna (anche in questo caso sino al rifiuto strumentale);
- n. 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 15 m, con alcune prove speditive in foro (S.P.T.).

L'ubicazione delle indagini è riportata in *Allegato 9*.

Prove penetrometriche statiche a punta meccanica (CPT)

L'indagine mediante penetrometro statico consiste nel misurare la resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standard, infissa a velocità costante nel terreno.

L'attrezzatura è costituita da un dispositivo idraulico di spinta che agisce in modo alternato sulla punta e su un manicotto collegato: la prova è quindi discontinua e le misure di resistenza sono eseguite ed annotate ogni 20 cm di penetrazione.

Sulle aste è stato installato un dispositivo (anello allargatore) per ridurre l'effetto dell'attrito del terreno e facilitare l'approfondimento a parità di spinta disponibile.

Vengono così rilevati ad intervalli costanti (20 cm):

- la R_p o resistenza all'avanzamento della sola punta;
- la R_l tot, ovvero la resistenza complessiva all'avanzamento della punta e del manicotto di dimensioni note.

La documentazione allegata comprende sia copia delle letture eseguite direttamente dallo strumento penetrometrico, sia i grafici secondo le seguenti coppie di valori:

- R_p (o q_c) / profondità;
- R_l / profondità.

Dall'analisi dei risultati ed attraverso il rapporto R_p/R_l è stato possibile risalire con una buona approssimazione alla natura litologica dei terreni attraversati, utilizzando come discriminante il metodo suggerito da Begemann (1965); in particolare l'Autore suggerisce le seguenti correlazioni:

Rapporto Rp/RI	Litologia
qc/fs < 15	Torba o argilla organica
15 < qc/fs < 30	Limo o argilla inorganica
30 < qc/fs < 60	Limo sabbioso o sabbia limosa
qc/fs > 60	Sabbia pulita o sabbia e ghiaia

Tuttavia, va ricordato che tali correlazioni assumono maggior attendibilità per terreni immersi in falda e che, sebbene l'indagine penetrometrica tipo CPT fornisca dati geotecnici affidabili, le informazioni sulla natura litologica e granulometrica dei terreni derivano sostanzialmente da correlazioni di tipo empirico.

Nell'interpretazione dei risultati, le prove penetrometriche sono state assimilate a prove rapide in condizioni di drenaggio impedito e, nella definizione del comportamento geotecnico, è stata adottata una distinzione fondamentale fra terreni incoerenti (resistenza al taglio caratterizzata dal solo angolo di attrito) e terreni fini (resistenza al taglio caratterizzata soprattutto dall'esistenza di legami coesivi).

Per quanto concerne la definizione dei parametri geotecnici, utilizzando le più note e diffuse correlazioni basate sui dati CPT ed avendo individuato una successione di terreni incoerenti, sono stati calcolati l'angolo di attrito interno (ϕ), la densità relativa (D_r) e il modulo di deformazione (E); i metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici (i cui risultati sono stati successivamente rivisti in modo critico) sono di seguito illustrati.

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO ϕ

Per stimare questo parametro sono stati utilizzati differenti metodi in cui l'angolo di attrito è calcolato in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace, successivamente confrontati fra loro; in particolare:

Metodo di CAQUOT:
$$\phi = 9,8 + 4,96 \cdot \ln \left(\frac{q_c}{\sigma'_v} \right)$$

Metodo di KOPPEJAN:
$$\phi = 5,8 + 5,21 \cdot \ln \left(\frac{q_c}{\sigma'_v} \right)$$

Metodo di DE BEER:
$$\phi = 5,9 + 4,76 \cdot \ln \left(\frac{q_c}{\sigma'_v} \right)$$

DENSITÀ RELATIVA D_r

Definisce il grado di addensamento dei terreni attraversati; sono stati utilizzati i seguenti metodi:

HARMAN: questa correlazione è valida per tutti i tipi di sabbia e prevede di valutare la densità relativa in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace.

$$D_r = 34,36 \cdot \ln \left(\frac{q_c}{12,3 \cdot \sigma'_v{}^{0,7}} \right)$$

In cui:

σ'_v : tensione verticale efficace

q_c : resistenza alla punta

SCHMERTMANN: questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e prevede di valutare la densità relativa in funzione della resistenza alla punta e della tensione verticale efficace.

$$D_r = -97,8 + 36,6 \cdot \ln q_c - 26,9 \cdot \ln \sigma'_v$$

MODULO DI DEFORMAZIONE E.

Definisce il valore del modulo di Young utilizzando la seguente correlazione empirica (Schmertmann)

$$E \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 2,5 * Rp$$

PESO DI VOLUME NATURALE γ_n .

E' stato assunto un valore medio di γ_n caratteristico secondo dati di letteratura per il tipo di terreno osservato.

Prove penetrometriche dinamiche (SCPT)

L'indagine mediante penetrometro dinamico prevede l'infissione di una punta attraverso massa battente che esercita una energia costante per tratti consecutivi di 30 cm. Durante la prova vengono misurati il numero di colpi (N_p) necessari alla penetrazione della punta; le caratteristiche tecniche dell'attrezzatura impiegata sono le seguenti:

- Peso massa battente (Maglio) $M = 73 \text{ Kg}$
- Altezza di caduta libera del maglio $H = 0,75 \text{ m}$
- Punta conica : diametro $D_p = 50,8 \text{ mm}$ angolo apertura = 60°
- Aste: peso = $4,6 \text{ Kg/m}$

La documentazione allegata comprende copia delle letture delle grandezze registrate a campagna (N_p).

Poiché le correlazioni esistenti in letteratura ed utilizzate per l'interpretazione delle prove penetrometriche fanno riferimento essenzialmente alle prove tipo "S.P.T." (N_{spt}), i valori di N_p misurati sono stati debitamente trasformati in funzione delle modalità esecutive adottate. Per il penetrometro DPSH la relazione tra il numero di colpi N_{spt} (normalizzati al 60%) e i dati N_p (anch'essi normalizzati) misurati alle medesime quote è:

$$N_{spt}(60\%) = C \cdot N_p(60\%)$$

In cui

C=1.5-2.0 Terreni con ghiaie

C=2.0-2.8 Terreni sabbiosi

C=2.8-4.0 Argille +/- limose

In fase di rielaborazione, tuttavia, i risultati sono stati rivisti in modo critico: è bene non scordare, infatti, i limiti operativi dello strumento e la possibilità di errore insita nella misura dei valori di N_p , soprattutto nel caso di ghiaie a granulometria grossolana che possono produrre valori ben più elevati della effettiva resistenza del terreno.

Per quanto concerne l'esecuzione delle prove, si rammenta che l'utilizzo del rivestimento nella prova S.C.P.T. serve essenzialmente a ridurre l'attrito sulla batteria delle aste nel caso di terreni coesivi: non esiste in letteratura una correlazione ufficialmente adottata fra il numero di colpi di punta e di rivestimento misurati e la litologia degli strati attraversati. Pertanto, sebbene l'indagine penetrometrica tipo S.C.P.T. fornisca dati geotecnici attendibili, le informazioni sulla natura litologica e granulometrica dei terreni attraversati non trovano in letteratura un supporto scientifico e derivano soprattutto dal tipo di risposta allo strumento adottato.

I metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici (terreni incoerenti) sono i seguenti (successivamente rivisti in modo critico):

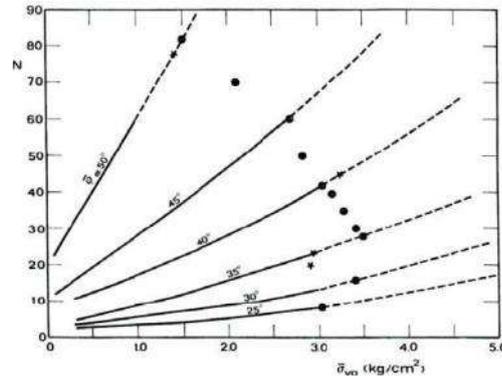
ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO ϕ

Per stimare questo fondamentale parametro sono stati utilizzati i seguenti metodi, confrontandone i risultati:

SHIOI & FUKUNI o "Road Bridge Specification" (1982), valido per tutti i tipi di suolo, in cui l'angolo è pari a

$$\phi = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15$$

DE MELLO (1971): questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l'angolo si ricava da un grafico in funzione di N_{spt} e σ_{vo} [kg/cm²].



MALCEV (1964): questa correlazione è valida per i terreni sabbiosi e per qualsiasi profondità, tranne che per i primi 2 m sotto il piano campagna. L'angolo è funzione del numero di colpi e della pressione litostatica efficace, valutata in kg/cm^2 .

$$\phi = 20 - 5 \cdot \log(\sigma_v') + 3,73 \cdot \log(N_{spt})$$

DENSITÀ RELATIVA DR.

Sono stati utilizzati in modo integrato i metodi di *Gibbs e Holtz (1957)*, di *Schultze e Mezenback (1961)* e di *Skempton (1986)*.

MODULO DI DEFORMAZIONE E.

E' stato calcolato attraverso diversi metodi, confrontati tra loro criticamente:

BURLAND & BURBIDGE (1985): questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo ed il modulo si ricava in funzione di N_{spt}

Per $N_{spt} = 4$ $E = (1,6 \div 2,4) * N_{spt}$

Per $N_{spt} = 10$ $E = (2,2 \div 3,4) * N_{spt}$

Per $N_{spt} = 30$ $E = (3,7 \div 5,6) * N_{spt}$

Per $N_{spt} = 60$ $E = (4,6 \div 7,0) * N_{spt}$

D'APOLLONIA ET AL.: questa correlazione è valida per le sabbie con ghiaia e per le sabbie sovraconsolidate. La correlazione calcola il modulo di Young senza considerare l'influenza della pressione efficace, portando così ad una diminuzione del valore di E con la profondità.

Per ghiaia + sabbia $E = 7,71 * N_{spt} + 191$

Per sabbia SC $E = 10,63 * N_{spt} + 375$

WEBB: questa correlazione è valida solo per le sabbie sotto falda e per le sabbie con fine plastico:

Per sabbia satura $E = 4,87 * N_{spt} + 73$

Per sabbia con fine plastico $E = 3,22 * N_{spt} + 16$

SCHMERTMANN (1978): Definisce il valore del modulo di Young utilizzando la seguente correlazione empirica:

$$E \text{ (t/mq)} = 2 \times B \times N_{spt}$$

con

N_{spt} = numero di colpi medio nello strato.

B = costante variabile in funzione della litologia

SCHULTZE e MENZEBACH: Definisce il valore del modulo di deformazione non considerando l'influenza della pressione efficace, che porta, a parità di N_{spt} , ad una diminuzione di E con la profondità:

$$E \text{ (kg/cmq)} = 5.27 \times N_{spt} + 76$$

Sondaggi a carotaggio continuo

Per ricostruire correttamente il modello geologico e geotecnico locale a profondità superiori di quelle raggiunte dallo strumento penetrometrico, sono stati eseguiti n. 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità massima di 15 m rispetto al piano campagna, all'interno dei quali sono state effettuate alcune prove S.P.T. (Standard Penetration Test) in avanzamento, a punta aperta secondo la normativa standard ISSMFE.

Il materiale, carotato e collocato in apposite cassette catalogatrici di 5 metri cadauna, è stato descritto, valutato e fotografato. Le stratigrafie ricostruite e la documentazione fotografica sono presentate in *Allegato 11*.

Prove tipo S.P.T.

La prova S.P.T. consiste nell'infissione, mediante battitura con un maglio standard, di un campionatore a pareti sottili, registrando il numero di colpi necessario per produrne l'infissione, per tre intervalli di 15 cm ciascuno. Dalla prova si ottengono tre valori (N_1 , N_2 , N_3): si assume quale resistenza alla penetrazione il parametro $N_{SPT}=N_2+N_3$; il primo valore annotato viene scartato in quanto risente del disturbo sul fondo foro derivante dall'esecuzione del sondaggio.

In fase di elaborazione dei dati, inoltre, si deve considerare che i risultati ottenuti sono influenzati dalle modalità di esecuzione della prova, in particolare dai vari dispositivi di infissione e dalla tensione verticale efficace del terreno alla profondità di esecuzione della

prova. Tenendo conto di questi fattori è stato quindi calcolato il valore normalizzato di N_{SPT} , ovvero $(N_1)_{60}$, mediante la seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = C_N (ER/60) \cdot \lambda \cdot N_{SPT}$$

In cui:

C_N = coefficiente di correzione dipendente dal valore di σ'_{vo} [Liao & Whitman, 1986];

σ'_{vo} = pressione efficace alla quota di esecuzione della prova;

ER = rendimento medio del dispositivo di infissione espresso in percentuale (nello specifico caso: 60%);

λ = parametro che tiene conto della perdita di energia per la lunghezza delle aste.

Di seguito si riportano i valori di resistenza $(N_1)_{60}$ calcolati (e corretti in modo critico) per i sondaggi e un grafico dei valori di $(N_1)_{60}$ in funzione della profondità (Figura 1).

SONDAGGIO S1						
Profondità da p.c.	N_1	N_2	N_3	N_{SPT}	$(N_1)_{60}$	Litologia
da 1.50 a 1.95 m	8	6	5	11	11	Ghiaia con sabbia
da 3.00 a 3.45 m	14	15	18	33	33	Ghiaia con sabbia
da 4.50 a 4.95 m	7	9	10	19	19	Ghiaia sabbiosa
da 6.00 a 6.45 m	14	16	18	34	34	Ghiaia sabbiosa
da 7.50 a 7.95 m	8	8	9	17	16	Ghiaia sabbiosa
da 9.00 a 9.45 m	16	16	20	36	33	Ghiaia sabbiosa
da 10.50 a 10.95 m	15	18	20	38	34	Ghiaia con sabbia
da 12.00 a 12.45 m	17	17	28	45	39	Sabbia con ghiaia
da 13.50 a 13.95 m	9	13	17	30	24	Sabbia con ghiaia
da 15.00 a 15.45 m	16	24	37	61	48	Sabbia con ghiaia

Risultati delle prove S.P.T. eseguite nel foro di sondaggio S1 e valori di $(N_1)_{60}$ calcolati.

SONDAGGIO S2						
Profondità da p.c.	N_1	N_2	N_3	N_{SPT}	$(N_1)_{60}$	Litologia
da 1.50 a 1.95 m	17	9	9	18	18	Ghiaia sabbiosa
da 3.00 a 3.45 m	16	19	20	39	39	Ghiaia con sabbia
da 4.50 a 4.95 m	8	9	7	16	16	Ghiaia con sabbia
da 6.00 a 6.45 m	5	6	5	11	11	Limo con sabbia e ghiaia
da 7.50 a 7.95 m	4	5	5	10	9	Sabbia ghiaiosa
da 9.00 a 9.45 m	19	15	19	34	31	Sabbia limosa debolmente ghiaiosa

da 10.50 a 10.95 m	16	17	21	38	34	Ghiaia sabbiosa
da 12.00 a 12.45 m	19	19	23	42	36	Ghiaia sabbiosa
da 13.50 a 13.95 m	11	12	12	24	19	Sabbia ghiaiosa
da 15.00 a 15.45 m	11	29	31	60	47	Sabbia ghiaiosa

Risultati delle prove S.P.T. eseguite nel foro di sondaggio S2 e valori di $(N_1)_{60}$ calcolati.

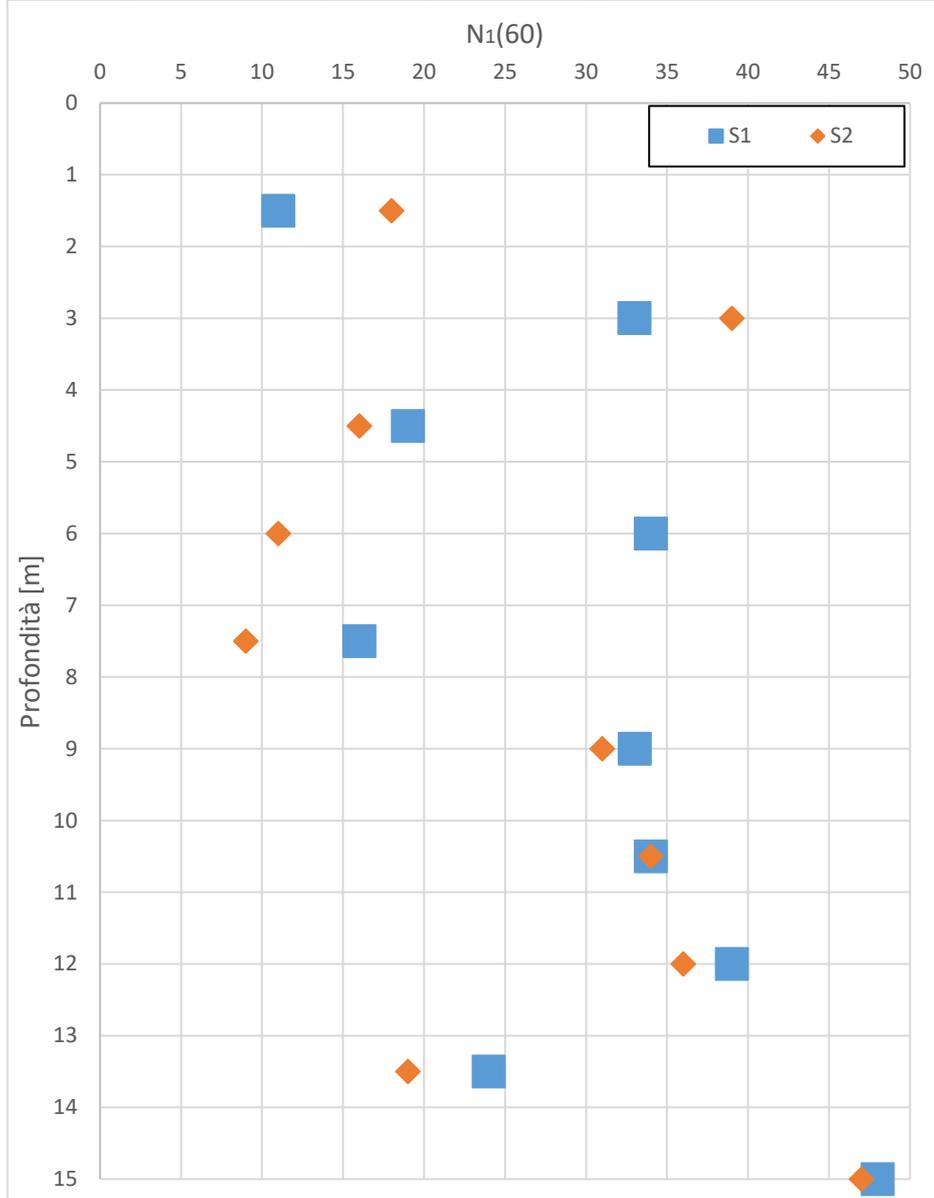


Figura 1 – Valori di $(N_1)_{60}$ determinati nel corso dell'indagine in funzione della profondità.

Per la stima dei parametri geotecnici si è fatto ricorso alle correlazioni di De Mello (1971) e Shioi&Fukuni (1982) per l'angolo di attrito e alla correlazione di Schmertmann (1978) e Schultze e Menzebach per il calcolo del modulo di Young; i valori ricavati mediante l'esecuzione delle prove S.P.T. hanno contribuito allo sviluppo del modello geotecnico unitamente ai risultati delle prove penetrometriche.

3.4 Modello geotecnico di riferimento

Nella ricostruzione della stratigrafia e del modello geotecnico locale sono emersi i seguenti aspetti:

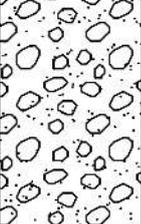
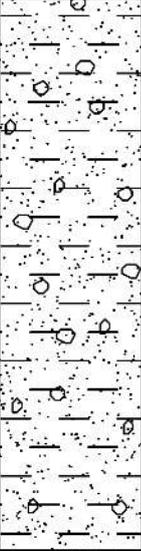
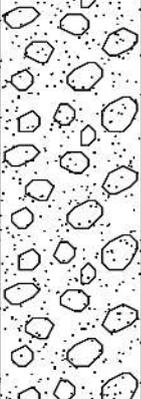
- 1) il substrato delle strutture in progetto è costituito da unità geotecniche che presentano caratteristiche differenti;
- 2) è stata misurata una soggiacenza di falda pari a 4.3 m di profondità dall'attuale piano campagna (non sono note le possibili oscillazioni piezometriche).

Sulla base delle prove eseguite, è stato ricostruito il seguente modello geotecnico, rappresentativo dell'area in esame e punto di partenza per le elaborazioni successive.

Unità A	Sotto un esile orizzonte vegetale, si sviluppa un deposito di ghiaia in abbondante matrice limo-sabbiosa, poco addensata e di scarse caratteristiche geotecniche, per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito $\Phi = 23^{\circ}-25^{\circ}$ e un modulo di deformazione $E = 40-60 \text{ kg/cm}^2$.
Unità B	A partire da una profondità che varia tra ca. 1 e 2 m, è presente un deposito granulare (ghiaia e sabbia in prevalenza), entro il quale tutte le prove penetrometriche sono giunte a rifiuto strumentale ($\Phi = 29^{\circ}-31^{\circ}$; $E = 180-200 \text{ kg/cm}^2$.)
Unità C	Oltre ca. 4.5 m di profondità, raggiunta esclusivamente dai sondaggi geognostici, affiora l'unità C, caratterizzata da una matrice sabbioso-limoso con frazione granulare grossolana subordinata. Rielaborando i valori di SPT sono stati calcolati un angolo di attrito $\Phi = 27^{\circ}-29^{\circ}$ e un modulo di deformazione $E = 130-160 \text{ kg/cm}^2$.
Unità D	Si tratta di un deposito incoerente (sabbia con ghiaia) che si differenzia dall'unità sovrastante per un incremento dei valori di SPT registrati nei fori di sondaggio, ascrivibili ad un aumento dello stato di addensamento e/o della granulometria ($\Phi = 30^{\circ}-32^{\circ}$; $E = 200-250 \text{ kg/cm}^2$). La profondità di affioramento varia da un minimo di ca. 8.5 m nel sondaggio S2 sino ad un massimo di ca. 10.5 m nel sondaggio S1.

La seguente immagine riassume sinteticamente il modello geotecnico locale utilizzato per la definizione della risposta geotecnica alle previste strutture di fondazione; lo sviluppo areale delle singole unità, invece, è descritto nelle sezioni in *Allegato 9*.

Immobiliare VENUS S.r.l.
 Piano Attuativo "AdT9" in Comune di Pioltello: relazione di compatibilità geologica

 Immobiliare VENUS S.r.l. Località: Pioltello (MI) Data: 28/11/2019 Profondità della falda da pc (m): 4.3 m							
Profondità (m)	Colonna stratigrafica	Descrizione	Modulo edometrico coesivi (kg/cmq)	Modulo di Young (kg/cmq)	Peso di volume naturale (t/mc)	Coesione non drenata (kg/cmq)	Angolo di attrito (°)
0.50		Terreno vegetale	nc	nc	1.6	nc	nc
2.00		Unità A: Ghiaia sabbioso limosa	nc	50	1.8	nc	23
4.50		Unità B: Ghiaia sabbiosa	nc	180	1.8	nc	30
10.50		Unità C: Sabbia limosa con ghiaia	nc	140	1.8	nc	28
15.00		Unità D: Sabbia con ghiaia	nc	250	1.8	nc	31

3.5 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione

Nel corso della verifica di cui al presente studio è stata calcolata la capacità portante per fondazioni dirette in condizioni di SLU (stato limite ultimo) secondo la procedura del D.M. 17.01.2018.

Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per cui è stata progettata. Si definisce come **stato limite ultimo** (SLU) la condizione oltre la quale si verifica una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la capacità portante del sistema terreno-fondazione. Il termine **stato limite di esercizio** viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non verificandosi il collasso, l'opera subisce lesioni tali da risultare inutilizzabile.

Sulla base del modello geotecnico innanzi definito e rappresentato nel precedente profilo verticale, è stata calcolata la risposta geotecnica dei terreni ipotizzando una **fondazione a plinto a base quadrata con eccentricità nulla, posato entro l'Unità geotecnica B e un incastro nei terreni ("D") pari ad almeno 1.5 m.**

NOTA: Date le scadenti caratteristiche dell'orizzonte più superficiale, le fondazioni dovranno intestarsi entro i depositi dell'unità B per non incorrere in comportamenti differenziali, evitando interazioni con i terreni di scadenti proprietà geotecniche dell'unità A il cui spessore è stato rilevato in misura variabile tra ca. 1 e 2 m. In fase esecutiva la D.L. dovrà garantire suddetta condizione; qualora la profondità di affioramento dei depositi dell'unità B fosse eccessiva per le esigenze progettuali, potranno essere adottati circostanziati interventi di bonifica, rimuovendo i terreni indesiderati superficiali e riportando, sino alla quota di imposta delle fondazioni, materiali di adeguate caratteristiche geotecniche (considerato il modesto spessore eventualmente necessario, si potrà utilizzare del magrone).

Si precisa che non dovranno essere confusi la profondità di posa (rispetto al piano campagna) e l'"incastro nei terreni (D)", da cui deriva il fattore " γD " (nell'espressione polinomiale della formula di capacità portante); quest'ultimo esprime il contrasto al cuneo di rottura dei terreni posti sopra il piano di posa della struttura. Sarà quindi necessario valutare la presenza di eventuali massetti, pavimentazioni, vespai, riporti ecc. a lato/sopra la fondazione, i quali concorrono in modo incerto o insignificante nella determinazione della capacità portante.

Per la valutazione del carico limite, si è fatto ricorso all'espressione trinomia di Terzaghi (programma di calcolo LOADCAP), successivamente controllata con altri metodi (Meyerhof, Brinch-Hansen):

$$q_d = cN_{cs} + \gamma_1 D N_q + 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma s}$$

dove

$\gamma_{1,2}$ = peso di volume medio rispettivamente sopra e sotto il piano di posa

c = coesione del terreno

D = profondità di posa della fondazione

B = larghezza della fondazione (dimensione del lato corto)

N_c , N_q , N_{γ} = coefficienti adimensionali legati rispettivamente al contributo del terreno coesivo, al terreno posto sopra al piano di posa della fondazione ed agli strati di coesione nulla

s_c , s_{γ} = fattori adimensionali legati alla forma della fondazione

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi sono state condotte tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni (A1), per i parametri geotecnici (M1) e per le resistenze (R3), riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II del citato D.M. 17.01.2018 (NTC2018).

Le verifiche allo SLU sono avvenute seguendo l'**APPROCCIO 2**, costituito dalla seguente combinazione $A1+M1+R3$.

Secondo normativa si raggiunge un adeguato grado di sicurezza quando risulta verificata la relazione:

$R_d/E_d \geq 1$

I valori di progetto delle azioni (E_d) andranno calcolati utilizzando gli opportuni coefficienti parziali γ_G (carichi permanenti) e γ_Q (carichi variabili) da applicare, in funzione della combinazione 1 e 2, ai carichi trasmessi dalla sovrastruttura alla fondazione.

STATI LIMITE ULTIMI (SLU) GEOTECNICI: VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE

IPOTESI PROGETTUALE

Tipologia di fondazione = plinto a base quadrata con eccentricità nulla
Incastro minimo della fondazione nei terreni (D) = 1.5 m
Terreni di fondazione = *Unità B (naturale o post-bonifica geotecnica)*

Approccio 2 (A1+M1+R3)

coefficienti parziali applicati: $\gamma_\gamma = 1$; $\gamma_c = 1$; $\gamma_{\phi'} = 1$; $\gamma_R = 2.3$

La resistenza R_d del sistema geotecnico ponendo $R_d = q_{lim} \cdot (B \cdot L) / \gamma_R$ è:

PLINTO DI FONDAZIONE								
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²]	q_{lim}/γ_R [kPa]	Rd [kg*10 ³]	Rd [kN]
200	200	7,98	782,57	2,3	3,47	340,25	138,78	1360,99
250	250	8,43	826,70	2,3	3,67	359,44	229,08	2246,47
300	300	8,76	859,06	2,3	3,81	373,51	342,78	3361,55
350	350	8,86	868,87	2,3	3,85	377,77	471,89	4627,67
400	400	9,00	882,60	2,3	3,91	383,74	626,09	6139,82

STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE) GEOTECNICI: VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

In fase di verifica, dopo aver determinato la distribuzione delle tensioni prodotte da un'azione (Ed) pari alla resistenza del terreno (Rd) calcolata con l'approccio 2, sono stati stimati i cedimenti assoluti ricorrendo al programma di calcolo "Settle 3D 4.0" di Rocscience in due ipotesi preliminari:

Ipotesi 1: plinto quadrato con lato 3x3 m, posato a 1.5 m di profondità entro i depositi dell'unità B, con azioni al piede in condizioni di SLE pari a 125 ton;

Ipotesi 2: plinto quadrato con lato 4x4 m, posato a 1.5 m di profondità entro i depositi dell'unità B, con azioni al piede in condizioni di SLE pari a 140 ton.

I risultati sono riassunti nella seguente tabella:

B [cm]	L [cm]	Ed [kg*cm ⁻²]	Ed [kPa]	Ed [kg*10 ³]	Ed [kN]	Cedimento S (mm)
300	300	1,40	137,29	126,00	1235,64	15-17
400	400	0,88	85,81	140,00	1372,93	11-13

Poiché localmente (zona "baie di carico") potrebbe risultare necessario impostare le fondazioni a quote inferiori (-2.5 m rispetto al piano campagna), a parità di impronta si otterranno analoghe prestazioni a quelle sopra illustrate, purchè venga garantito l'incastro nei terreni (fattore "D" nella trinomia di capacità portante) nella condizione più sfavorevole di almeno 1,5 m (per non ridurre le reazioni in termini di SLU GEO).

Va ricordato come per la determinazione degli SLE geotecnici sia necessaria una interazione tra valutazioni geotecniche ed esigenze strutturali/progettuali: i cedimenti, infatti, sono funzione sia della geometria della fondazione che dei carichi applicati (azioni progettuali) mentre la massima deformazione accettabile dalla sovrastruttura non può che essere definita nel progetto strutturale. Le informazioni sui cedimenti, pertanto, non sono da considerarsi una valutazione definitiva sugli SLE geotecnici, bensì un primo approccio indispensabile per la loro determinazione.

PARTE QUARTA: CARATTERISTICHE QUALITATIVE DEI TERRENI

4.1 Trincee esplorative

Come premesso, per verificare le caratteristiche qualitative dei terreni rispetto agli standard di cui alle CSC del D.Lgs. 152/06 per la prevista destinazione d’uso dell’area (tab. 1/B), da ciascuna delle trincee esplorative (T1÷T8) eseguite a scopi geotecnici è stato campionato e analizzato il primo metro di terreno. Durante l’indagine non è stato rilevato alcun materiale interrato di origine antropica (riporti o rifiuti), né alcuna evidenza organolettica che lasciasse presumere una compromissione qualitativa della matrice insatura.

4.2 Campionamento ed analisi dei terreni

Per ciascuna verticale d’indagine è stato prelevato lo strato di terreno più superficiale, tra 0 e 1 m di profondità, debitamente conservato e trasportato a laboratorio accreditato (Agrolab Italia S.r.l.) per l’esecuzione di analisi chimica. In assenza di evidenze organolettiche, è stato previsto un set analitico in linea con la proposta metodologica del D.P.R. 120/2017, aggiungendo i “Fitofarmaci” in considerazione dell’utilizzo agronomico del fondo; in particolare, sono state ricercate le seguenti sostanze:

- Amianto;
- Metalli (Arsenico, Cadmio, Cobalto, Cromo totale, Cromo esavalente, Mercurio, Nichel, Piombo, Rame, Zinco);
- Idrocarburi pesanti (C>12);
- Composti aromatici volatili (BTEXS);
- IPA;
- Pesticidi azotati;
- Pesticidi clorurati.

Omettendo la presentazione dei certificati di analisi di laboratorio per ragioni di snellezza documentale, i risultati delle analisi sui terreni vengono sintetizzati nella seguente tabella, i quali mostrano la conformità di tutti i parametri ricercati con le CSC (Concentrazioni Soglia di Contaminazione) della più restrittiva Tab. 1/A del D.Lgs. 152/06 (attuale destinazione d’uso); come tale, viene confermato il rispetto anche della Tab. 1/B (che costituisce il riferimento per la prevista destinazione d’uso).

Immobiliare VENUS S.r.l.
Piano Attuativo "AdT9" in Comune di Pioltello: relazione di compatibilità geologica

Parametro	U.d.M.	T1 0 - 1 m	T2 0 - 1 m	T3 0 - 1 m	T4 0 - 1 m	T5 0 - 1 m	T6 0 - 1 m	T7 0 - 1 m	T8 0 - 1 m	Tab 1/A
Arsenico	mg/Kg	10,1	9,3	11,1	8,9	13,4	10,3	12,9	9,8	20
Cadmio	mg/Kg	<0,30	<0,30	<0,30	<0,20	<0,40	<0,20	<0,35	<0,25	2
Cobalto	mg/Kg	7,4	6,2	6,7	7,9	8,3	8,3	7,9	5,3	20
Cromo totale	mg/Kg	32,3	28,0	32,3	32,4	34	39	33	31,4	150
Cromo esavalente	mg/Kg	0,87	0,52	0,73	0,84	0,66	1,01	0,92	0,38	2
Mercurio	mg/Kg	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	1
Nichel	mg/Kg	25,3	27,2	32,7	25,1	28,8	28,0	29,5	27,2	120
Piombo	mg/Kg	25,6	25,4	16,4	13,3	48	12,7	27,3	7,6	100
Rame	mg/Kg	20,9	18,7	18,0	14,0	24,2	15,5	22,7	16,6	120
Zinco	mg/Kg	54	47	45	40	73	40	54	36	150
Benzene	mg/Kg	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	0,1
Etilbenzene	mg/Kg	<0,0100	<0,0100	<0,0100	<0,0100	<0,0100	<0,0100	<0,0100	<0,0100	0,5
Stirene	mg/Kg	<0,0100	<0,0100	<0,0100	<0,0100	<0,0100	<0,0100	<0,0100	<0,0100	0,5
Toluene	mg/Kg	0,0156	0,0174	<0,0100	0,0144	0,0160	0,0136	0,0120	0,0163	0,5
Xileni (somma)	mg/Kg	0	0	0	0	0	0	0	0	0,5
Sommatoria solventi organici aromatici	mg/Kg	0,0156	0,0174	0	0,0144	0,0160	0,0136	0,0120	0,0163	1
Benzo(a)antracene	mg/Kg	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	0,0130	<0,010	<0,010	<0,010	0,5
Benzo(a)pirene	mg/Kg	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	0,0169	<0,010	<0,010	<0,010	0,1
Benzo(b)fluorantene	mg/Kg	<0,050	<0,050	<0,050	<0,050	<0,050	<0,050	<0,050	<0,050	0,5
Benzo(k)fluorantene	mg/Kg	<0,050	<0,050	<0,050	<0,050	<0,050	<0,050	<0,050	<0,050	0,5
Benzo(g,h,i)perilene	mg/Kg	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	0,0130	<0,010	<0,010	<0,010	0,1
Crisene	mg/Kg	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	5
Dibenzo(a,e)pirene	mg/Kg	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	0,1
Dibenzo(a,l)pirene	mg/Kg	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	0,1
Dibenzo(a,i)pirene	mg/Kg	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	0,1
Dibenzo(a,h)pirene	mg/Kg	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	0,1
Dibenzo(a,h)antracene	mg/Kg	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	0,1
Indeno(1,2,3-cd)pirene	mg/Kg	<0,010	<0,010	<0,010	<0,010	0,0132	<0,010	<0,010	<0,010	0,1
Pirene	mg/Kg	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	<0,10	5
Sommatoria idrocarburi policiclici aromatici (da 25 a 37)	mg/Kg	0	0	0	0	0,056	0	0	0	10
Alaclor	mg/Kg	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	0,01
Aldrin	mg/Kg	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	0,01
Atrazina	mg/Kg	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	0,01
Alfa-esaclorocicloesano (Alfa-HCH)	mg/Kg	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	0,01
Beta-esaclorocicloesano (Beta-HCH)	mg/Kg	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	0,01
Gamma-HCH (Lindano)	mg/Kg	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	0,01
Clordano	mg/Kg	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	0,01
DDD+DDT+DDE (Somma)	mg/Kg	0	0	0	0	0	0	0	0	0,01
Dieldrin	mg/Kg	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	0,01
Endrin	mg/Kg	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	0,01
Idrocarburi Pesanti C>12 (C12÷C40)	mg/Kg	<5,0	<5,0	<5,0	<5,0	<5,0	<5,0	<5,0	<5,0	50
Contenuto di amianto (SEM)	mg/Kg	<100	<100	<100	<100	<100	<100	<100	<100	1000

Tabella 1: Sintesi tabellare esiti analitici dei terreni

CONCLUSIONI

L'area in esame è caratterizzata da depositi granulari di buone caratteristiche geotecniche, con coperture di scadenti proprietà il cui spessore varia tra 1 e 2 m.

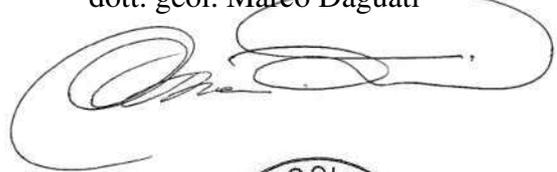
In relazione agli aspetti sismici e agli effetti di amplificazione stratigrafica prodotti dai depositi di substrato, sarà possibile applicare lo spettro di risposta elastico ai sensi delle NTC18 utilizzando una categoria di sottosuolo di tipo B per strutture con periodo proprio $T_0 > 0.5s$ mentre per strutture con periodo proprio $T_0 \leq 0.5s$ si dovrà ricorrere a una categoria di sottosuolo di tipo C.

Dal punto di vista qualitativo, i terreni non presentano forme di compromissione e, confrontati con le CSC di cui al D.Lgs. 152/06, risultano conformi sia all'attuale che alla futura destinazione d'uso.

Per quanto sopra illustrato, l'area è da ritenersi compatibile dal punto di vista geologico con la trasformazione prevista dal Piano Attuativo "AdT9".

Codogno, 01.05.2020

GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
dott. geol. Marco Daguati



ALLEGATO 7 - Caratteristiche dei depositi superficiali: trincee esplorative

T1:					
<u>profondità (m. da p.c.)</u>				<u>Classificazione USCS</u>	<u>Natura dei terreni</u>
Da	0.00	a	0.40	ML	limo sabbioso di colore nocciola
Da	0.40	a	1.30	GM	ghiaia (ciottoli da millimetrici a centimetrici) sabbioso limosa di colore nocciola
Da	1.30	a	2.70	GW	ghiaia sabbiosa (sabbia media) di colore grigio
<i>falda:assente</i>					



T2:					
<u>profondità (m. da p.c.)</u>				<u>Classificazione USCS</u>	<u>Natura dei terreni</u>
Da	0.00	a	0.40	ML	limo sabbioso di colore nocciola
Da	0.40	a	0.90	GM	ghiaia (ciottoli da millimetrici a centimetrici) sabbioso limosa di colore nocciola
Da	0.90	a	2.50	GW	ghiaia sabbiosa (sabbia media) di colore grigio
<i>falda:assente</i>					



Immobiliare VENUS S.r.l.
Piano Attuativo "AdT9" in Comune di Pioltello: relazione di compatibilità geologica

T3:					
<u>profondità (m. da p.c.)</u>				<u>Classificazione USCS</u>	<u>Natura dei terreni</u>
Da	0.00	a	0.40	ML	limo sabbioso di colore nocciola
Da	0.40	a	0.90	GM	ghiaia (ciottoli da millimetrici a centimetrici) sabbioso limosa di colore nocciola
Da	0.90	a	2.60	GW	ghiaia sabbiosa (sabbia media) di colore grigio
<i>falda: assente</i>					



T4:					
<u>profondità (m. da p.c.)</u>				<u>Classificazione USCS</u>	<u>Natura dei terreni</u>
Da	0.00	a	0.80	ML	limo sabbioso di colore nocciola
Da	0.80	a	1.50	GM	ghiaia (ciottoli da millimetrici a centimetrici) sabbioso limosa di colore nocciola
Da	1.50	a	2.80	GW	ghiaia sabbiosa (sabbia media) di colore grigio
<i>falda: assente</i>					



Immobiliare VENUS S.r.l.
Piano Attuativo "AdT9" in Comune di Pioltello: relazione di compatibilità geologica

T5:					
<u>profondità (m. da p.c.)</u>				<u>Classificazione USCS</u>	<u>Natura dei terreni</u>
Da	0.00	a	0.40	ML	limo sabbioso di colore nocciola
Da	0.40	a	1.00	GM	ghiaia (ciottoli da millimetrici a centimetrici) sabbioso limosa di colore nocciola
Da	1.00	a	2.50	GW	ghiaia sabbiosa (sabbia media) di colore nocciola
<i>falda:assente</i>					



T6:					
<u>profondità (m. da p.c.)</u>				<u>Classificazione USCS</u>	<u>Natura dei terreni</u>
Da	0.00	a	0.80	ML	limo sabbioso di colore nocciola
Da	0.80	a	1.30	GM	ghiaia (ciottoli da millimetrici a centimetrici) sabbioso limosa di colore nocciola
Da	1.30	a	2.70	GW	ghiaia sabbiosa (sabbia media) di colore grigio
<i>falda:assente</i>					



Immobiliare VENUS S.r.l.
Piano Attuativo "AdT9" in Comune di Pioltello: relazione di compatibilità geologica

T7:					
<u>profondità (m. da p.c.)</u>				<u>Classificazione USCS</u>	<u>Natura dei terreni</u>
Da	0.00	a	0.50	ML	limo sabbioso
Da	0.50	a	0.90	GM	ghiaia (ciottoli da millimetrici a centimetrici) sabbioso limosa di colore nocciola
Da	0.90	a	2.70	GW	ghiaia con sabbia (sabbia media) di colore grigio
<i>falda:assente</i>					

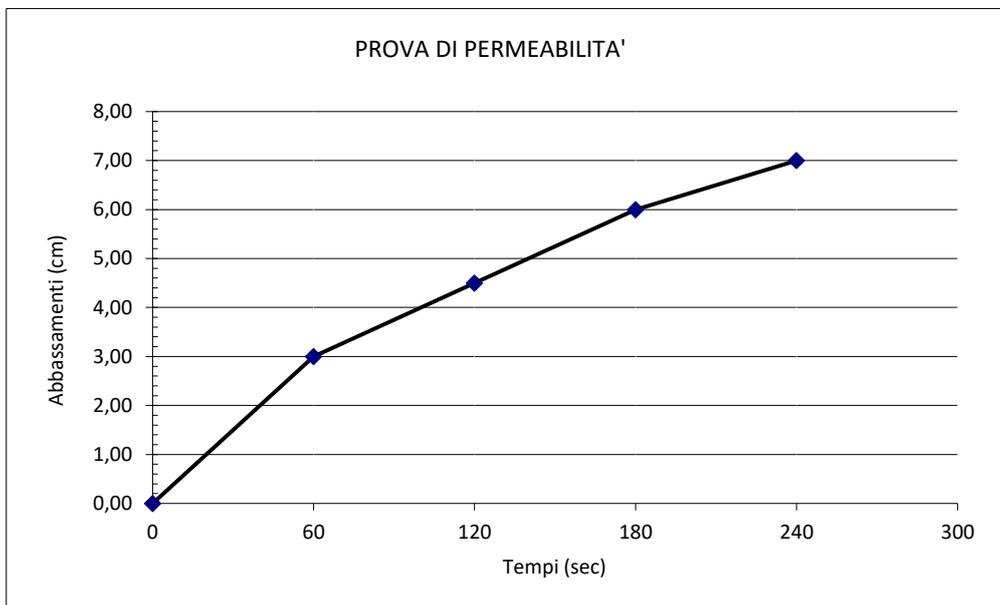


T8:					
<u>profondità (m. da p.c.)</u>				<u>Classificazione USCS</u>	<u>Natura dei terreni</u>
Da	0.00	a	0.70	ML	limo sabbioso (sabbia fine) di colore nocciola
Da	0.70	a	3.00	GW	ghiaia sabbiosa (sabbia media) di colore grigio
<i>falda:assente</i>					



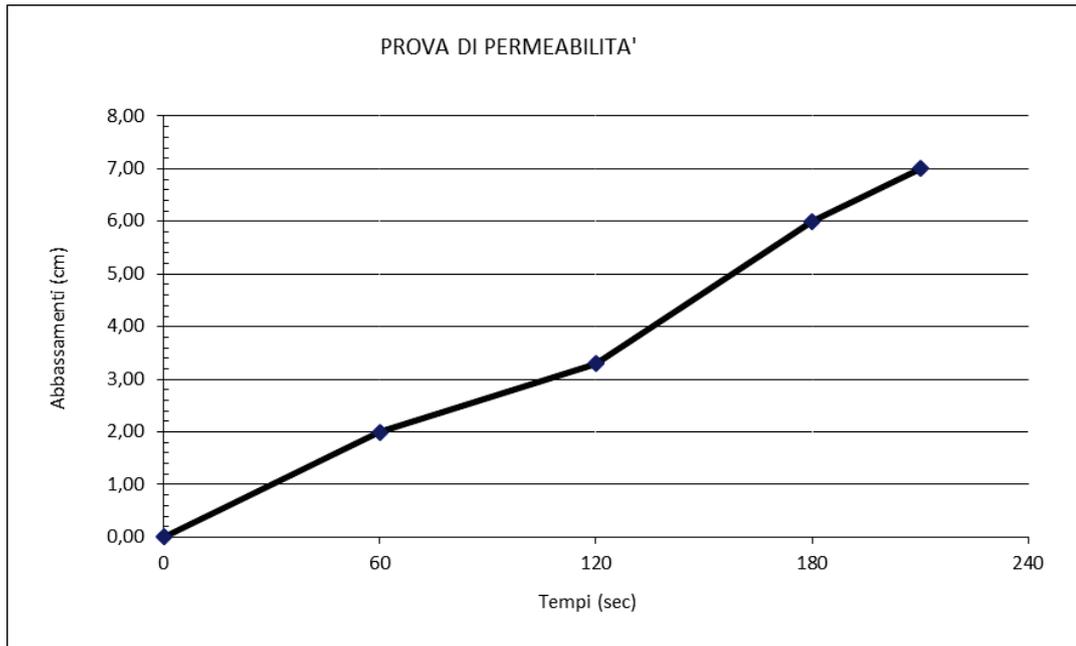
ALLEGATO 8 - Risultati prove di permeabilità

PROVA T6 (1.00 m da p.c.)			
Tempo (secondi)	Tempo (minuti)	Livello (cm)	Abbassamento (cm)
0	0,00	7,00	0,00
60	1,00	4,00	3,00
120	2,00	2,50	4,50
180	3,00	1,00	6,00
240	4,00	0,00	7,00



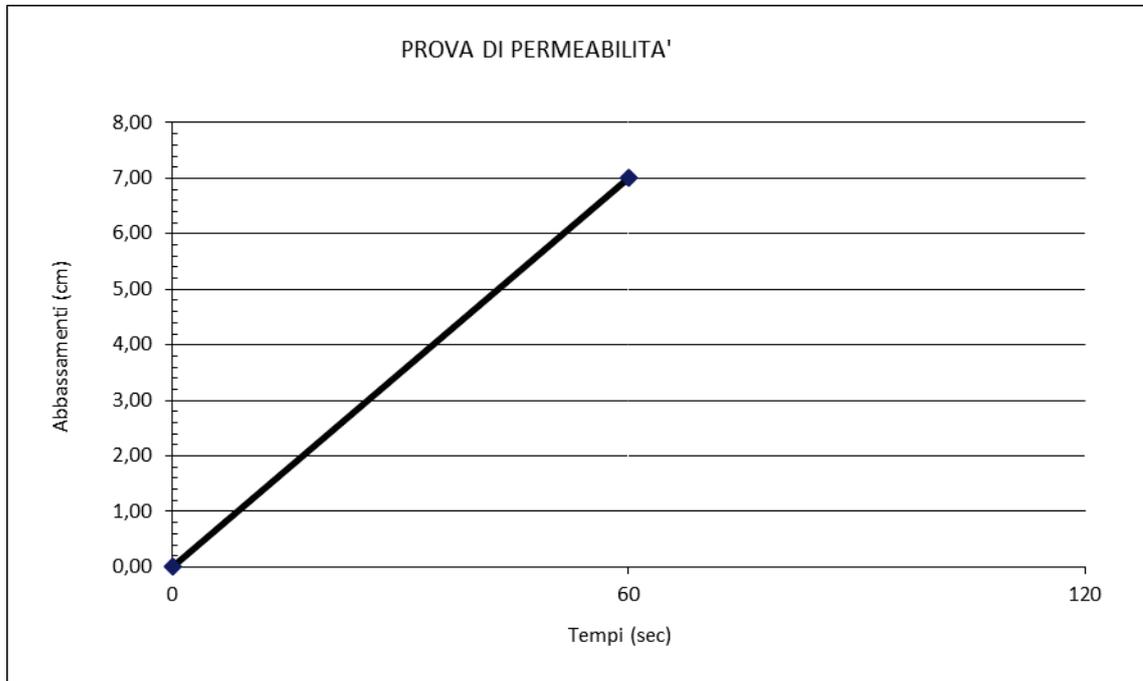
b (lato del pozzetto) (m)	0,18
h1 (altezza del livello dell'acqua all'inizio della prova) (m)	0,070
h2 (altezza del livello dell'acqua alla fine della prova) (m)	0,00
h2-h1(m)	0,070
t2-t1 (intervallo di tempo) (sec)	240
hm (altezza media dell'acqua nel pozzetto)	0,035
k (coefficiente di permeabilità) m/sec	4.91E-05

PROVA T6 (2.00 m da p.c.)			
Tempo (secondi)	Tempo (minuti)	Livello (cm)	Abbassamento (cm)
0	0,00	7,00	0,00
60	1,00	5,00	2,00
120	2,00	3,70	3,30
180	3,00	1,00	6,00
210	3,30	0,00	7,00



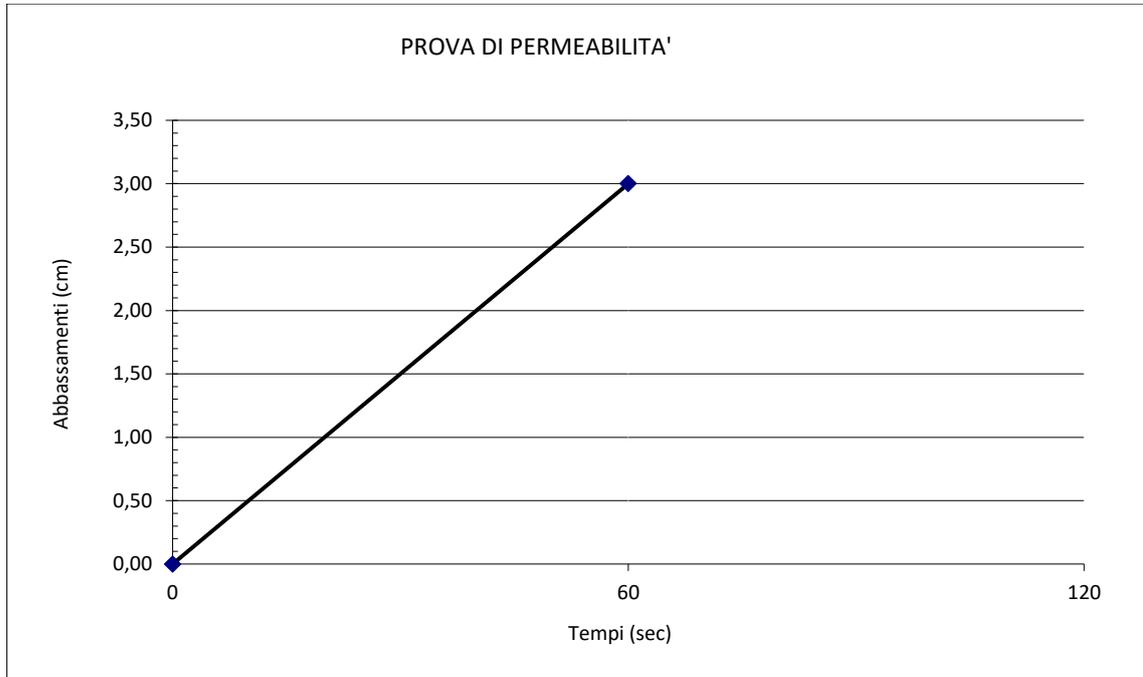
b (lato del pozzetto) (m)	0,25
h1 (altezza del livello dell'acqua all'inizio della prova) (m)	0,070
h2 (altezza del livello dell'acqua alla fine della prova) (m)	0,000
h2-h1(m)	0,070
t2-t1 (intervallo di tempo) (sec)	210
hm (altezza media dell'acqua nel pozzetto)	0,035
k (coefficiente di permeabilità) m/sec	6.29E-05

PROVA T7 (1.00 m da p.c.)			
Tempo (secondi)	Tempo (minuti)	Livello (cm)	Abbassamento (cm)
0	0,00	7,00	0,00
60	1,00	0,00	7,00



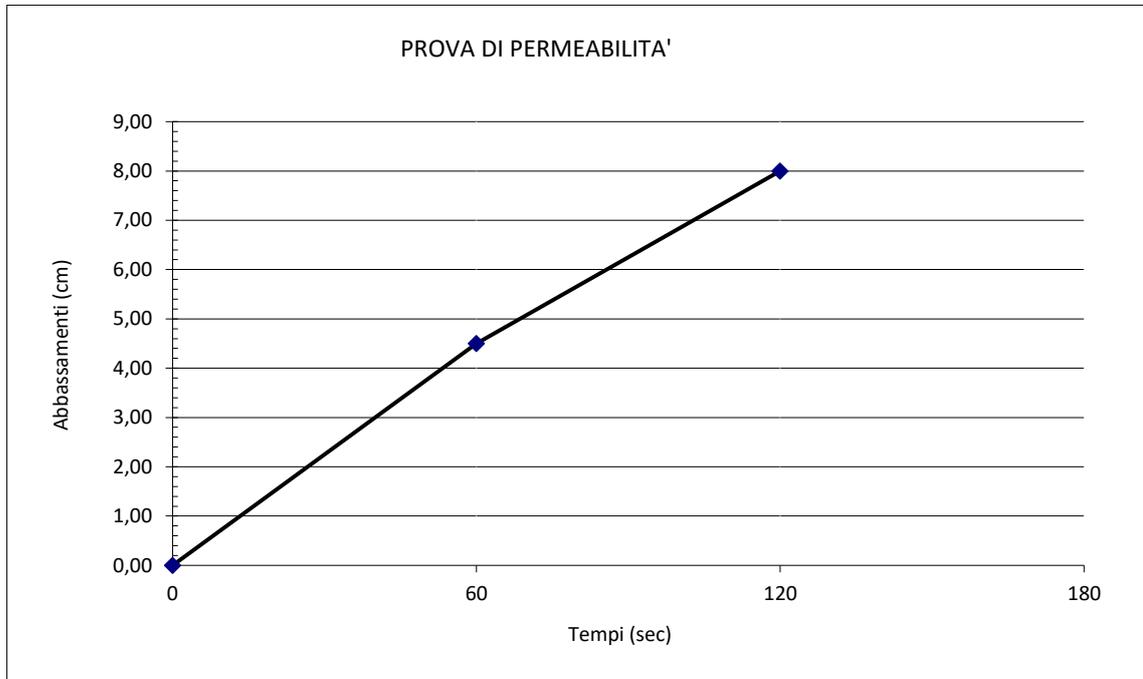
b (lato del pozzetto) (m)	0,19
h1 (altezza del livello dell'acqua all'inizio della prova) (m)	0,070
h2 (altezza del livello dell'acqua alla fine della prova) (m)	0,000
h2-h1(m)	0,070
t2-t1 (intervallo di tempo) (sec)	60,00
hm (altezza media dell'acqua nel pozzetto)	0,035
k (coefficiente di permeabilità) m/sec	2,00E-04

PROVA T7 (2.00 m da p.c.)			
Tempo (secondi)	Tempo (minuti)	Livello (cm)	Abbassamento (cm)
0	0,00	10,00	0,00
60	1,00	7,00	3,00



b (lato del pozzetto) (m)	0,20
h1 (altezza del livello dell'acqua all'inizio della prova) (m)	0,100
h2 (altezza del livello dell'acqua alla fine della prova) (m)	0,070
h2-h1(m)	0,030
t2-t1 (intrvallo di tempo) (sec)	32,00
hm (altezza media dell'acqua nel pozzetto)	0,085
k (coefficiente di permeabilità) m/sec	1.20E-04

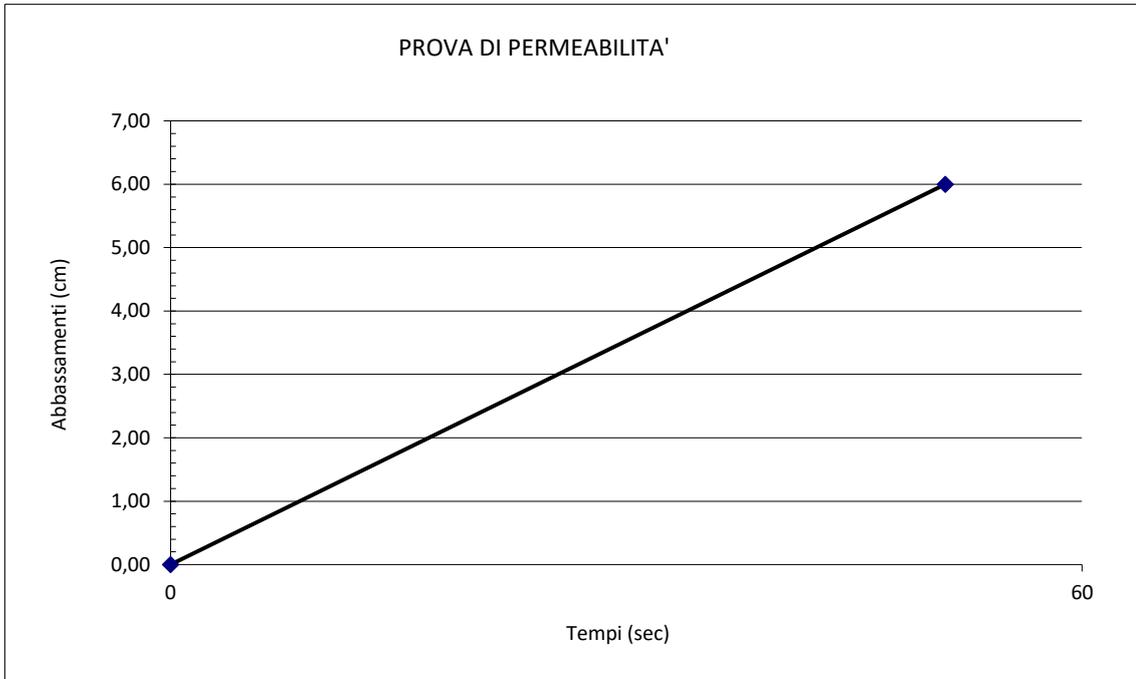
PROVA T8 (1.00 m da p.c.)			
Tempo (secondi)	Tempo (minuti)	Livello (cm)	Abbassamento (cm)
0	0,00	9,00	0,00
60	1,00	4,50	4,50
120	2,00	1,00	8,00



b (lato del pozzetto) (m)	0,20
h1 (altezza del livello dell'acqua all'inizio della prova) (m)	0,020
h2 (altezza del livello dell'acqua alla fine della prova) (m)	0,010
h2-h1(m)	0,080
t2-t1 (intervallo di tempo) (sec)	120,0
hm (altezza media dell'acqua nel pozzetto)	0,050
k (coefficiente di permeabilità) m/sec	1.03E-04

PROVA T8 (2.00 m da p.c.)

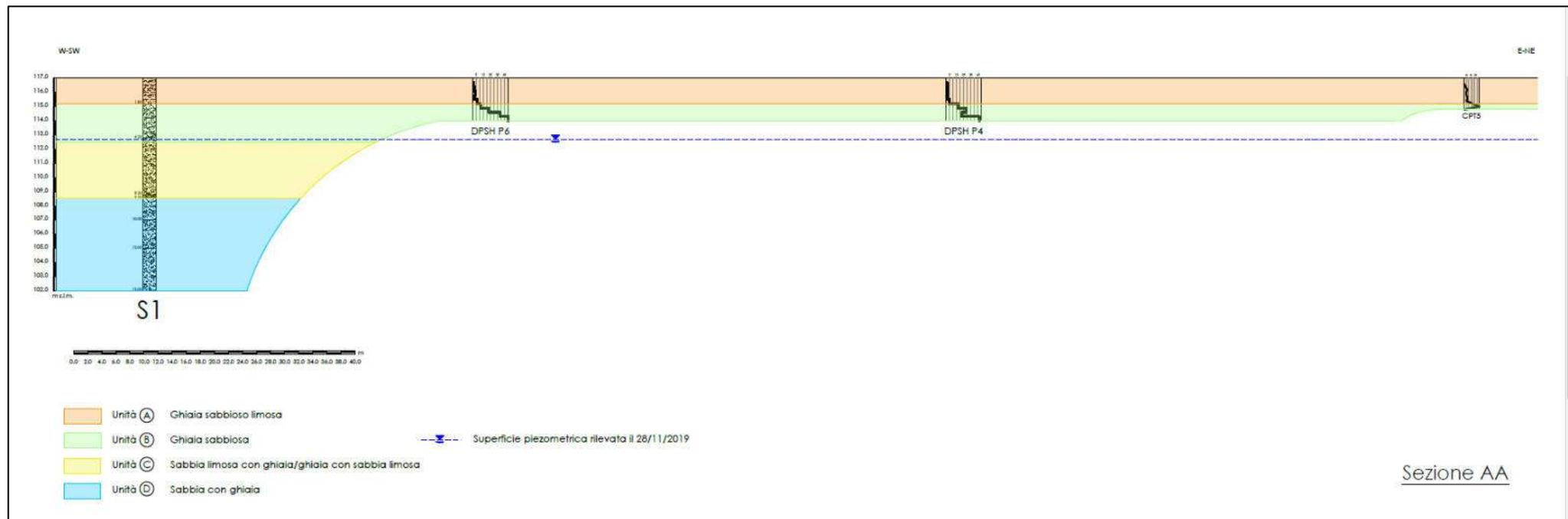
Tempo (secondi)	Tempo (minuti)	Livello (cm)	Abbassamento (cm)
0	0,00	10,00	0,00
51	0,51	4,00	6,00



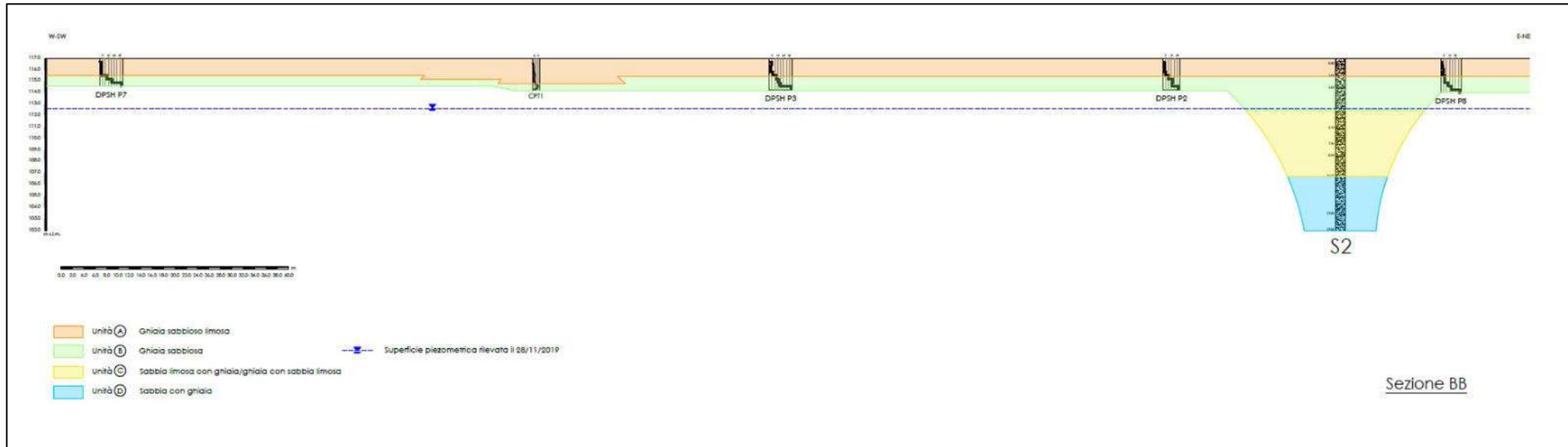
b (lato del pozzetto) (m)	0,20
h1 (altezza del livello dell'acqua all'inizio della prova) (m)	0,100
h2 (altezza del livello dell'acqua alla fine della prova) (m)	0,040
h2-h1(m)	0,060
t2-t1 (intervallo di tempo) (sec)	51
hm (altezza media dell'acqua nel pozzetto)	0,070
k (coefficiente di permeabilità) m/sec	1.61E-04

ALLEGATO 9 – Sezioni geotecniche

Sezione AA



Sezione BB



ALLEGATO 10 – Prove penetrometriche

10.1 – Documentazione fotografica



Prova penetrometrica n.1



Prova penetrometrica n.2



Prova penetrometrica n.



Prova penetrometrica n.4



Prova penetrometrica n.5



Prova penetrometrica n.6

Immobiliare VENUS S.r.l.
Piano Attuativo "AdT9" in Comune di Pioltello: relazione di compatibilità geologica



Prova penetrometrica n.7



Prova penetrometrica n.8

**REGISTRAZIONI STRUMENTALI DEI VALORI PENETROMETRICI
e RELATIVA CORRELAZIONE TRA LE UNITA' GEOTECNICHE**

10.2 – Prove penetrometriche statiche a punta meccanica (CPT)

Unità geotecniche	CPT P.1			CPT P.2			CPT P.4			CPT P.5			CPT P.6			CPT P.7			CPT P.8		
	Prof.	Rp	Rp+Rl	Prof.	Rp	Rp+Rl	Prof.	Rp	Rp+Rl	Prof.	Rp	Rp+Rl	Prof.	Rp	Rp+Rl	Prof.	Rp	Rp+Rl	Prof.	Rp	Rp+Rl
	m	kg	kg	m	kg	kg	m	kg	kg	m	kg	kg	m	kg	kg	m	kg	kg	m	kg	kg
Unità Tv	0,2			0,2			0,2			0,2			0,2			0,2			0,2		
	0,4	8	11	0,4	12	20	0,4	12	22	0,4	12	20	0,4	11	16	0,4	23	35	0,4	13	17
Unità A	0,6	12	18	0,6	23	39	0,6	28	40	0,6	35	42	0,6	9	15	0,6	22	38	0,6	14	23
	0,8	13	20	0,8	21	40	0,8	35	47	0,8	21	38	0,8	8	14	0,8	28	46	0,8	26	36
	1,0	16	28	1,0	35	57	1,0	30	58	1,0	25	35	1,0	23	42	1,0	44	65	1,0	32	48
	1,2	26	40	1,2	22	36	1,2	24	40	1,2	36	57	1,2	85	99	1,2	30	57	1,2	17	31
	1,4	22	39	1,4	38	53	1,4	98	116	1,4	24	39	1,4	163	245	1,4	25	41	1,4	10	21
	1,6	19	29	1,6	21	35	1,6	Rif		1,6	95	138	1,6	Rif		1,6	39	56	1,6	65	93
	1,8	23	32	1,8	79	112	1,8			1,8	176	228	1,8			1,8	82	100	1,8	163	185
	2,0	28	38	2,0	165	224	2,0			2,0	Rif		2,0			2,0	158	237	2,0	182	248
Unità B	2,2	73	95	2,2	Rif		2,2			2,2			2,2			2,2	Rif		2,2	Rif	
	2,4	58	227	2,4			2,4			2,4			2,4			2,4			2,4		

CPT - PROFILI PENETROMETRICI

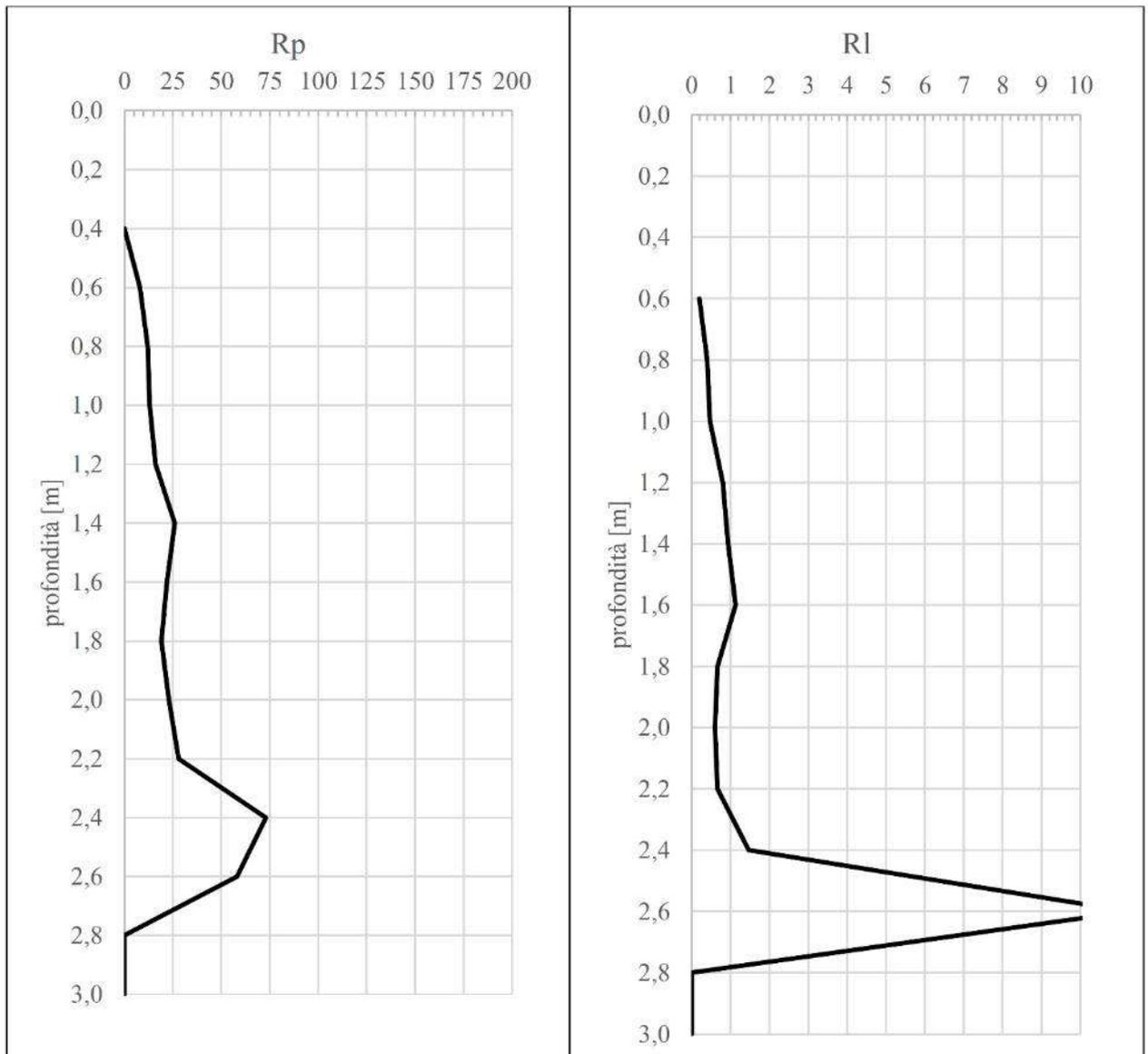


GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
 Via Diaz, 22
 26845 Codogno (LO)

Committente: Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT1)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico della prova

Resistenza della punta (q_c) [kg/cm ²]	Resistenza laterale (f_s) [kg/cm ²]
--	---

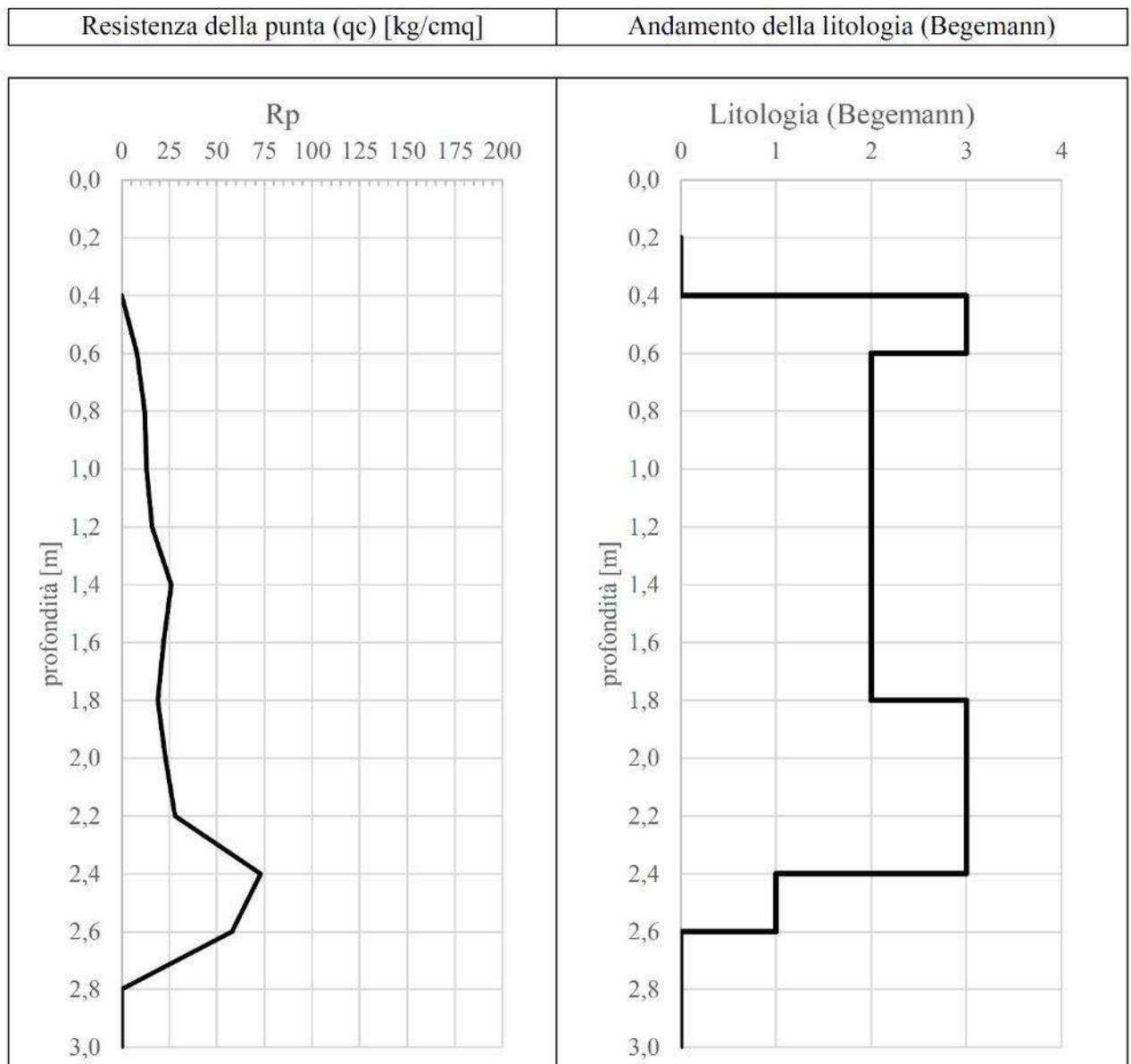




GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
 Via Diaz, 22
 26845 Codogno (LO)

Committente: Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT1)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico resistenza alla punta - litologia



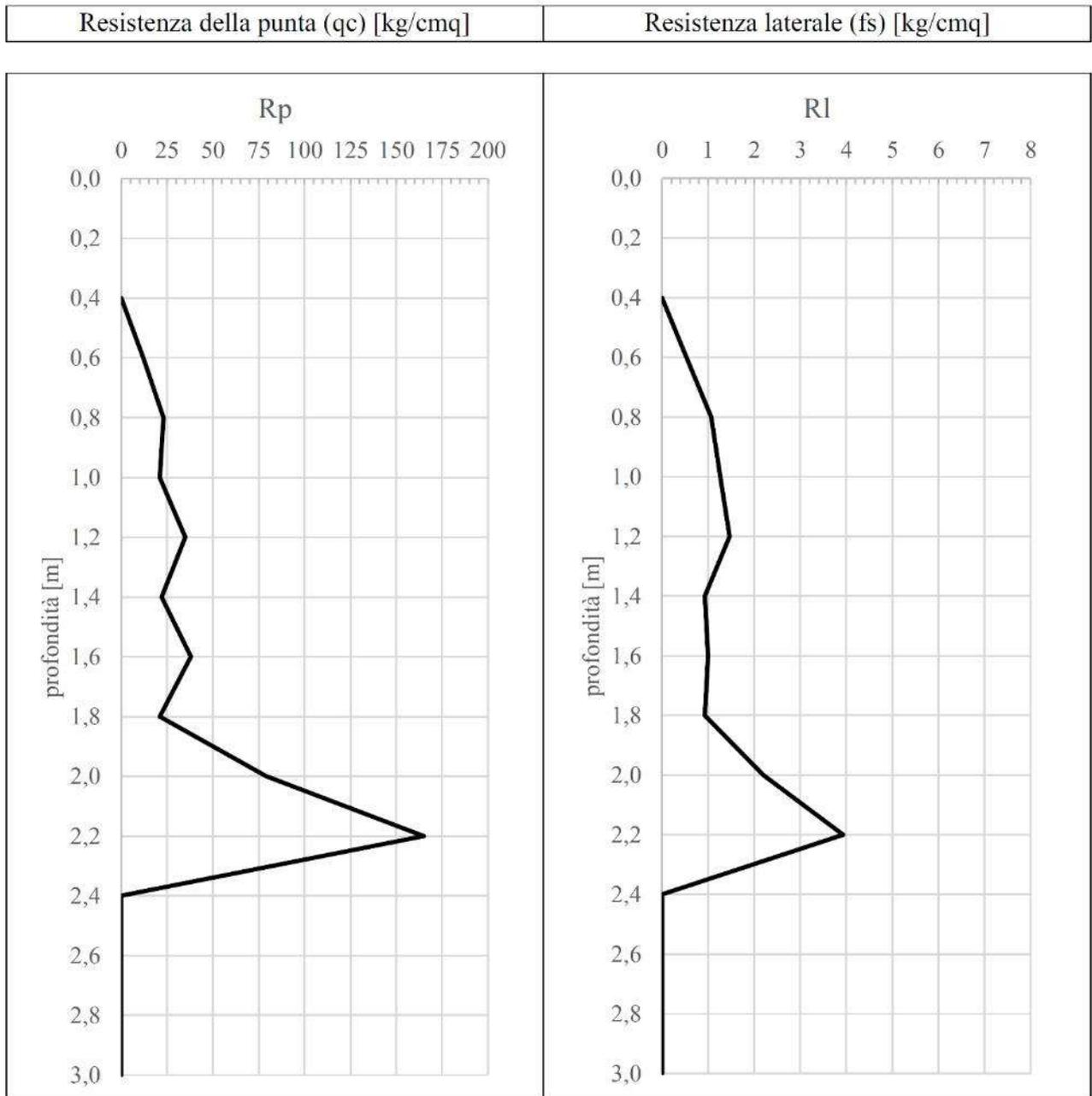
Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia



GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
 Via Diaz, 22
 26845 Codogno (LO)

Committente: Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT2)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico della prova

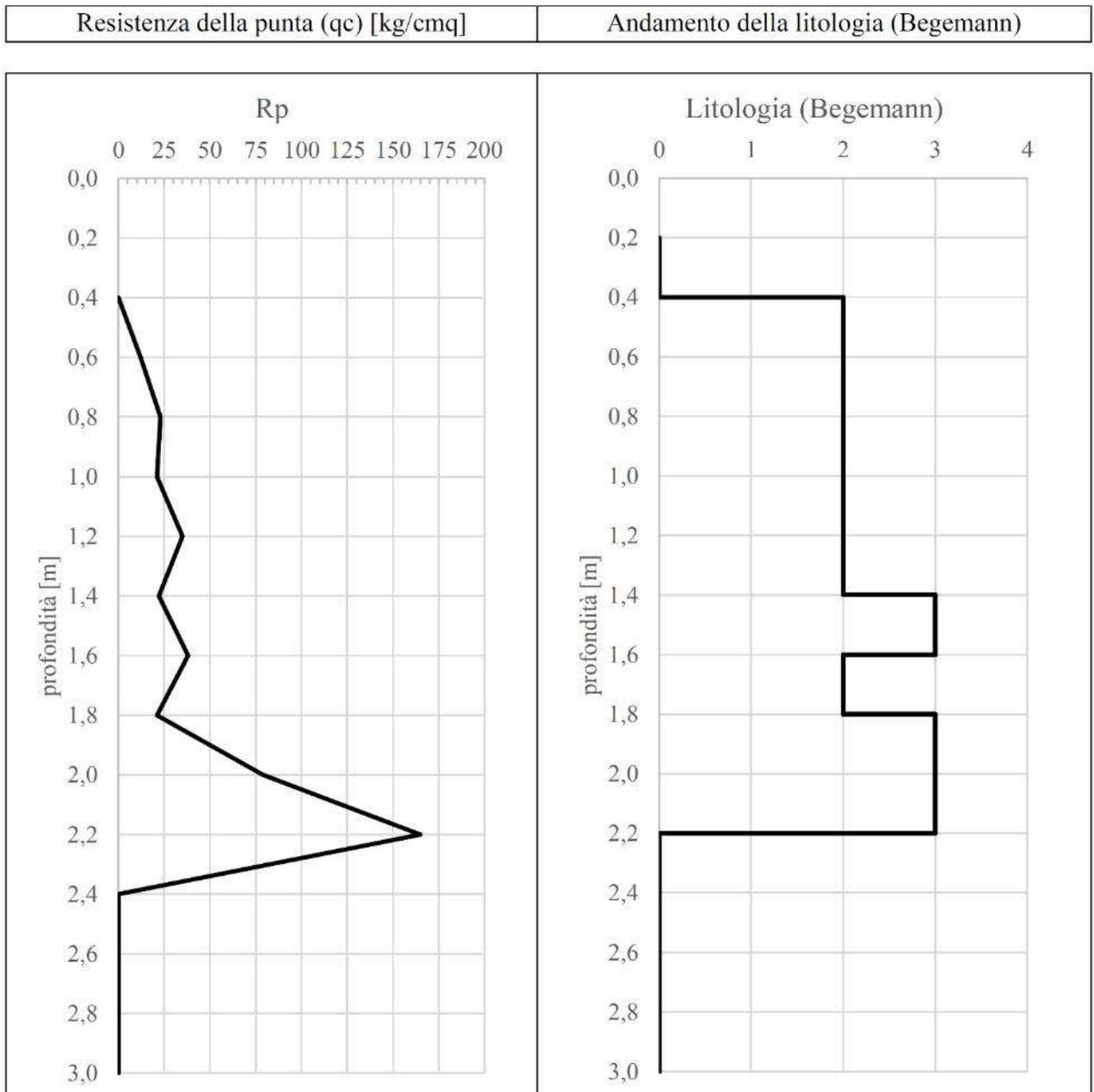




GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Via Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Committente: Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT2)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico resistenza alla punta - litologia



Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia

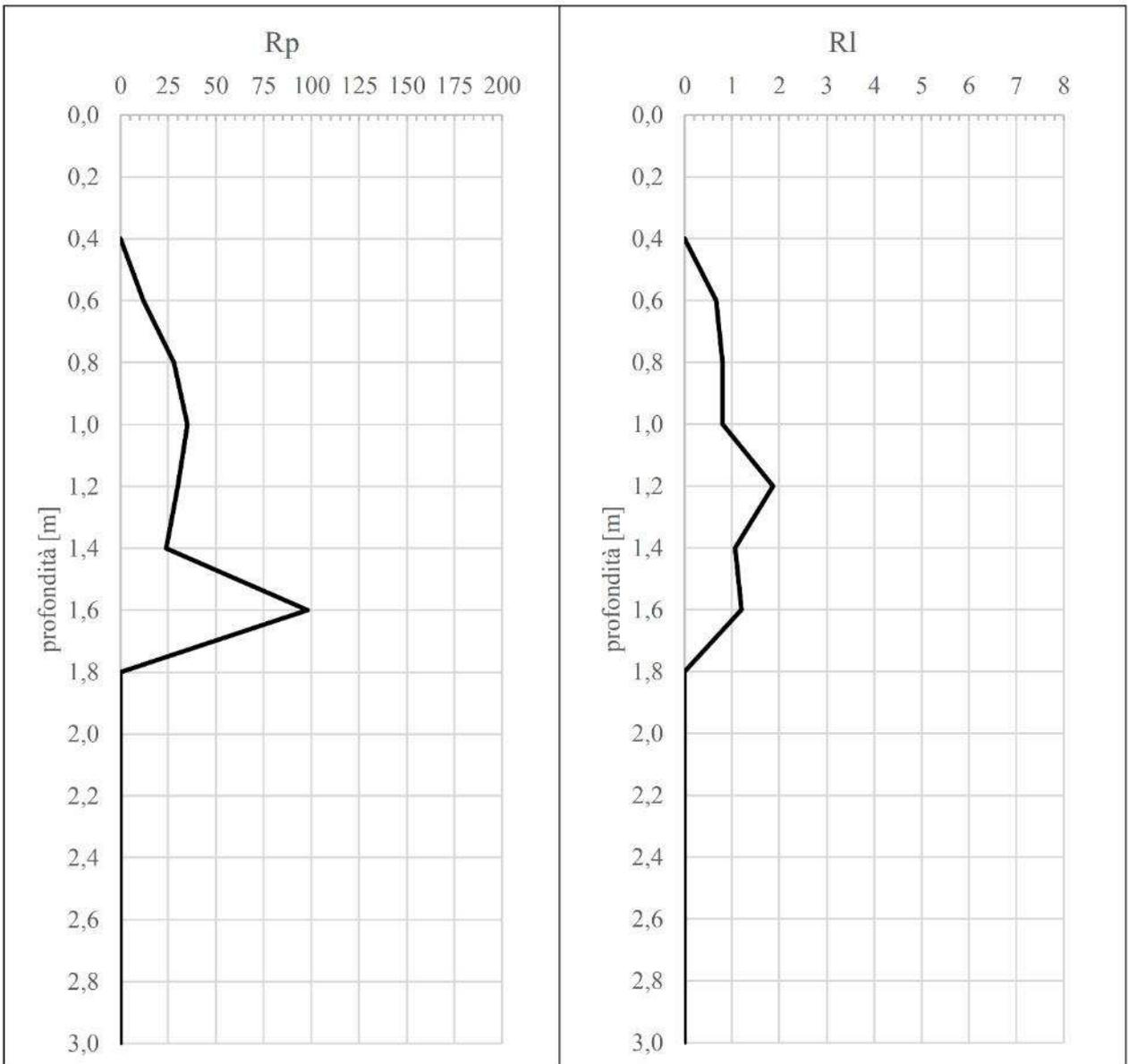


GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
 Via Diaz, 22
 26845 Codogno (LO)

Committente Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT4)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico della prova

Resistenza della punta (qc) [kg/cmq]	Resistenza laterale (fs) [kg/cmq]
--------------------------------------	-----------------------------------

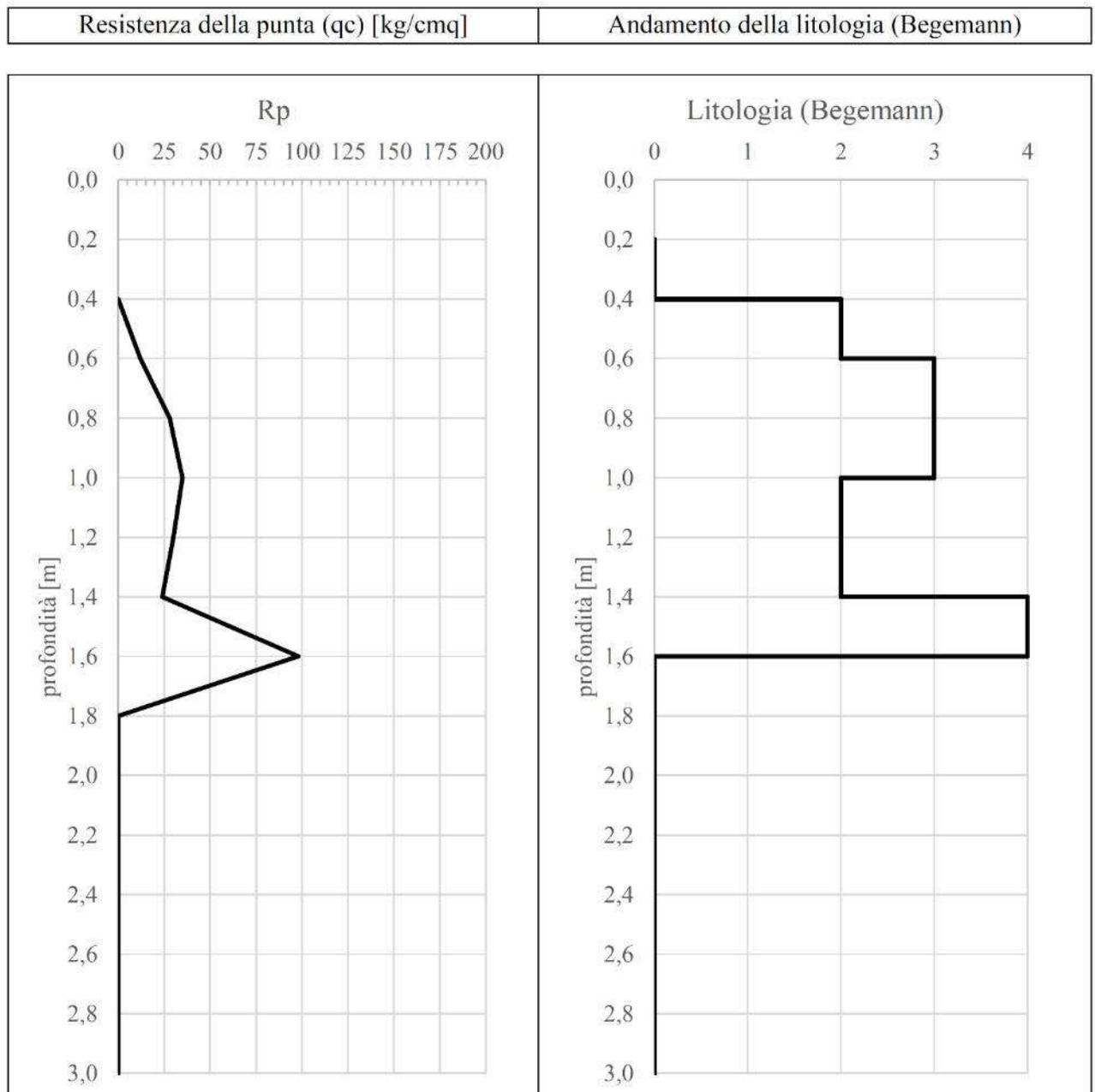




GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
 Via Diaz, 22
 26845 Codogno (LO)

Committente Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT4)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico resistenza alla punta - litologia



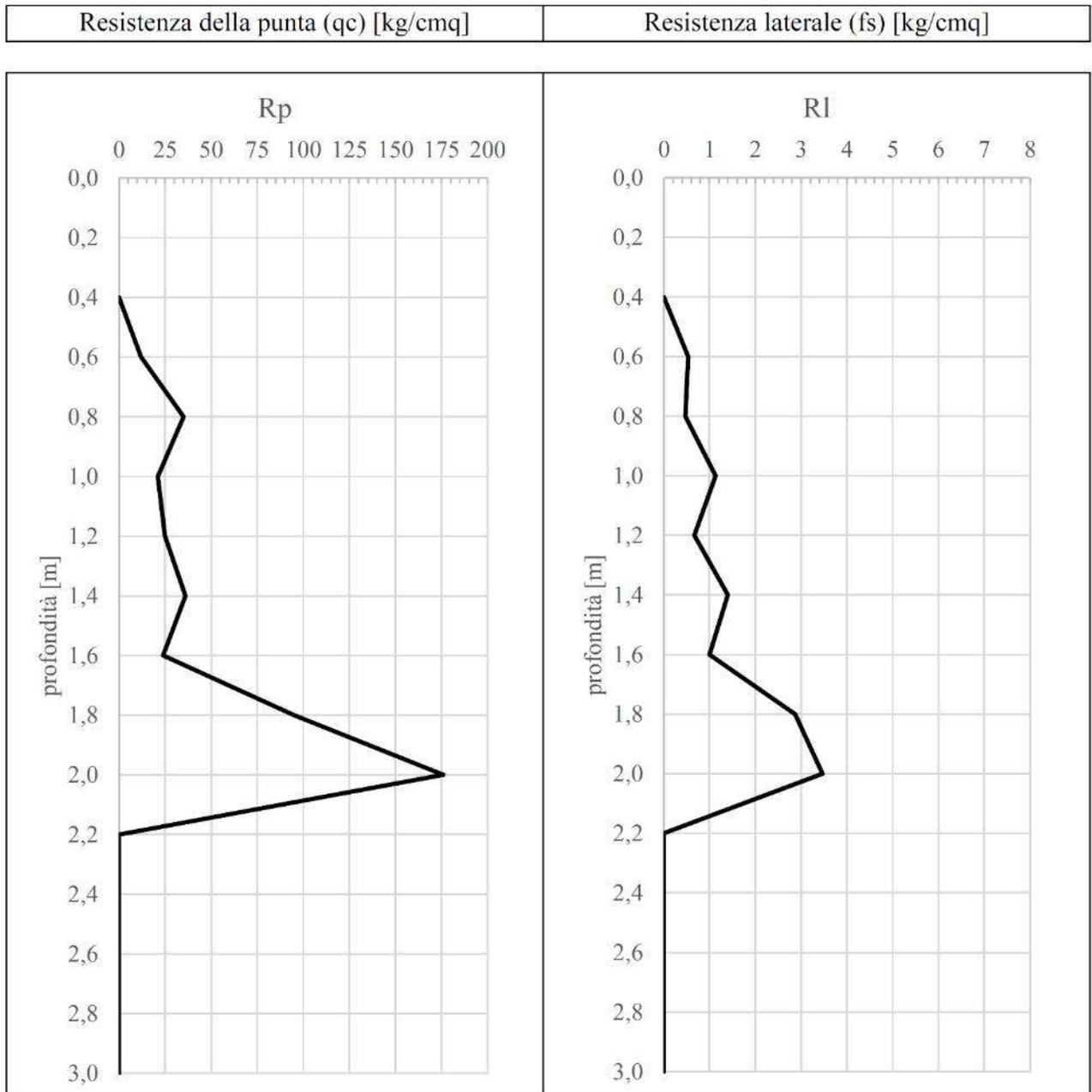
Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia



GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
 Via Diaz, 22
 26845 Codogno (LO)

Committente: Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT5)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico della prova



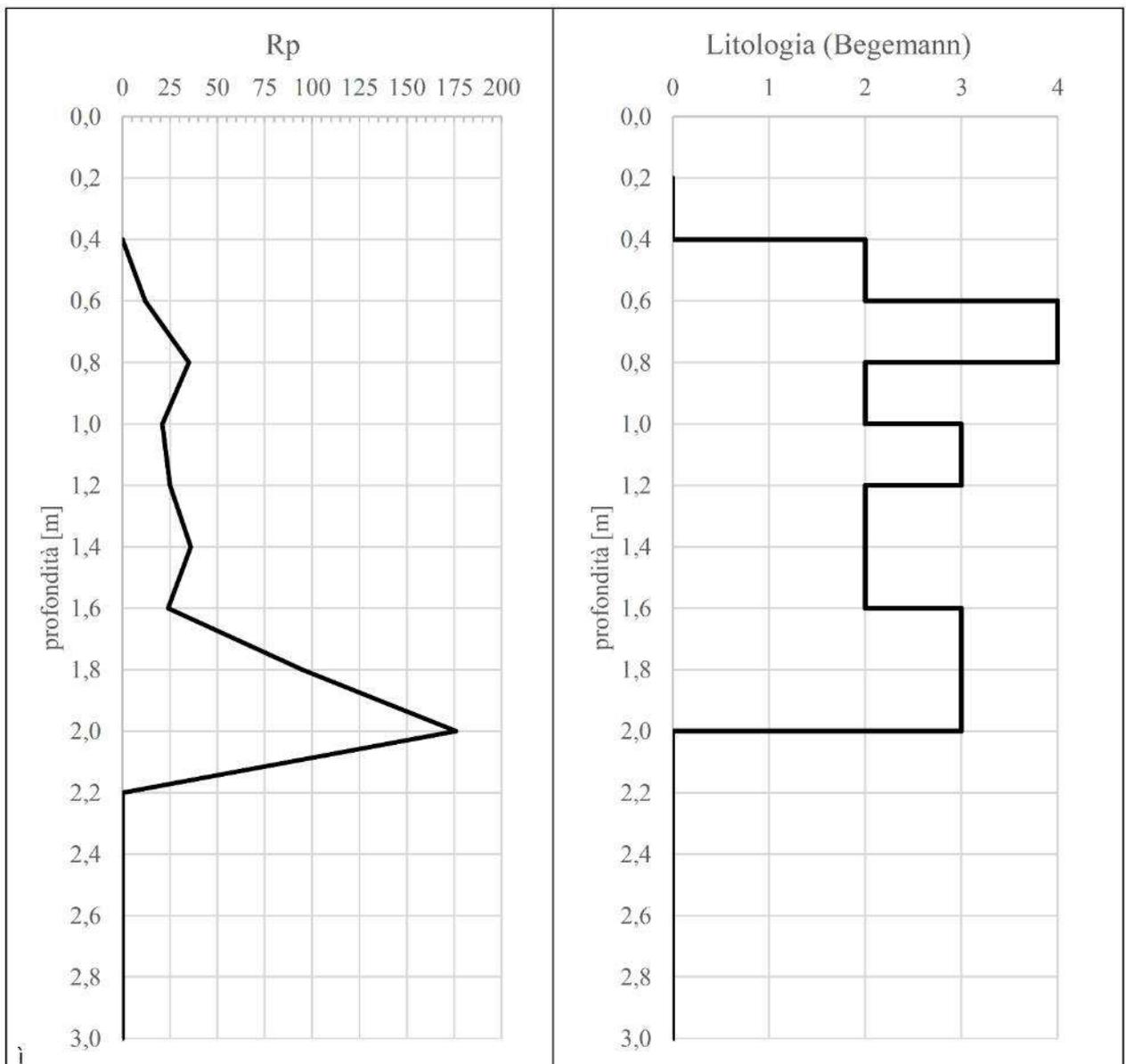


GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Via Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Committente: Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT5)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico resistenza alla punta - litologia

Resistenza della punta (qc) [kg/cmq]	Andamento della litologia (Begemann)
--------------------------------------	--------------------------------------



Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia

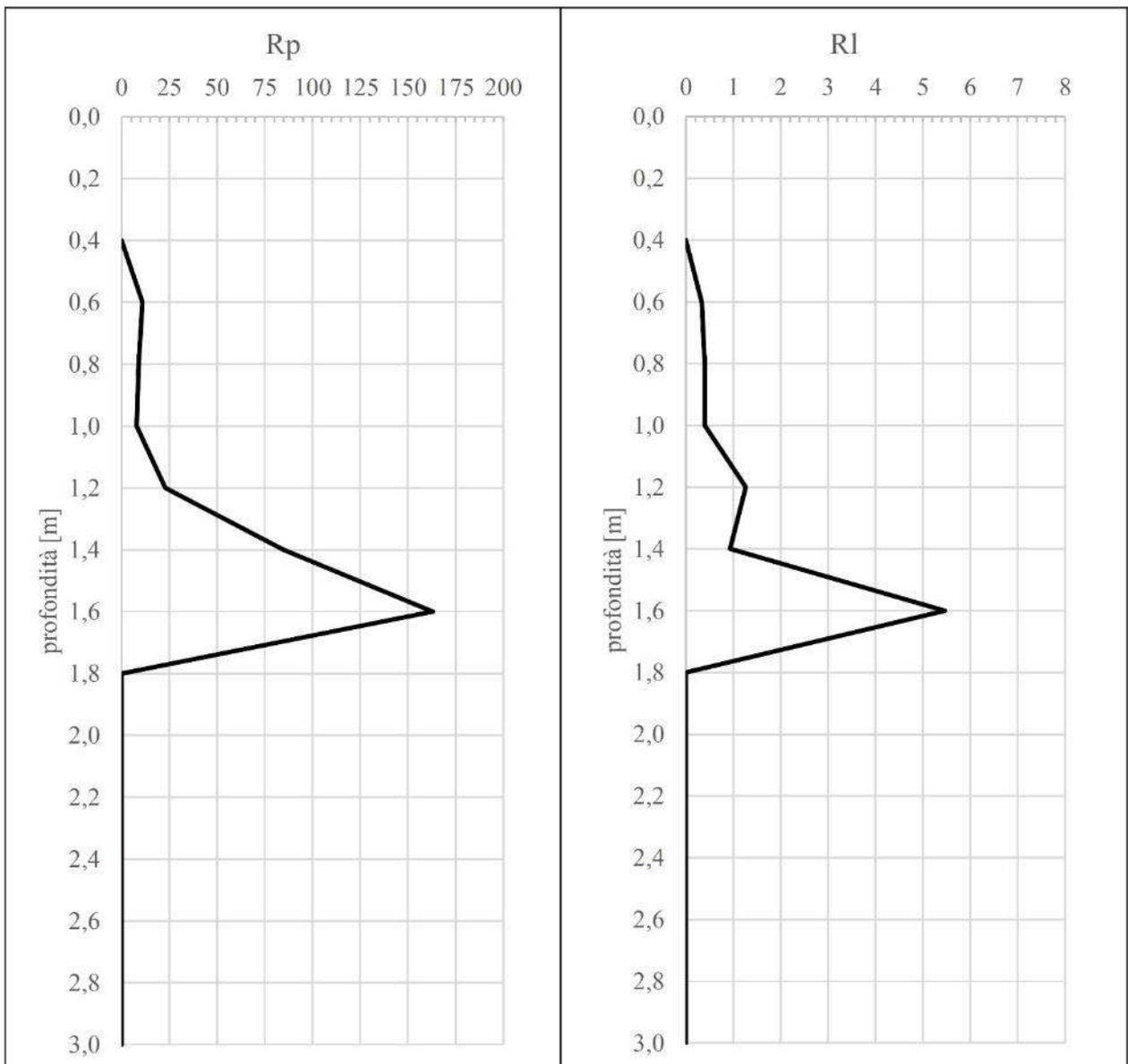


GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
 Via Diaz, 22
 26845 Codogno (LO)

Committente: Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT6)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico della prova

Resistenza della punta (qc) [kg/cmq]	Resistenza laterale (fs) [kg/cmq]
--------------------------------------	-----------------------------------

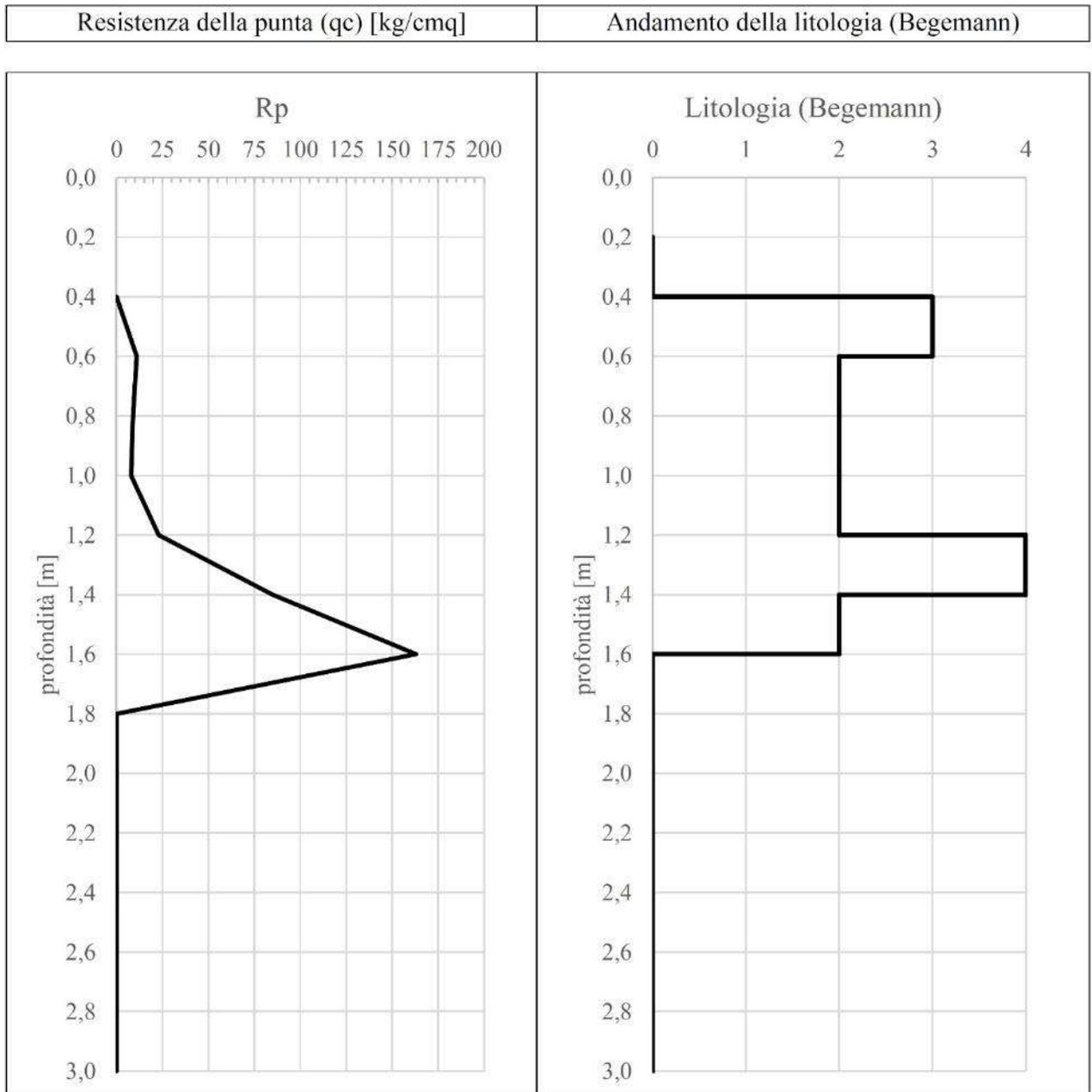




GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
 Via Diaz, 22
 26845 Codogno (LO)

Committente Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT6)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico resistenza alla punta - litologia



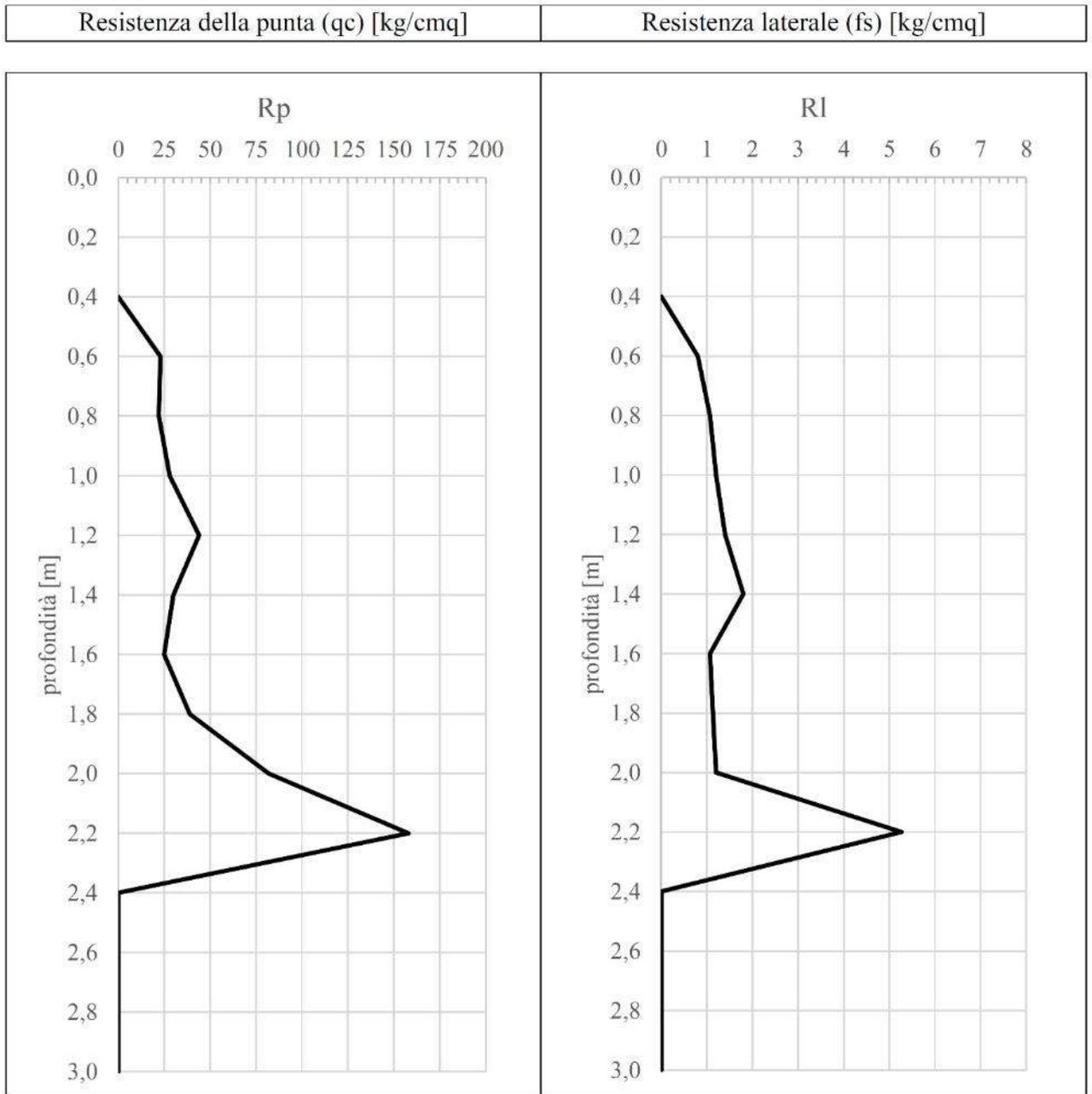
Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia



GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
 Via Diaz, 22
 26845 Codogno (LO)

Committente Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT7)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico della prova

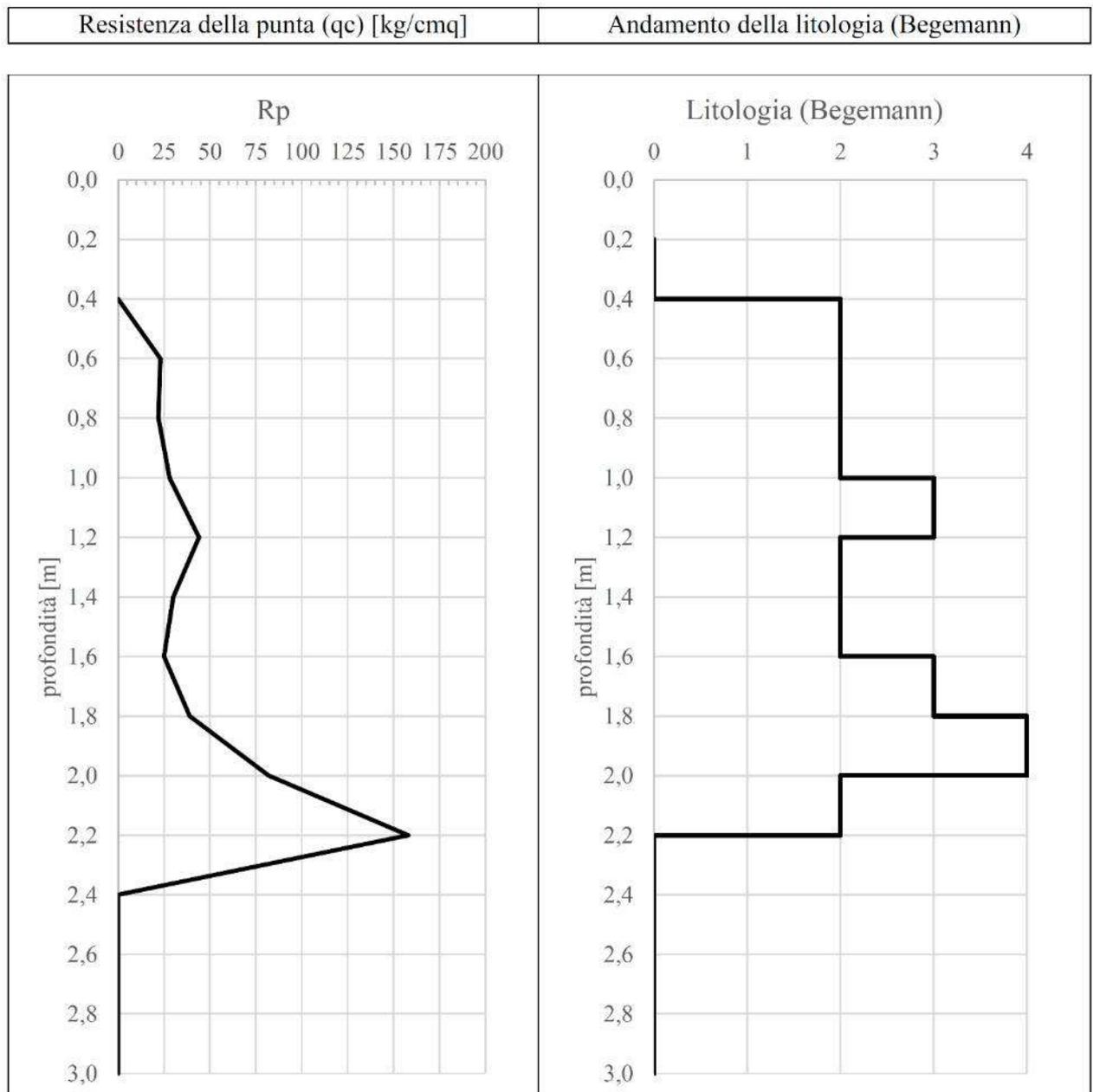




GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
 Via Diaz, 22
 26845 Codogno (LO)

Committente: Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT7)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico resistenza alla punta - litologia



Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia

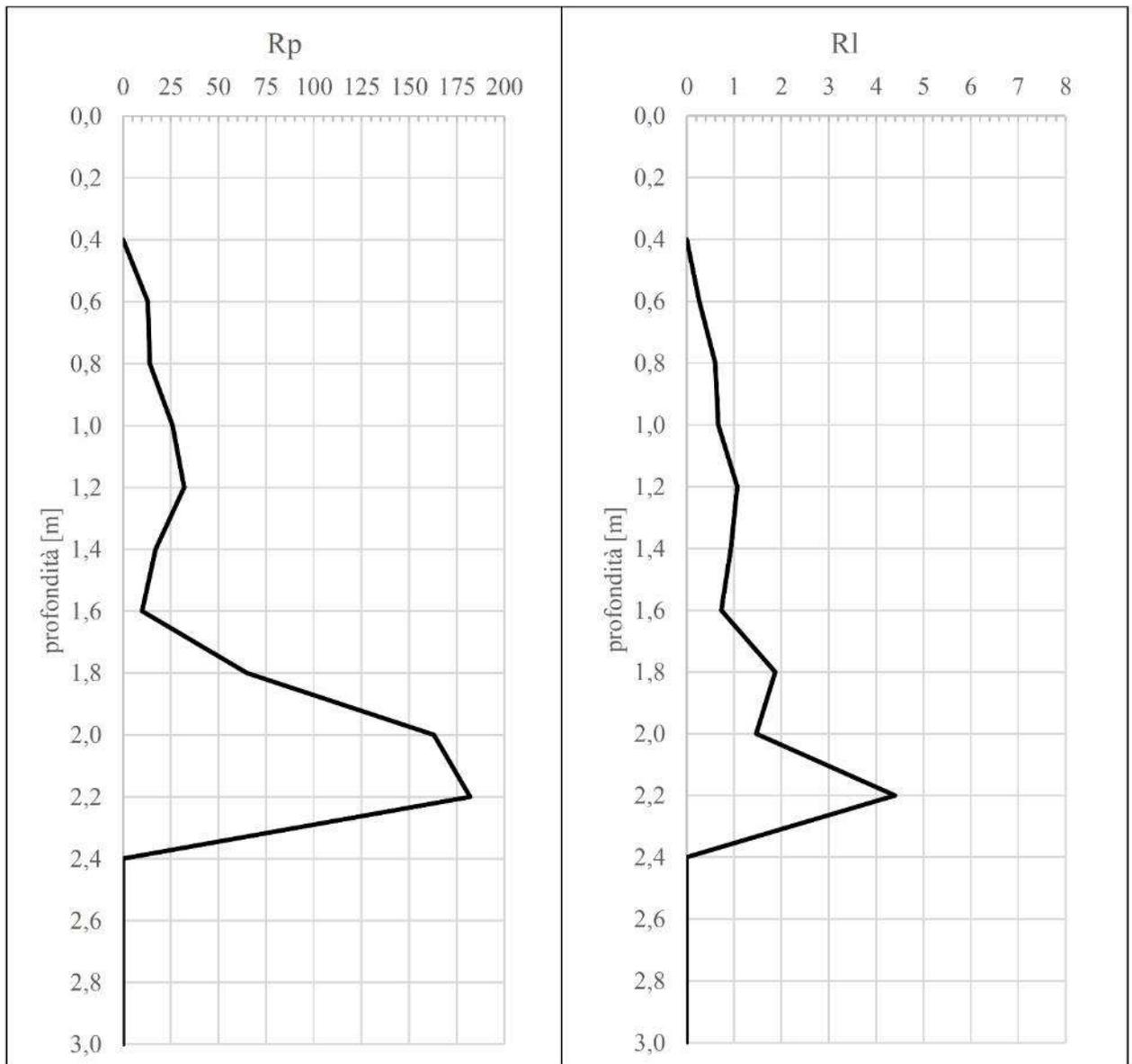


GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
 Via Diaz, 22
 26845 Codogno (LO)

Committente: Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT8)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico della prova

Resistenza della punta (qc) [kg/cmq]	Resistenza laterale (fs) [kg/cmq]
--------------------------------------	-----------------------------------

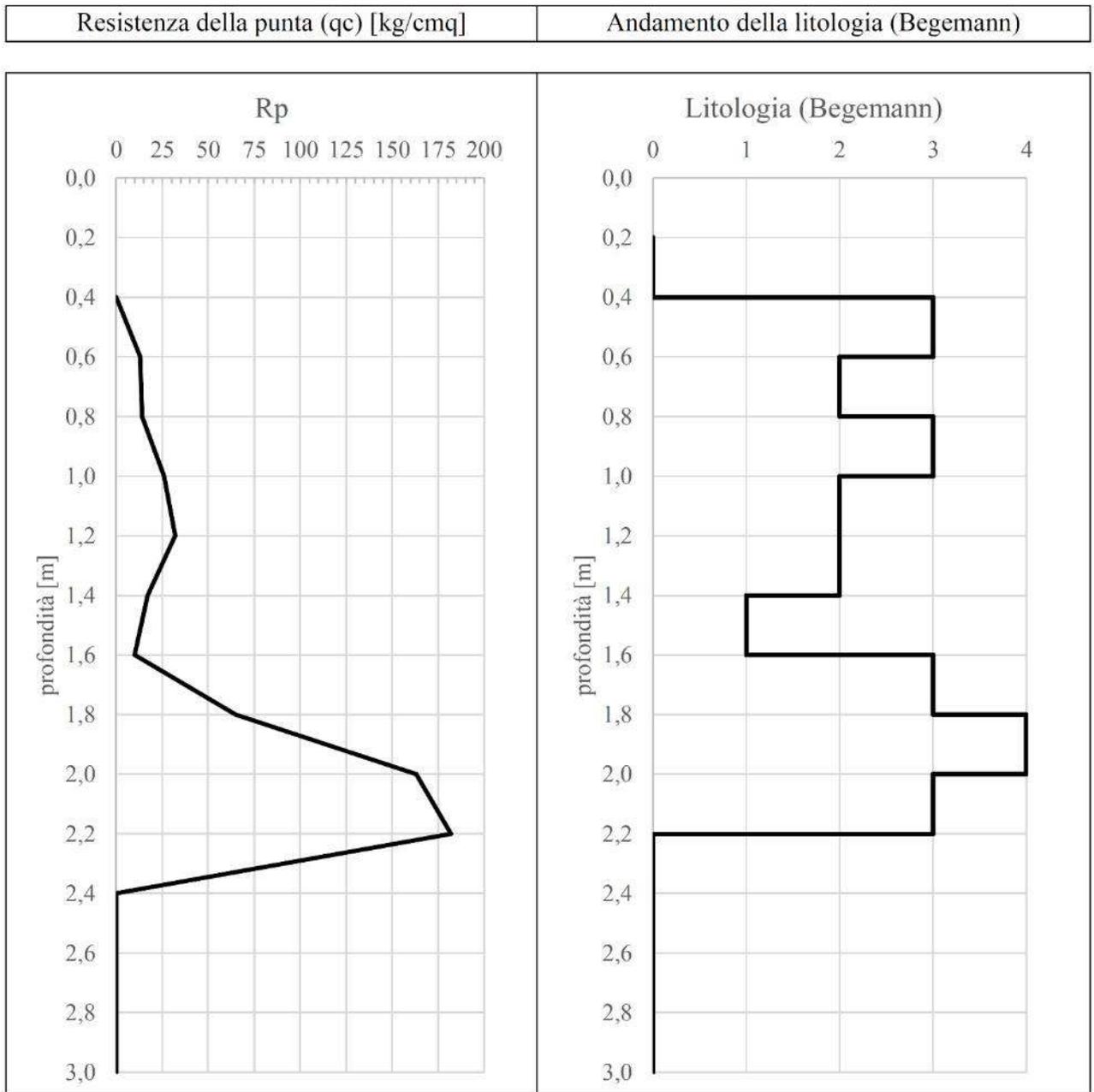




GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
 Via Diaz, 22
 26845 Codogno (LO)

Committente Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT8)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico resistenza alla punta - litologia



Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia

10.3 – Prove penetrometriche dinamiche continue tipo pesante (DPSH)

DPSH P.2		DPSH P.3		DPSH P.4		DPSH P.6		DPSH P.7		DPSH P.8		<i>Unità geotecniche</i>
Prof. (m)	Nscpt											
0,3	2	0,3	2	0,3	1	0,3	2	0,3	1	0,3	2	<i>Unità Tv</i>
0,6	3	0,6	4	0,6	2	0,6	2	0,6	3	0,6	2	<i>Unità A</i>
0,9	4	0,9	3	0,9	3	0,9	3	0,9	4	0,9	3	
1,2	3	1,2	3	1,2	3	1,2	4	1,2	3	1,2	4	
1,5	5	1,5	6	1,5	3	1,5	3	1,5	3	1,5	3	
1,8	10	1,8	12	1,8	5	1,8	7	1,8	12	1,8	6	
2,1	18	2,1	16	2,1	17	2,1	11	2,1	21	2,1	6	
2,4	16	2,4	19	2,4	28	2,4	23	2,4	37	2,4	13	<i>Unità B</i>
2,7	27	2,7	38	2,7	22	2,7	39	2,7	Rif.	2,7	18	
3,0	Rif.	3,0	Rif.	3,0	47	3,0	50	3,0		3,0	32	

PROFILI PENETROMETRICI

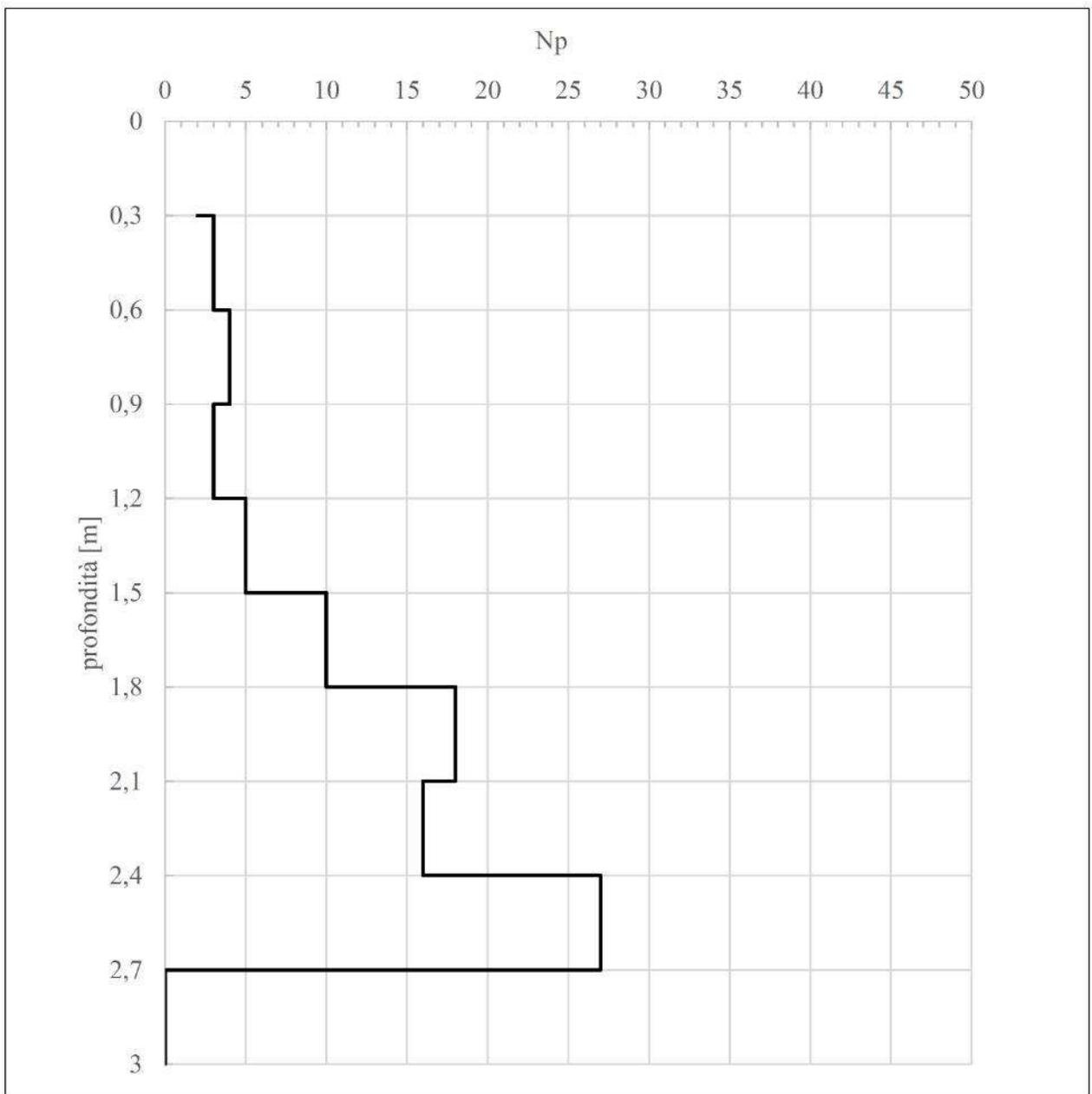


GEOLAMBDA Engineering S.r.l.
Via Diaz, 22
26845 Codogno (LO)

Committente	Immobiliare VENUS S.r.l.		
Località:	Pioltello (MI)		
Data:	28/11/2019	Attrezzatura:	penetrometro dinamico superpesante (DPSH2)
Profondità della falda da p.c. (m):	non rilevata		

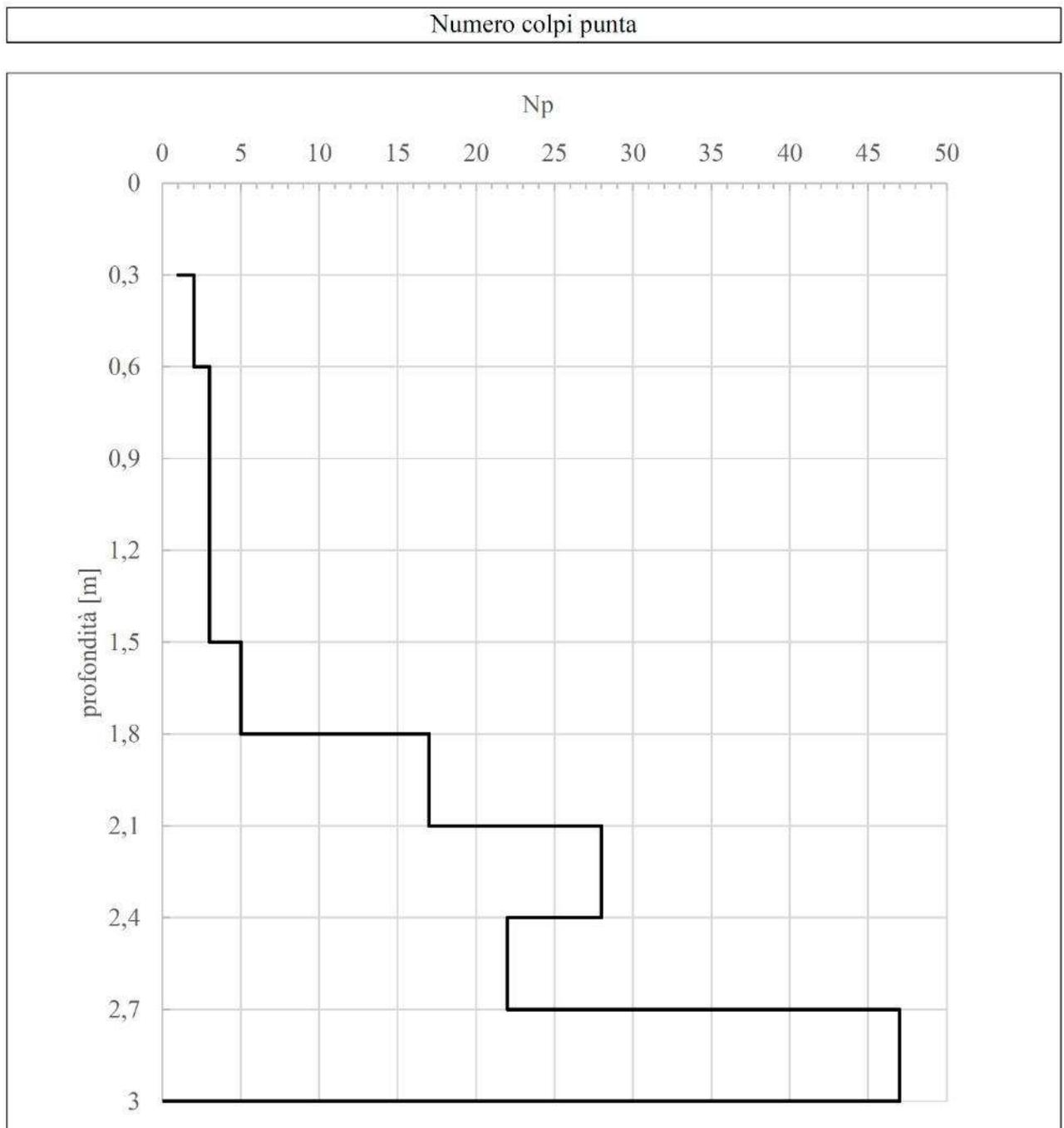
Grafico della prova

Numero colpi punta



Committente: Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro dinamico superpesante (DPSH4)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

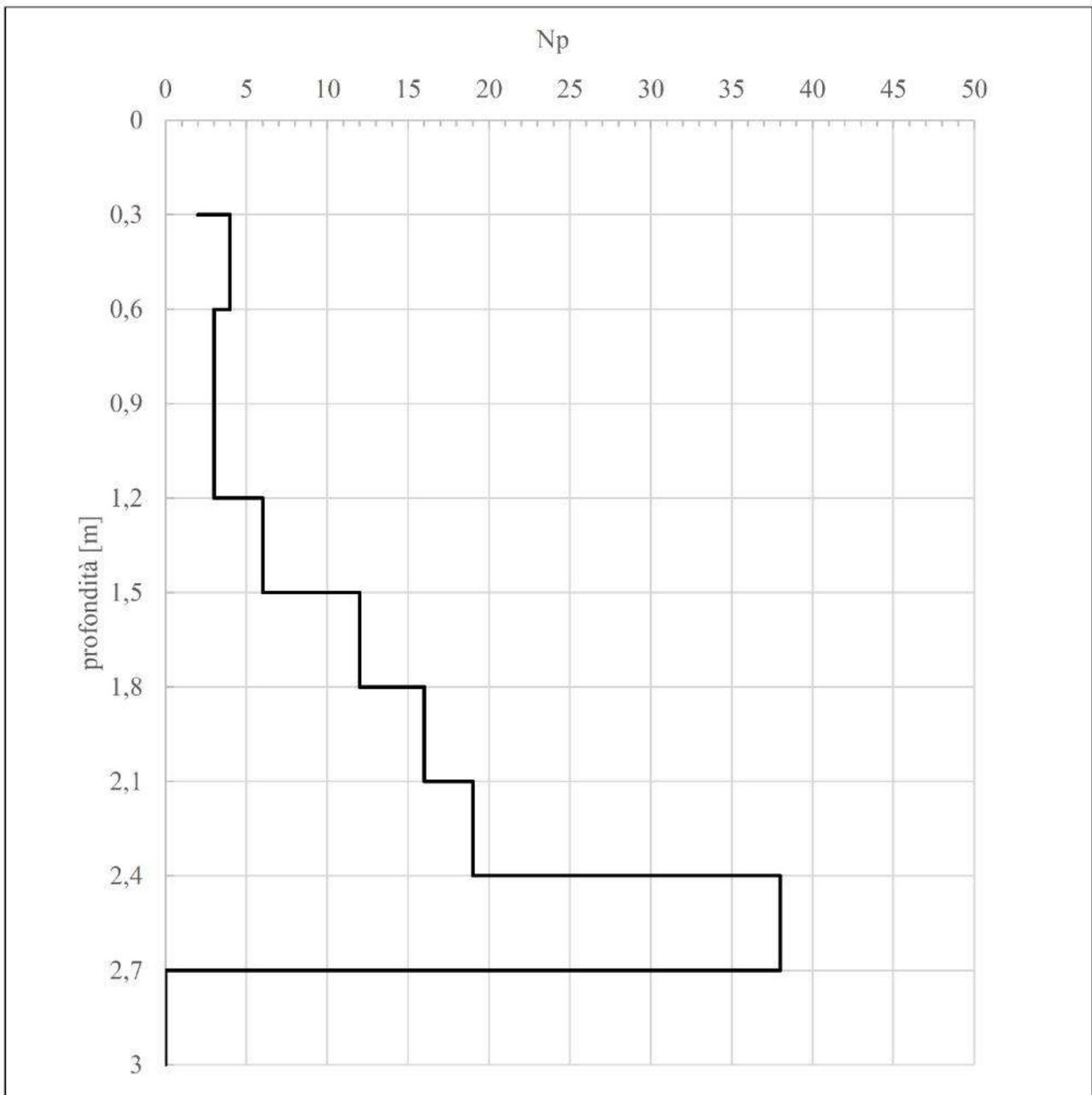
Grafico della prova



Committente: Immobiliare VENUS S.r.l.
Località: Pioltello (MI)
Data: 28/11/2019 Attrezzatura: penetrometro dinamico superpesante (DPSH3)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata

Grafico della prova

Numero colpi punta



Committente: Immobiliare VENUS S.r.l.

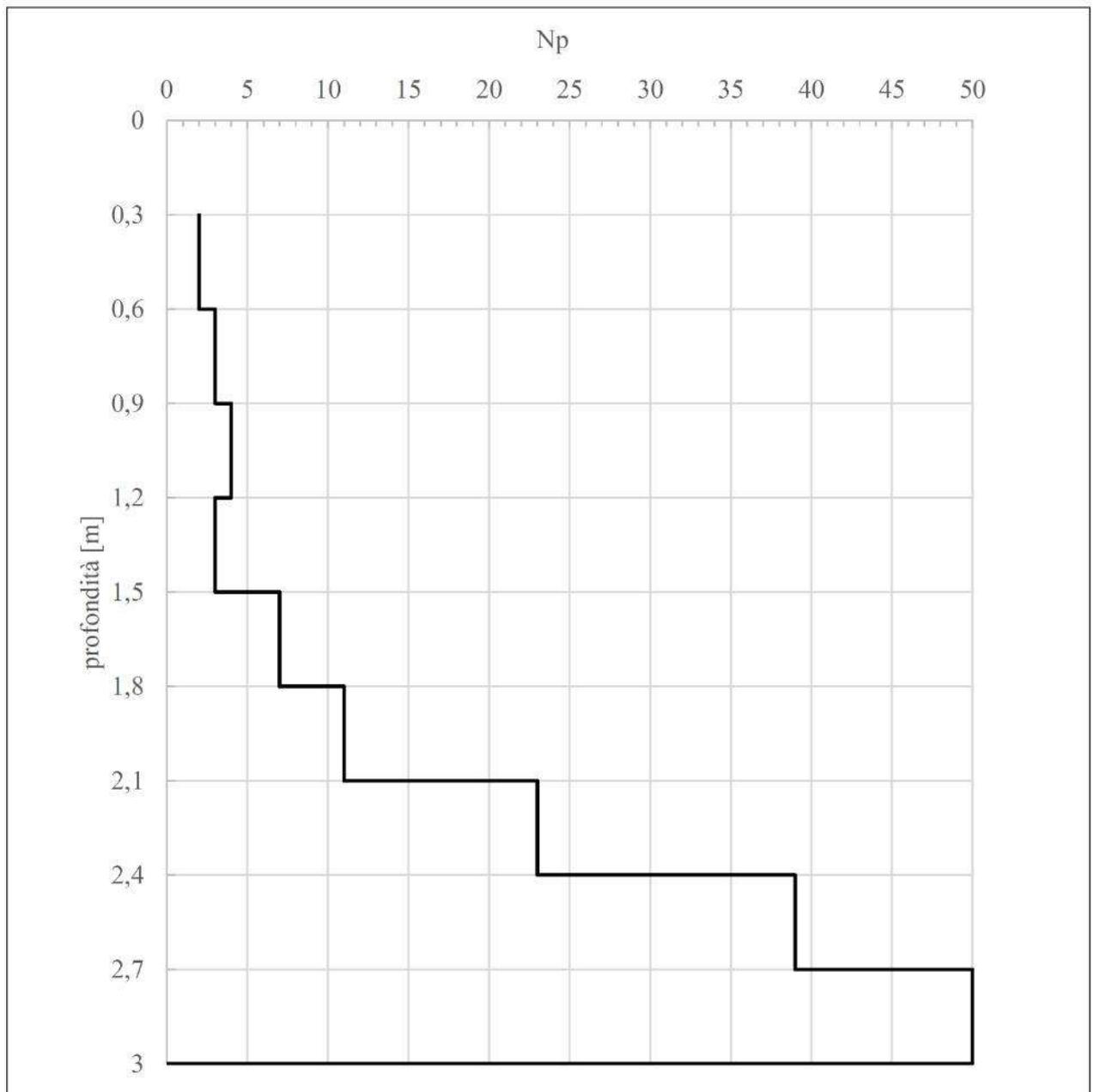
Località: Pioltello (MI)

Data: 28/11/2019 | Attrezzatura: penetrometro dinamico superpesante (DPSH6)

Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata

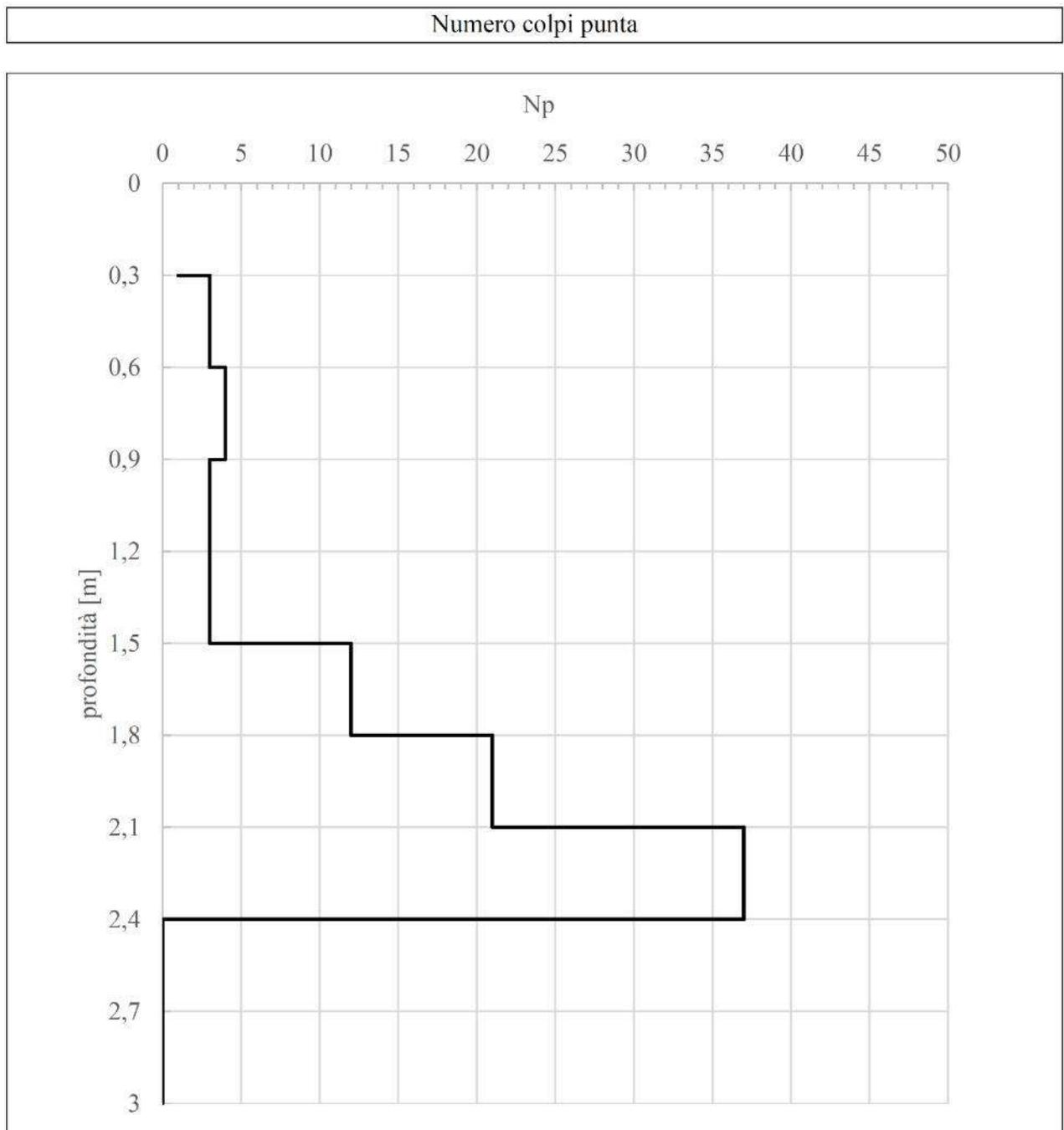
Grafico della prova

Numero colpi punta



Committente:	Immobiliare VENUS S.r.l.		
Località:	Pioltello (MI)		
Data:	28/11/2019	Attrezzatura:	penetrometro dinamico superpesante (DPSH7)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata			

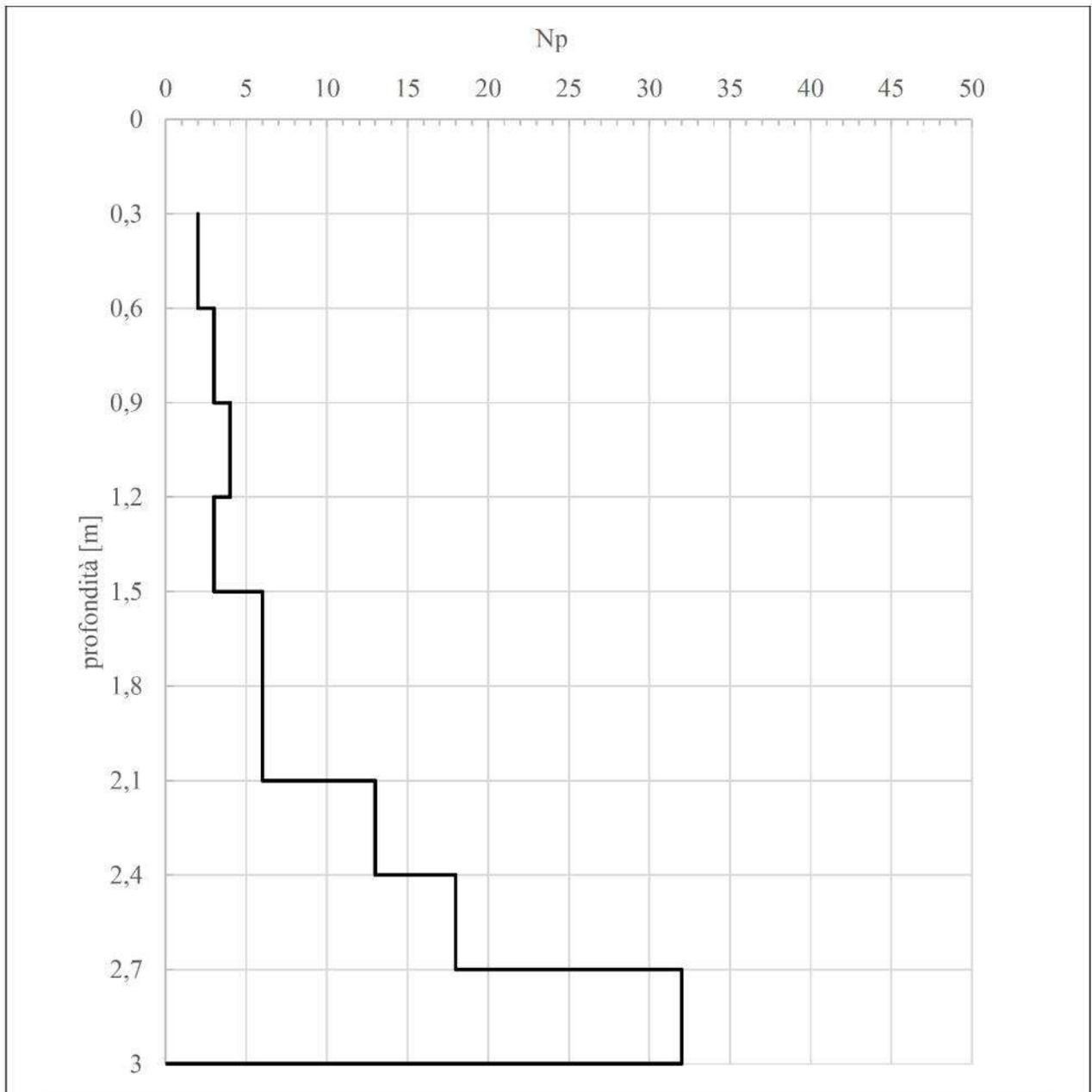
Grafico della prova



Committente: Immobiliare VENUS S.r.l.	
Località: Pioltello (MI)	
Data: 28/11/2019	Attrezzatura: penetrometro dinamico superpesante (DPSH8)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

Grafico della prova

Numero colpi punta



ALLEGATO 11 – Sondaggi

GEOLAMBDA Engineering S.r.l. Via A. Diaz, 22 26845 Codogno (LO) Tel.: 0377.433021 Fax: 0377.402035	Committente: Immobiliare VENUS S.r.l. Località: Pioltello (MI) Scala: 1:100	Data: 02/12/2019 Sondaggio n. S1
---	---	--

Attrezzatura e metodo di perforazione: carotaggio continuo		Ditta perforatrice: Intergeo Perforazioni S.r.l.	
<input checked="" type="checkbox"/> Campione rimaneggiato	<input type="checkbox"/> Campione a percussione	<input type="checkbox"/> LEFRANC	
<input type="checkbox"/> Campione S.P.T.	<input type="checkbox"/> Campione ind. a percussione	prova di permeabilità	
<input type="checkbox"/> Campione da Vane Test	<input type="checkbox"/> Campione ind. rotativo	<input type="checkbox"/> LUGEON	

Quota di riferimento (m)	Profondità (m)	Sezione terreno	Campione	Descrizione litologica	Piezometro	Completamento	Max Vane test	Residuo	Profondità (m)	S.P.T.	Falda	% Carotaggio
1.80		1.80		sabbia fine limosa di colore nocciola					1.50 m	8 8 5		
4.20		4.20		ghiaia ciottoli da millimetrici a centimetrici con sabbia di colore nocciola					3.00 m	14 15 18	4.25	
8.20		8.20		ghiaia ciottoli da millimetrici a centimetrici sabbiose di colore nocciola					4.50 m	7 9 10		
8.50		8.50		limo con sabbia e ghiaia di colore marrone					6.00 m	14 15 18		
10.00		10.00		ghiaia sabbiosa di colore grigio					7.50 m	8 9 9		
12.00		12.00		ghiaia ciottoli da millimetrici a centimetrici con sabbia di colore grigio					9.00 m	15 16 20		
15.00		15.00		sabbia fine con ghiaia di colore grigio					10.50 m	15 18 20		
									12.00 m	17 17 28		
									13.50 m	9 13 17		
									15.00 m	16 24 37		



Foto 1: ubicazione sondaggio S1



Foto 2: sondaggio S1 da 0 m a 5 m



Foto 3: sondaggio S1 da 5 m a 10 m



Foto 4: sondaggio S1 da 10 m a 15 m

Immobiliare VENUS S.r.l.
 Piano Attuativo "AdT9" in Comune di Pioltello: relazione di compatibilità geologica

GEOLAMBDA Engineering S.r.l. Via A. Diaz, 22 26845 Codogno (LO) Tel.: 0377.433021 Fax: 0377.402035	Committente: Località: Scala:	Immobiliare VENUS S.r.l. Pioltello (MI) 1:100 Data: 29/11/2019 Sondaggio n. S2
---	-------------------------------------	---

Attrezzatura e metodo di perforazione: carotaggio continuo		Ditta perforatrice: Intergeo Perforazioni S.r.l.	
<input checked="" type="checkbox"/> Campione rimaneggiato	<input type="checkbox"/> Campione a percussione	<input type="checkbox"/> LEFRANC	
<input type="checkbox"/> Campione S.P.T.	<input type="checkbox"/> Campione ind. a percussione	prova di permeabilità	
<input type="checkbox"/> Campione da Vane Test	<input type="checkbox"/> Campione ind. rotativo	<input type="checkbox"/> LUGEON	

Quota di riferimento (m)	Profondità (m)	Sezione terreno	Campione	Descrizione litologica	Piezometro	Completamento	Max Vane test	Residuo	Profondità (m)	S.P.T.	Falda	% Carotaggio
	0.50			sabbia fine limosa di colore nocciola								
	1.60			ghiaia ciottoli da millimetrici a centimetrici sabbioso limosa di colore nocciola					1.50 m	17 9 9		
	2.60			ghiaia sabbiosa (sabbia media) di colore grigio					3.00 m	16 19 20		
	6.10			ghiaia con sabbia fine di colore grigio					4.50 m	8 9 7	4.25	
	7.50			limo con sabbie e ghiaia di colore nocciola					6.00 m	5 5 5		
	8.50			sabbia fine ghiaiosa di colore nocciola					7.50 m	4 5 5		
	10.30			sabbia fine limosa poco ghiaiosa di colore grigio					9.00 m	19 15 19		
	13.60			ghiaia sabbiosa di colore grigio					10.50 m	18 17 21		
	15.00			sabbia fine ghiaiosa di colore grigio					12.00 m	19 19 23		
									13.50 m	11 12 12		
									15.00 m	11 29 31		

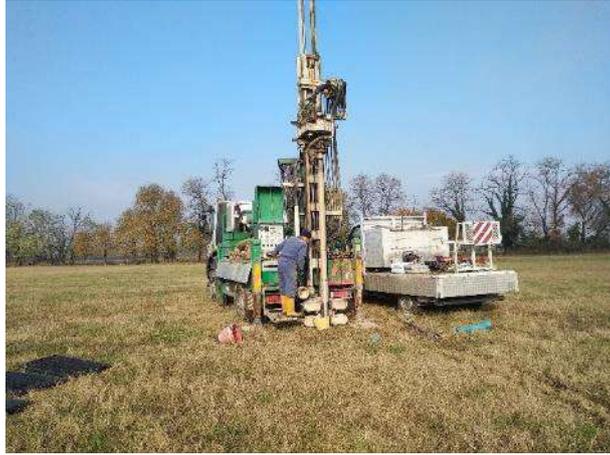


Foto 5: ubicazione sondaggio S2



Foto 6: sondaggio S2 da 0 m a 5 m



Foto 7: sondaggio S2 da 5 m a 10 m



Foto 8: sondaggio S2 da 10 m a 15 m



Foto 9: ubicazione sondaggio PZ1



Foto 10: ubicazione sondaggio PZ2