
Comune PIEVE EMANUELE

Provincia MILANO

Committente **EXIMIA S.r.l.**

Oggetto **Piano Attuativo Comparto B – ATU di Rigenerazione
4 in Comune di PIEVE EMANUELE: RELAZIONE
GEOLOGICA E GEOTECNICA**

Data 23 giugno 2025



Ambiente Territorio Energia S.r.l.
Via Scarlatti, 26 - 20124 Milano (MI)
Codice Fiscale e Partita IVA 01572960191
e-mail: info@atesrl.eu pec: ate_srl@pec.it
tel. (+039) 335.6785021

Direttore Tecnico:
dott. geol. Marco Dagupati



INDICE

PREMESSA	3
PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO	4
1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico.....	4
1.2 Inquadramento idrogeologico e piezometrico	5
1.3 Pericolosità idraulica	5
1.4 Inquadramento sismico.....	5
1.5 Fattibilità e vincoli geologici.....	6
ALLEGATO 1 - Carta geologica	7
ALLEGATO 2 - Carta idrogeologica.....	8
ALLEGATO 3 - Carta dei vincoli.....	9
ALLEGATO 4 - Carta dei vincoli geologici.....	10
PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO	11
2.1 Analisi sismica di secondo livello	12
2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica	15
2.3 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione	17
PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO	19
3.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi	19
3.2 Modello geotecnico di riferimento	22
3.3 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione	24
3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive	27
ALLEGATO 5 – Ubicazione delle indagini	28
ALLEGATO 6 – Prove penetrometriche	29

PREMESSA

In seno al Piano Attuativo “Comparto B – ATU di RIGENERAZIONE 4” in Comune di Pieve Emanuele, la scrivente Società ha ricevuto l’incarico di valutare la compatibilità geologica, idrogeologica e sismica dell’intervento con il locale contesto territoriale (dedotte dagli strumenti di pianificazione locale e sovraordinati) e di caratterizzare i terreni di fondazione per il corretto dimensionamento delle strutture in progetto ai sensi del D.M. 17.01.2018.

Dato lo scopo del presente lavoro, che prevede la ricostruzione geotecnica della porzione più superficiale di sottosuolo, sono state eseguite le seguenti indagini:

- n. 6 prove penetrometriche;
- n. 1 indagine MASW per definire l’azione sismica di progetto.

Nella figura seguente è indicata l’area di intervento, ubicata tra via dei Platani, via dei Pini e la SP28.

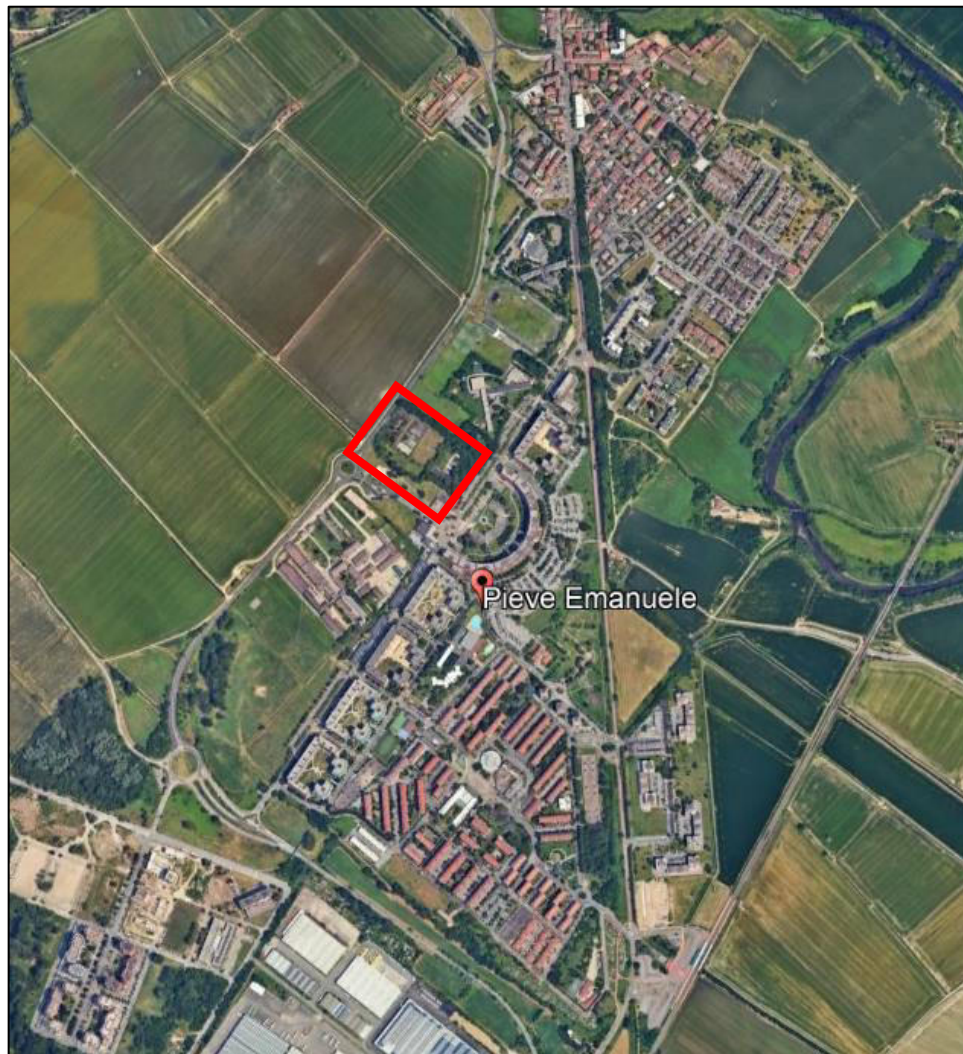


Figura 1 - Ubicazione dell’area di intervento (tratta da: Google Earth)

PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO

1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

L'area di intervento si inserisce nelle monotone e ampie strutture regionali della pianura, ove affiorano solo depositi continentali di natura fluviale e fluvioglaciale che raggiungono spessori rilevanti e sono caratterizzati da condizioni di giacitura decisamente uniformi.

L'area oggetto di indagine si presenta come una superficie sub-pianeggiante ad una quota di circa 96 m s.l.m., sviluppata sui depositi fluvioglaciali tardo pleistocenici (*Diluvium Recente*) che costituiscono il substrato del Livello Fondamentale della Pianura (*Figura 2*).

Sebbene i terreni di sottosuolo non siano stati oggetto di osservazioni dirette, gli elaborati del PGT descrivono la presenza di ghiaie e sabbie in matrice limosa e locali intercalazioni argillose (*Allegato I*).

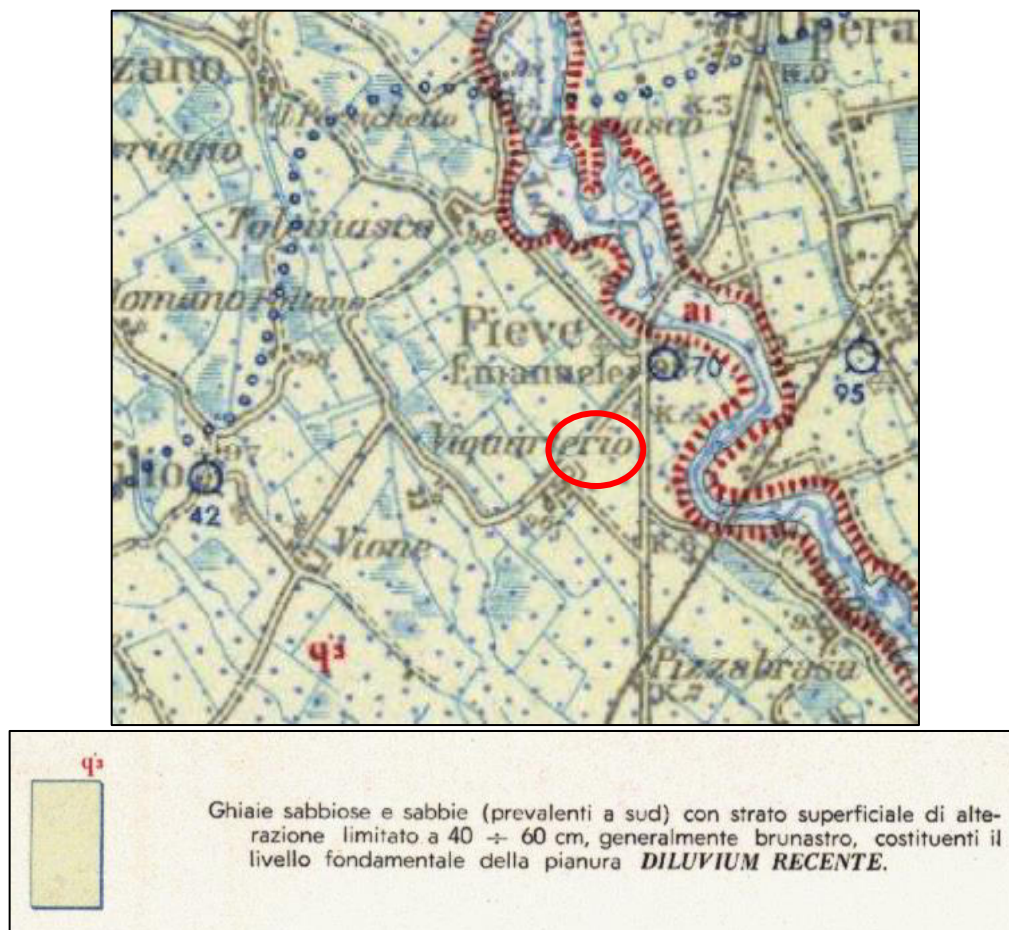


Figura 2 - Stralcio della Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000), Foglio n. 45 "Milano".

1.2 Inquadramento idrogeologico e piezometrico

Nell'ambito del settore di pianura analizzato il sottosuolo è costituito da un materasso alluvionale di natura prevalentemente sabbiosa, in cui i corpi acquiferi sono alternati a successioni impermeabili costituendo un sistema acquifero di tipo “multifalda”.

Per quanto riguarda la falda superficiale, lo studio geologico del P.G.T. (in *Allegato 2* stralcio della “Carta idrogeologica”) delinea, sull'area di intervento, una direzione di flusso orientata verso SE e una soggiacenza di ca. 6 m.

1.3 Pericolosità idraulica

La “Mappa della Pericolosità Idraulica” del PGRA (*figura 3*) non segnala alcuna pericolosità per inondazione dal reticolo idrografico.



Figura 3 – Stralcio della “Mappa della Pericolosità Idraulica” tratta dal P.G.R.A

1.4 Inquadramento sismico

La D.g.r. 11.07.2014 n. X/2129 della Regione Lombardia classifica il Comune di Pieve Emanuele in **zona sismica 3** (*Figura 4*).

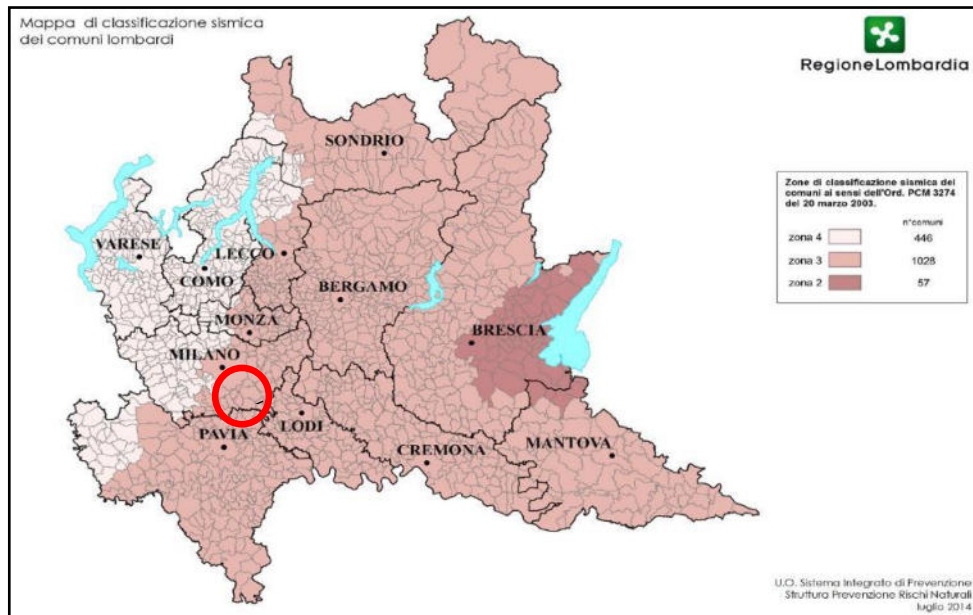


Figura 4: Classificazione sismica dei comuni della Lombardia (D.g.r. n. X/2129 del 11 luglio 2014).

1.5 Fattibilità e vincoli geologici

Il vertice NE dell'area di intervento è interessato dalla fascia di rispetto di un pozzo acquedottistico (*Allegato 3*).

Sulla base di quanto riportato dalla “*Carta di fattibilità geologica*” del P.G.T. (*Allegato 4*), l'area è azzonata in Classe 2, ovvero “*Fattibilità con modeste limitazioni*” per vulnerabilità intrinseca del primo acquifero (da moderata ad elevata).

ALLEGATI 1-4

Stralci tratti dal Piano di Governo del Territorio del Comune di Pieve Emanuele

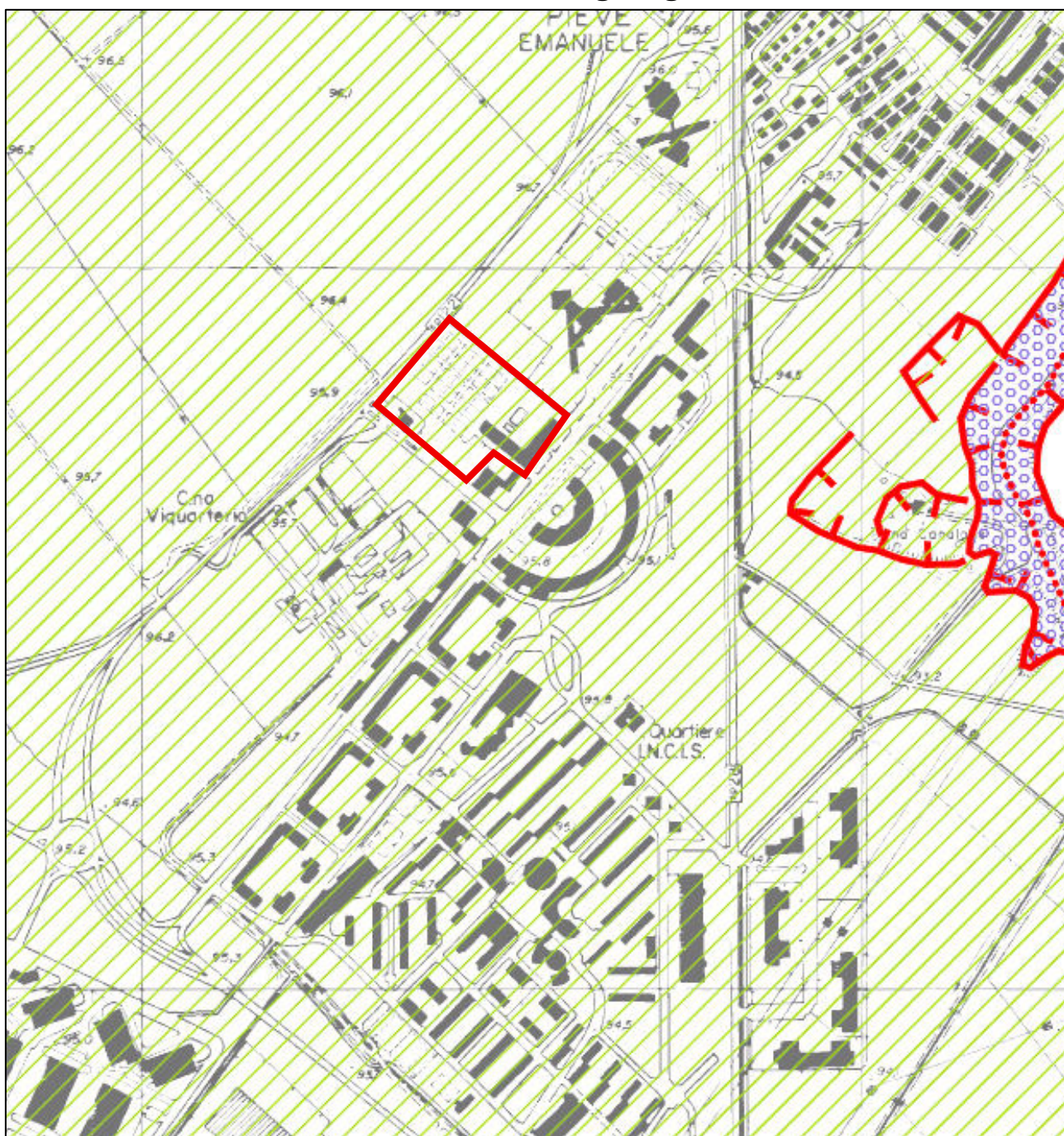
ALLEGATO 1: Carta geologica

ALLEGATO 2: Carta idrogeologica

ALLEGATO 3: Carta dei vincoli geologici

ALLEGATO 4: Carta di fattibilità geologica

ALLEGATO 1 - Carta geologica



LEGENDA



CONFINE COMUNALE



FLUVIALE WURM: ghiaie e sabbie immerse in matrice limosa di colore grigio-nocciola, con locali lenti di argilla. Lo strato di alterazione raggiunge lo spessore del metro e presenta colore bruno

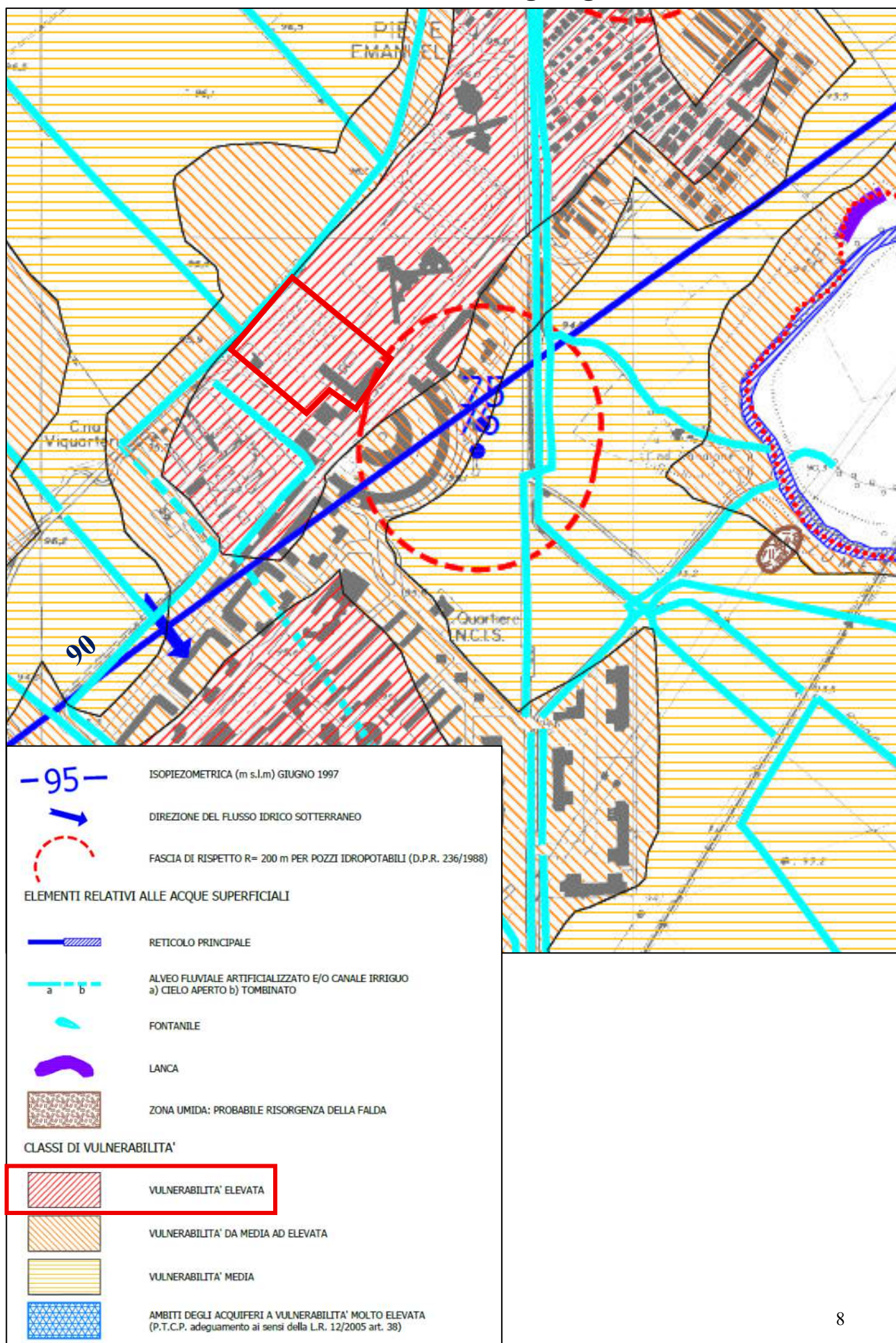


ALLUVIONI RECENTI E ATTUALI: ghiaie e sabbie immerse in matrice sabbiosa; strato di alterazione assente o centimetrico

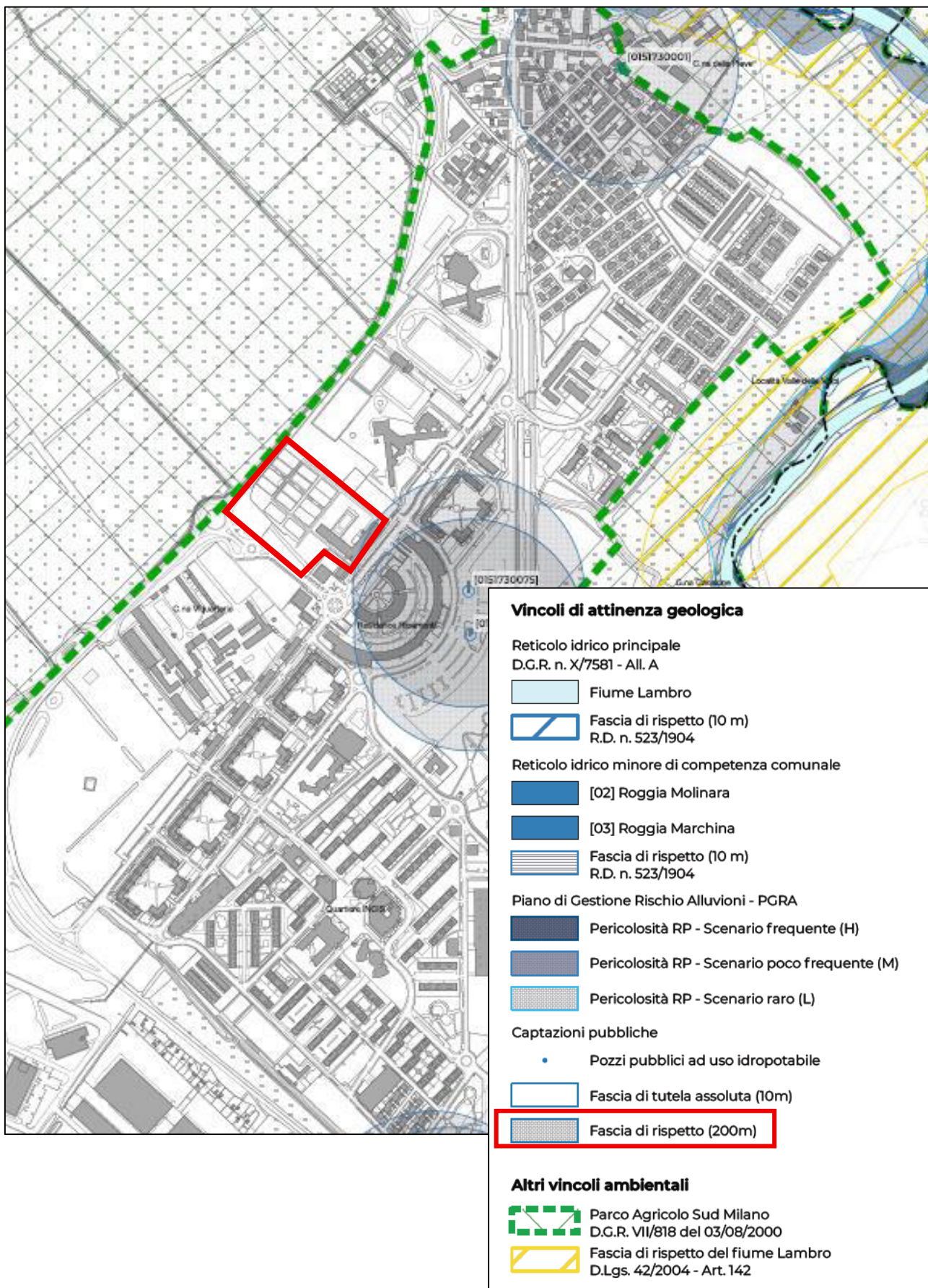


ORLO DI TERRAZZO FLUVIALE

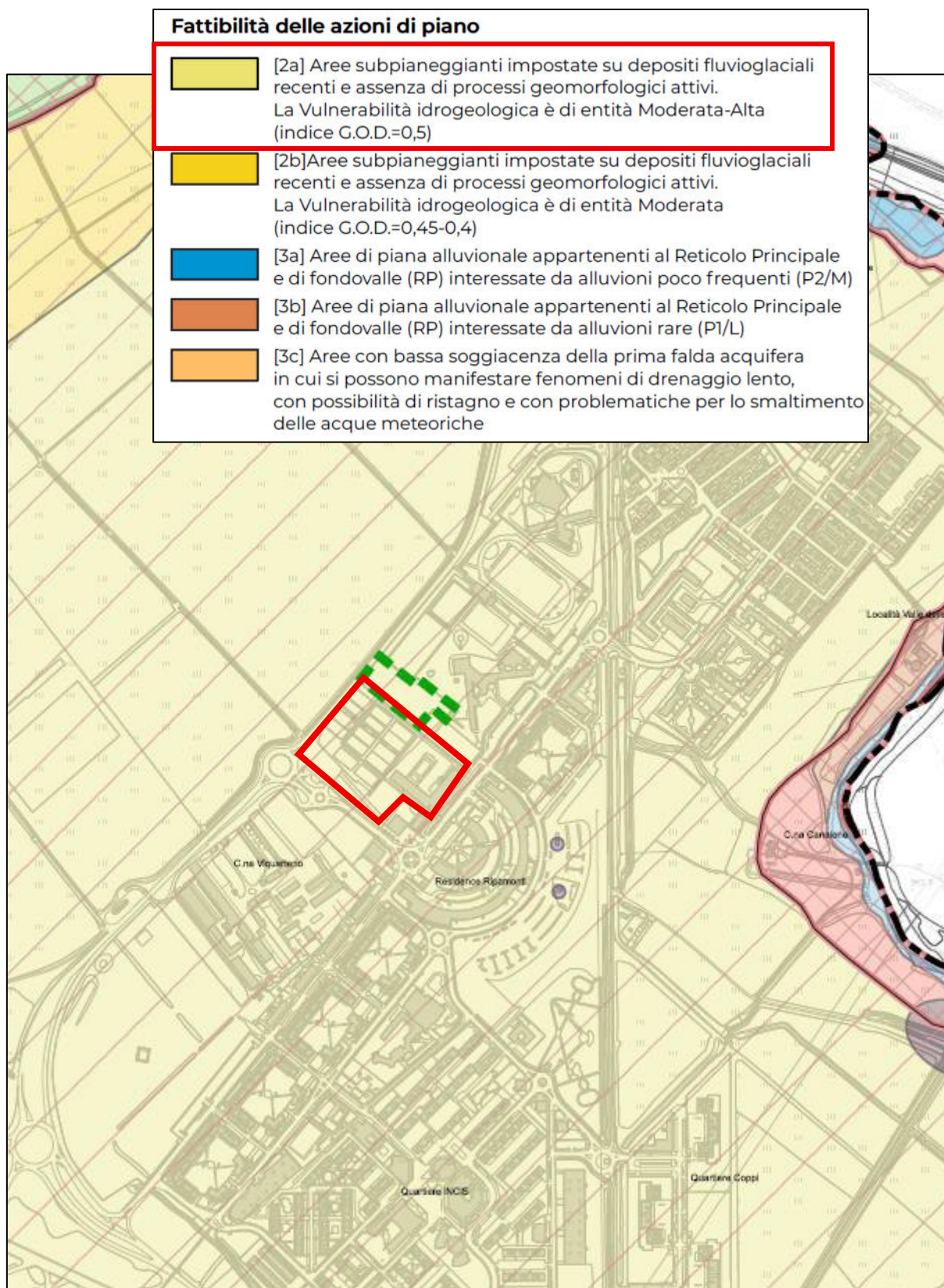
ALLEGATO 2 - Carta idrogeologica



ALLEGATO 3 - Carta dei vincoli geologici



ALLEGATO 4 - Carta di fattibilità per le azioni di piano



PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO

Il Comune di Pieve Emanuele appartiene alla **zona sismica 3** (D.g.r. n. X/2129 del 16 luglio 2014) e, facendo riferimento al Geoportale della Regione Lombardia, il sito in esame è inserito nello scenario di **pericolosità sismica locale PSL del tipo Z4a** (*zone di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio—glaciali granulari e/o coesivi*) dove si possono verificare fenomeni di amplificazione sismica (*figura 1*).

Nei capitoli seguenti si illustra l'analisi sismica di 2° livello 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 tale aspetto (D.g.r. X/5001/2016).

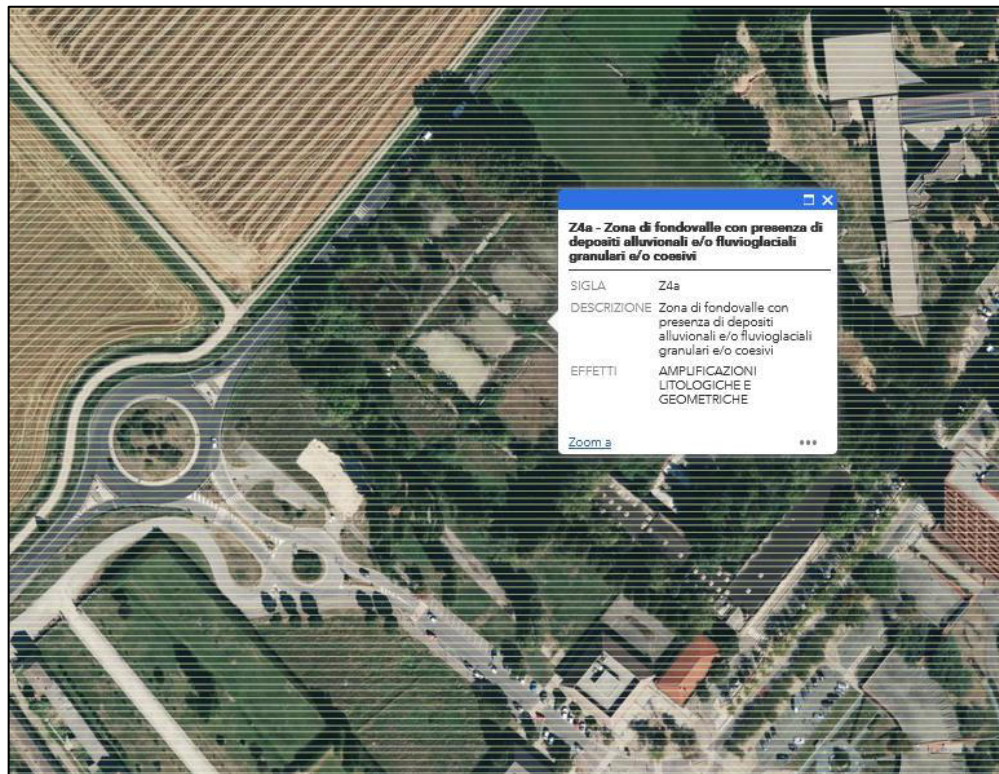


Figura 1: Scenario di pericolosità sismica locale per l'area in esame da GeoPortale Regione Lombardia (D.g.r. IX/2616/2011).

2.1 Analisi sismica di secondo livello

L'analisi di secondo livello quantifica gli effetti di amplificazione attesi per un sito e stima la 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, ovvero è stato “quantificato” l'effetto delle condizioni litostratigrafiche 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.

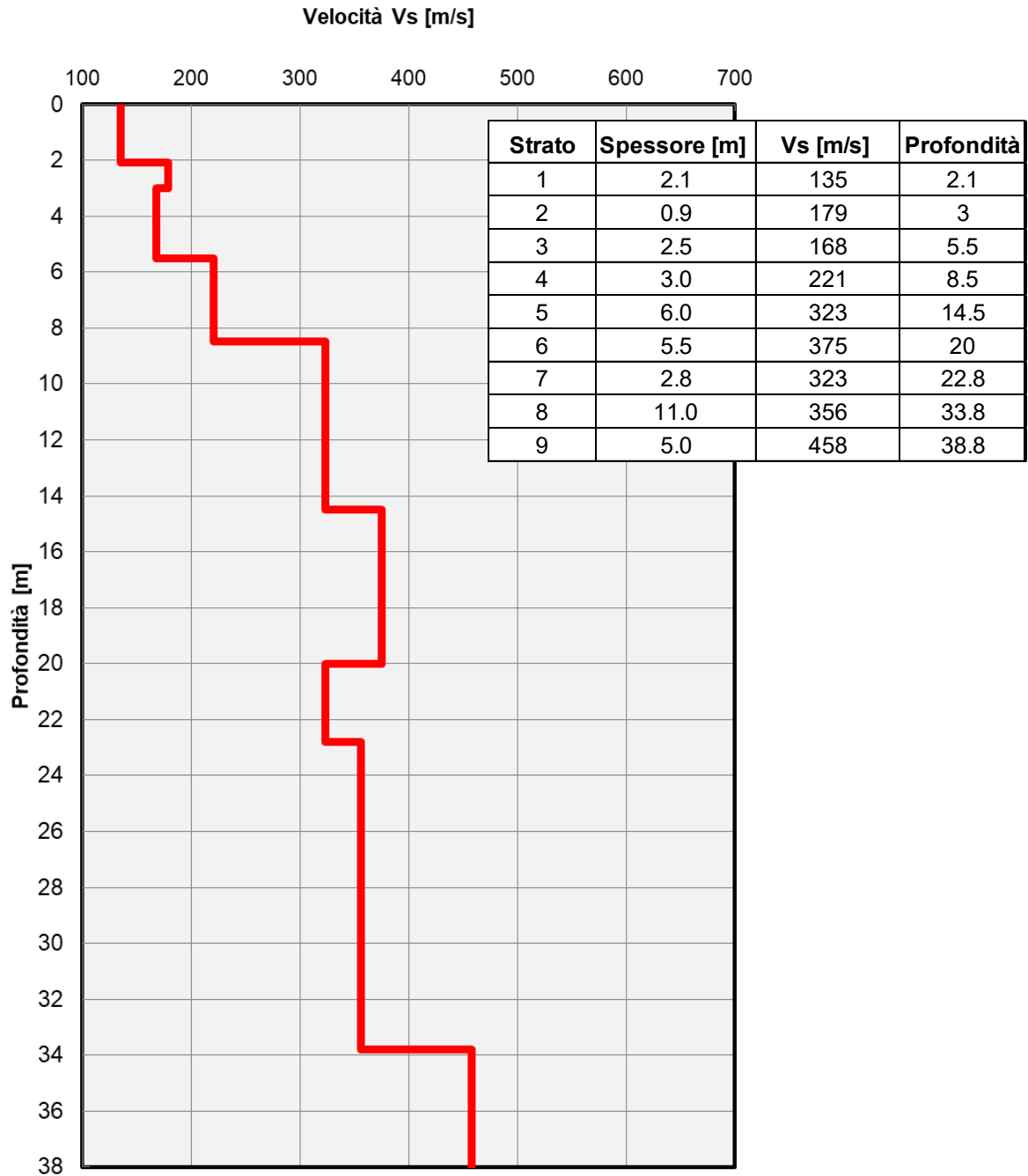
Per il Comune di Pieve Emanuele i valori di Fa di soglia riferiti all'intervallo 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s per le diverse categorie di sottosuolo soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D e E) sono i seguenti:

Fa_soglia - FAS				
Intervallo	Suolo B	Suolo C	Suolo D	Suolo E
0.1-0.5	1.4	1.8	2.2	2.0
0.5-1.5	1.7	2.4	4.1	3.1

Tabella 1: Valori di soglia del fattore di amplificazione per il comune di Pieve Emanuele - 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, è stata eseguita un'indagine di sismica attiva MASW con la quale è stata ricostruita la seguente la seguente sismo-stratigrafia (Vs-z) il cui “0” coincide con l'attuale piano campagna:



Sulla base delle caratteristiche dei terreni 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 della “sabbia”. 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 prossima a 200 m/s (media dei primi 3-4 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	$0.03 < T \leq 0.45$ s	$0.45 < T \leq 0.80$ s	$T > 0.80$
2	$F_{a0.1-0.5} = -8.65T^2 + 5.44T + 0.84$	$F_{a0.1-0.5} = 0.83 - 0.88 \ln T$	$F_{a0.1-0.5} = 1.00$

mentre per l'intervallo 0.5-1.5 s la curva di riferimento ha la seguente espressione:

Curva	$0.08 < T \leq 0.80$ s	$0.80 < T \leq 1.80$ s
2	$F_{a0.1-0.5} = -6.11T^3 + 5.79T^2 + 0.44T + 0.93$	$F_{a0.1-0.5} = 1.73 - 0.61 \ln T$

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, il bedrock sismico è stata ipotizzato a ca. 150 m di profondità (in accordo con Martelli, 2021). Utilizzando la sismo stratigrafia ricostruita si ottengono i seguenti risultati:

Scheda	Periodo T_0	Fa (0.1-0.5)	Fa (0.5-1.5)
<i>Sabbia</i>	0.69 s	1.2	2.0

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 $V_{S,30}$.

Quota fondazioni da p.c.	$V_{S,eq} = V_{S,30}$ [m/s]	Categoria sottosuolo
-1.0 m	283	C
-1.5 m	290	
-2.0 m	296	

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 secondo l'approccio semplificato della normativa antisismica è*

sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito per le strutture con periodo proprio compreso tra 0.1 e 1.5 s ($FAC \leq FAS$).

Cat. Sottosuolo	Fa (0.1-0.5)			Fa (0.5-1.5)		
	FAC	FAS	Verifica $FAC \leq FAS$	FAC	FAS	Verifica $FAC \leq FAS$
C	1.2	1.8+0.1	SI	1.7	2.0+0.1	SI

Tabella 2: Verifica dei fattori di amplificazione di sito.

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 = III** (competete al Progettista degli interventi strutturali la definizione della classe d'uso dell'opera);
- Periodo di riferimento per l'azione sismica **$V_R = 75$ anni** ($C_U = 1.5$);
- 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: 45.350379; 9.197986] così come definito nell'Allegato A e B del D.M. 14.01.2008):

	P_{VR}	T_R	a_g	F_O	T_C*
		[anni]	[g/10]		[s]
SLO	81%	45	0.245	2.559	0.1925
SLD	63%	75	0.303	2.554	0.2136
SLV	10%	712	0.617	2.620	0.2892
SLC	5%	1462	0.757	2.643	0.3023

- **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	1.80	1.50	0.11	0.35	1.70
SLD	1.50	1.74	1.50	0.12	0.37	1.72
SLV	1.50	1.58	1.50	0.15	0.46	1.85
SLC	1.50	1.56	1.50	0.15	0.47	1.90

In *figura 2* 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).

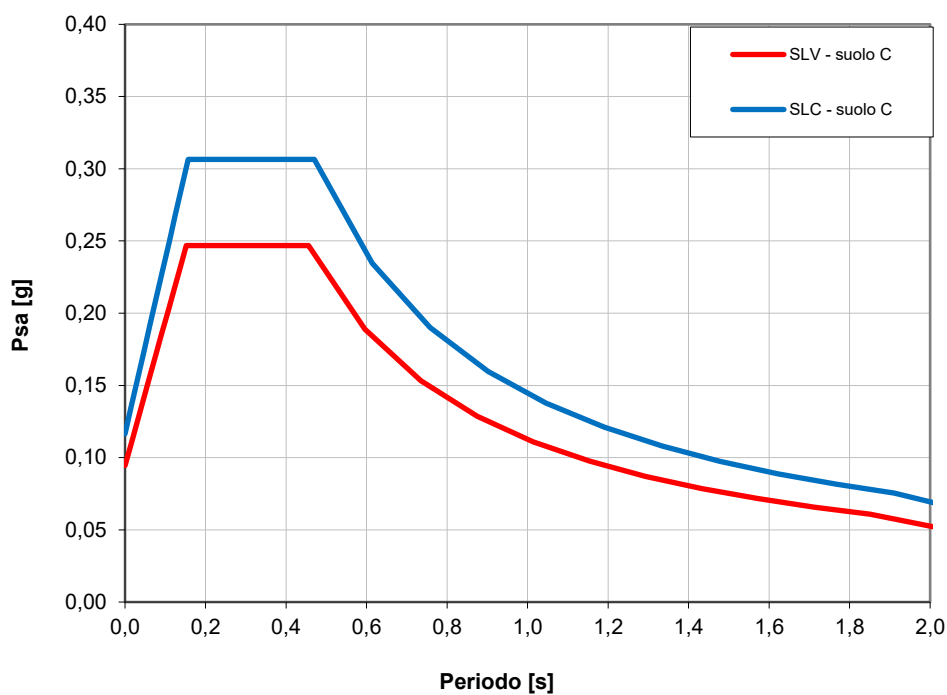


Figura 2: Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC) - Categoria sottosuolo C.

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:

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

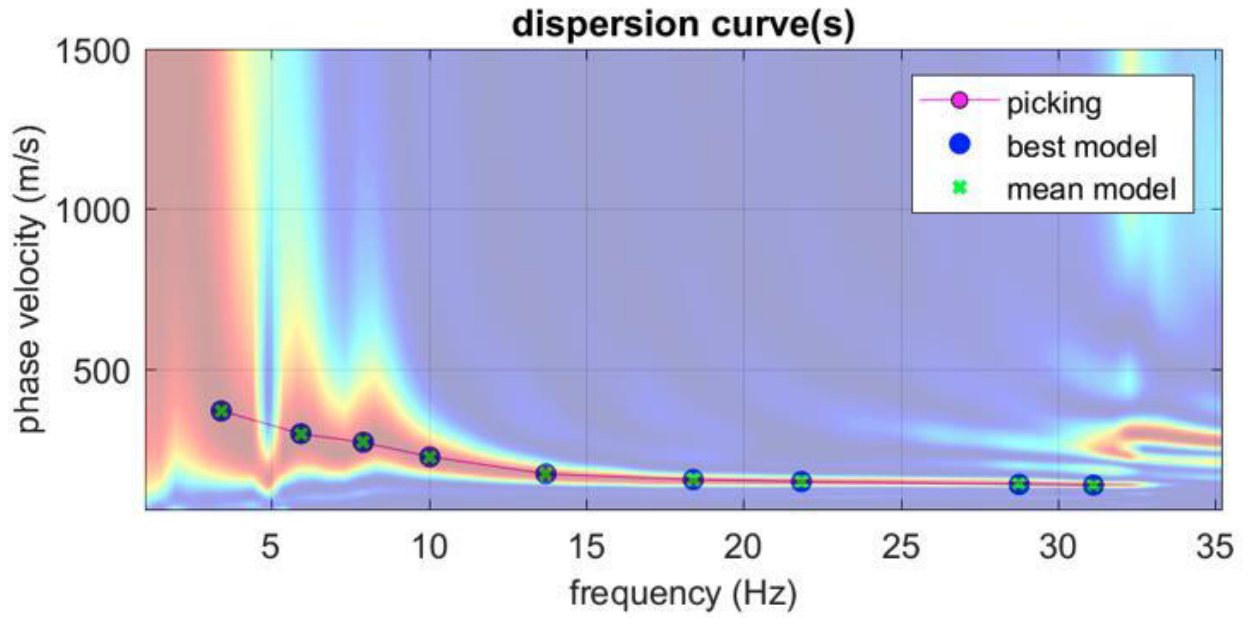
Per l'area in esame risulta:

- ✓ Accelerazione massima orizzontale $a_{max} = 0.092g$ ($a_{max} = a_g * S$ – condizione SLV);
- ✓ Magnitudo di riferimento $M_w = 6.14$ (zona sismogenetica più vicina è la 911 “*Tortona-Bobbio*”);
- ✓ Falda di calcolo = 2.5 m di profondità da piano campagna

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 sono soggetti a fenomeni di liquefazione in condizioni dinamiche.**

INDAGINE MASW

Acq. attiva: 24 geofoni; interdistanza geofonica = 1.5 m, minimum offset = 3-9 m, $T_s = 1$ msec, $T_L = 2$ sec.



PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO

3.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi

Come accennato in premessa, lo studio geotecnico si è avvalso dei risultati di n. 6 prove penetrometriche statiche a punta meccanica (CPT) spinte sino alla massima profondità di 11 m da piano campagna; si precisa che l'ubicazione delle indagini (riportata in *Allegato 5*) è stata vincolata dalle condizioni logistiche del sito.

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 certa 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 R_p/R_l	Litologia
$q_c/f_s < 15$	Torba o argilla organica
$15 < q_c/f_s < 30$	Limo o argilla inorganica
$30 < q_c/f_s < 60$	Limo sabbioso o sabbia limosa
$q_c/f_s > 60$	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 si è proceduto al calcolo di:

- angolo di attrito interno (ϕ) e del modulo di deformazione (E) per i terreni incoerenti;
- coesione non drenata (C_u) e modulo edometrico (E_d) per i terreni coesivi.

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:

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

COESIONE NON DRENATA C_u

E' stato utilizzato il metodo empirico proposto da Lunne e Eide (valido, ovviamente solo per i terreni coesivi):

$$C_u \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = (R_p - \sigma_v) / K$$

con K = costante compresa fra 12 e 19 (in funzione della plasticità)

MODULO DI DEFORMAZIONE E.

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

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

MODULO EDOMETRICO E_d

E' stato calcolato attraverso:

- la correlazione empirica R_p - C_u definita dalla seguente relazione, valida come stima di primo riferimento per i terreni coesivi in genere (dai limi plastici alle argille):

$$Ed(kg*cm^{-2}) = e^{3.12+1.08Cu}$$

- la correlazione di Mitchell & Gardner (1975):

$$Ed(kg/cm^2) = \alpha R_p$$

dove R_p è la resistenza alla punta e α è un coefficiente variabile in funzione del tipo di terreno.

PESO DI VOLUME NATURALE γ_n .

È stato assunto un valore medio di γ_n caratteristico secondo dati di letteratura per il tipo di terreno attraversato.

3.2 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 sovrapposte che presentano caratteristiche differenti;
- 1) durante l'esecuzione delle prove penetrometriche è stata rilevata acqua sotterranea a partire da ca. 2.5 m da piano campagna (di cui non sono note le possibili oscillazioni piezometriche); tuttavia, secondo la cartografia del P.G.T., la falda potrebbe collocarsi a quote inferiori: è probabile che si tratti di una modesta falda sospesa, ospitata entro depositi sabbiosi dell'unità A e sostenuti alla base dall'orizzonte argilloso-limoso a bassa permeabilità (unità B).

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	Oltre all'orizzonte metrico di riporto/alterazione (Unità R) rimosso per l'esecuzione delle prove, affiora un deposito di sabbia limosa/con limo a tratti ghiaiosa, poco addensato e di modeste proprietà geotecniche. Dalla rielaborazione delle resistenze R_p sono stati calcolati angoli d'attrito $\Phi = 25^\circ - 27^\circ$ e moduli di deformazioni $E = 100-140 \text{ kg/cm}^2$. Il deposito è stato rilevato sino ad una profondità massima di ca. 4.5 m (CPT5).
Unità B	Alla base dell'Unità A, le indagini penetrometriche caratterizzano un terreno a comportamento coesivo (argilla limosa, talora torbosa/sabbiosa) di scarse caratteristiche geotecniche, per il quale sono stati determinati una coesione non drenata $C_u = 0.3-0.4 \text{ kg/cm}^2$ e un modulo edometrico $E_d = 30-40 \text{ kg/cm}^2$.
Unità C	Alla profondità di ca. 6-6.5 m da piano campagna, l'incremento delle resistenze R_p suggerisce il passaggio ad un orizzonte incoerente (sabbia prevalente) di mediocri proprietà geotecniche ($\Phi = 25^\circ - 26^\circ$; $E = 90-110 \text{ kg/cm}^2$).
Unità D	Ad una profondità variabile tra ca. 7 m (CPT3) e ca. 9 m (CPT5 e CPT6) è presente un deposito sabbioso mediamente addensato, con un angolo d'attrito $\Phi = 29^\circ - 30^\circ$ e un modulo di deformazione $E = 180-200 \text{ kg/cm}^2$.

La seguente immagine riassume sinteticamente il profilo geotecnico utilizzato per la definizione della risposta geotecnica alle previste strutture di fondazione.



Eximia S.r.l.

Località: Pieve Emanuele (MI)

Profondità della falda da pc (m): 2.5

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 (°)
1.00		Unità R: Riporto	nc	nc	1.6	nc	nc
4.00		Unità A: Sabbia con limo a tratti ghiaiosa	nc	120	1.8	nc	26
6.50		Unità B: Argilla limosa	30	nc	1.7	0.4	nc
9.00		Unità C: Sabbia limosa	nc	100	1.8	nc	26
11.00		Unità D: Sabbia/sabbia limosa	nc	180	1.8	nc	29

3.3 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 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 un **plinto a base quadrata con eccentricità nulla** posato entro l'Unità A con un incastro nei terreni ("D") pari ad almeno 1.0 m alla profondità minima di 1.5 m da piano campagna.

Sarà compito della D.L. verificare che gli scavi di fondazione raggiungano i depositi dell'Unità A superando in profondità l'orizzonte di riporto/alterazione dell'Unità R (di incerte caratteristiche geotecniche).

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):

$$q_d = c N_c s_c + \gamma_1 D N_q + 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma} s_{\gamma}$$

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 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 ai carichi trasmessi dalla sovrastruttura alla fondazione.

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

Plinto a base quadrata con eccentricità nulla
Profondità minima di fondazione = 1.5 m
Incastro minimo della fondazione nei terreni (**D**) = **1.0 m**
Terreni di fondazione = **Unità A** (*evitando interazioni con l'orizzonte di riporto/alterazione superficiale indipendentemente dal suo spessore*)

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:

B [cm]	L [cm]	$q_{lim} [kg \cdot cm^{-2}]$	$q_{lim} [kPa]$	γ_R	$q_{lim} / \gamma_R [kg \cdot cm^{-2}]$	$q_{lim} / \gamma_R [kPa]$	Rd [kg*10 ³]	Rd [kN]
300	300	4,31	422,67	2,3	1,87	183,77	168,65	1653,91
350	350	4,45	436,40	2,3	1,93	189,74	237,01	2324,28
400	400	4,41	432,47	2,3	1,92	188,03	306,78	3008,51

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

In fase di verifica sono stati stimati i cedimenti assoluti ricorrendo al programma di calcolo "Settle3" di Rocscience, la cui compatibilità con la struttura in elevazione andrà verificata in fase di progettazione strutturale. *Nella seguente tabella si riportano le azioni (Ed) in grado di contenere i cedimenti entro i limiti suggeriti dalla geotecnica tradizionale (25-30 mm).*

B [cm]	L [cm]	Ed [kg*cm ⁻²]	Ed [kPa]	Ed [kg*10 ³]	Ed [kN]	Cedimento S (mm)
300	300	1,00	98,07	90,00	882,60	27-29
350	350	0,90	88,26	110,25	1081,18	27-29
400	400	0,80	78,45	128,00	1255,25	26-28

Va comunque ricordato come per la determinazione degli SLE in termini 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.

3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive

Sulla scorta di quanto sopra definito, in fase progettuale ed esecutiva sarà necessario rammentare quanto segue:

1. La capacità portante di un terreno, e conseguentemente la sua resistenza, è funzione diretta oltre che delle caratteristiche geotecniche anche della geometria della fondazione; qualora venissero significativamente variate le caratteristiche geometriche rispetto a quelle ipotizzate sarà necessario verificare nuovamente la risposta geotecnica.
2. Nel caso di carichi eccentrici agenti sulla fondazione, dovrà essere debitamente valutata la riduzione delle prestazioni geotecniche che da essi può derivare.
3. Per quanto concerne gli stati limite d'esercizio, questi consentiranno di definire forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione nel rispetto delle esigenze progettuali dell'opera. Come per la capacità portante, anche l'entità dei cedimenti calcolata nei paragrafi precedenti deve intendersi come una stima di primo riferimento per la definizione dello stato limite di esercizio (ai sensi della normativa vigente), da rivedersi in funzione della compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Milano, 23.06.2025

A.T.E – Ambiente Territorio Energia S.r.l.
dott. geol. Marco Dagupati



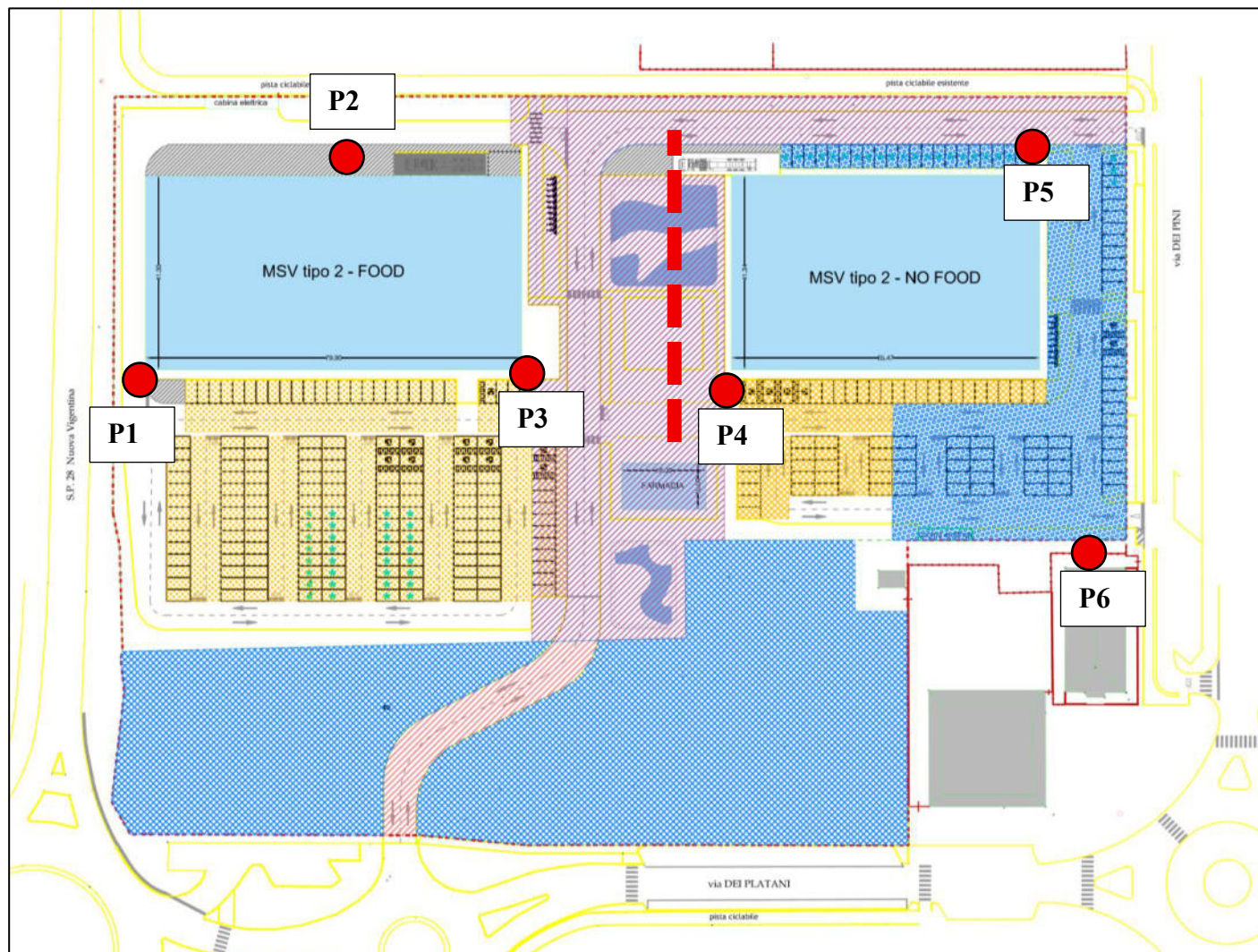
ALLEGATO 5 – Ubicazione delle indagini



Prove penetrometriche (CPT)



MASW



ALLEGATO 6 – Prove penetrometriche

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Verticale d'indagine P. 1



Verticale d'indagine P. 2



Verticale d'indagine P. 3



Verticale d'indagine P. 4



Verticale d'indagine P. 5



Verticale d'indagine P. 6

REGISTRAZIONI STRUMENTALI DEI VALORI PENETROMERICI E RELATIVA CORRELAZIONE TRA LE UNITA' GEOTECNICHE

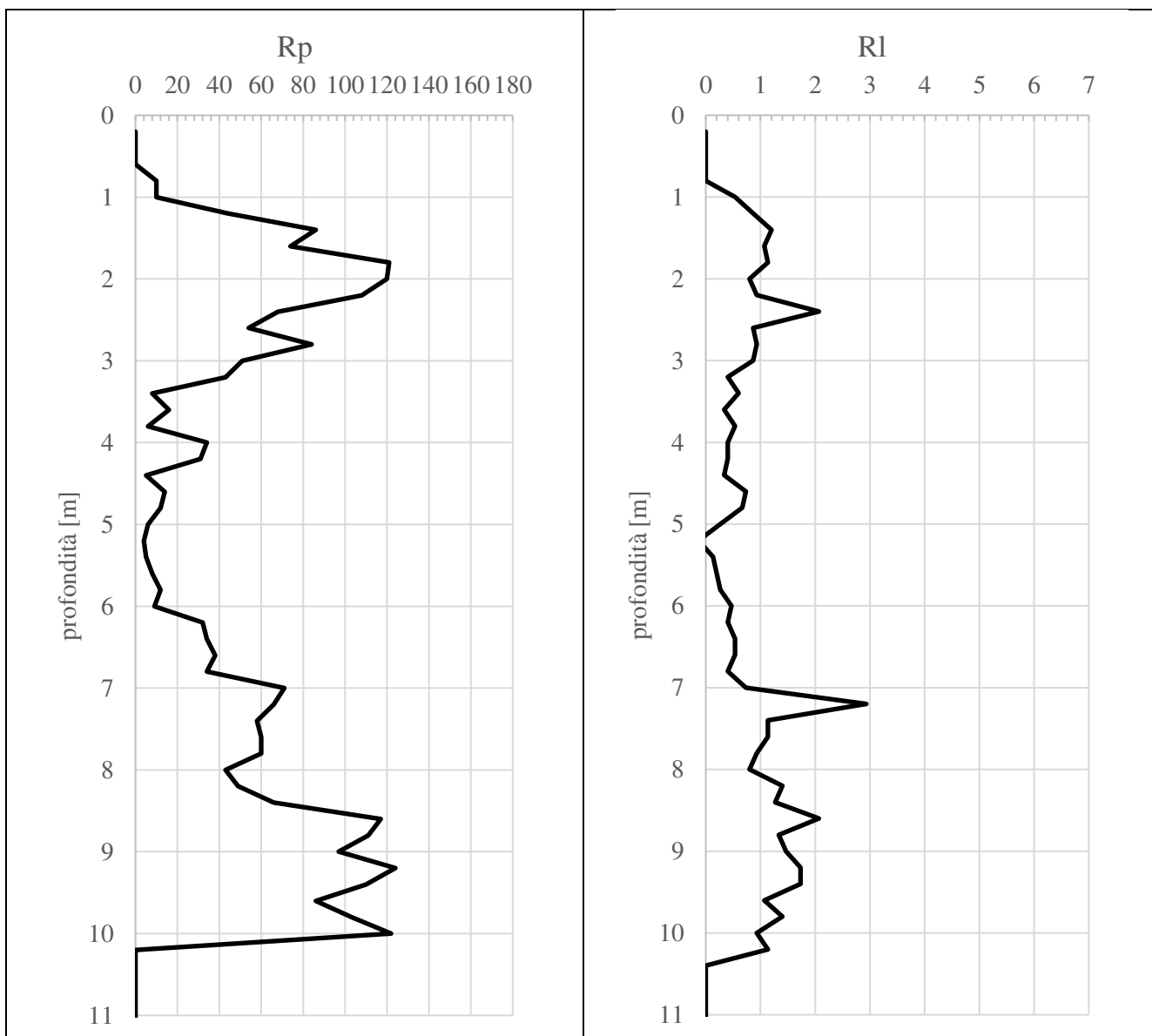
CPT P.1			CPT P.2			CPT P.3			CPT P.4			CPT P.5			CPT P.6			Unità geotecniche
Prof.	Rp	Rp+Rl	Prof.	Rp	Rp+Rl	Prof.	Rp	Rp+Rl	Prof.	Rp	Rp+Rl	Prof.	Rp	Rp+Rl	Prof.	Rp	Rp+Rl	
m	kg	kg	m	kg	kg	m	kg	kg	m	kg	kg	m	kg	kg	m	kg	kg	
0,2	-		0,2	-		0,2	-		0,2	-		0,2	-		0,2	-		Unità R
0,4	prescavo		0,4	prescavo		0,4	prescavo		0,4	prescavo		0,4	prescavo		0,4	prescavo		
0,6			0,6			0,6			0,6			0,6			0,6			
0,8			0,8			0,8			0,8			0,8			0,8			
1,0			10			18			1,0			1,0			1,0			
1,2	10	23	1,2	13	22	1,2	29	45	1,2			1,2			1,2	30	50	Unità A
1,4	44	62	1,4	20	38	1,4	63	80	1,4			1,4			1,4	32	54	
1,6	86	102	1,6	70	86	1,6	52	66	1,6	47	72	1,6			1,6	35	59	
1,8	74	91	1,8	65	73	1,8	93	116	1,8	20	32	1,8	37	54	1,8	46	67	
2,0	121	133	2,0	29	40	2,0	66	78	2,0	20	26	2,0	58	83	2,0	52	73	
2,2	120	134	2,2	22	29	2,2	111	123	2,2	34	52	2,2	55	64	2,2	85	106	
2,4	108	139	2,4	26	35	2,4	101	118	2,4	93	103	2,4	39	59	2,4	72	97	
2,6	68	81	2,6	49	66	2,6	64	80	2,6	85	95	2,6	57	71	2,6	85	104	
2,8	54	68	2,8	31	42	2,8	47	57	2,8	80	93	2,8	99	113	2,8	66	86	
3,0	84	97	3,0	48	58	3,0	101	117	3,0	58	78	3,0	125	159	3,0	47	64	
3,2	51	57	3,2	46	56	3,2	78	96	3,2	61	74	3,2	96	109	3,2	42	65	
3,4	43	52	3,4	37	53	3,4	48	55	3,4	44	67	3,4	97	121	3,4	53	70	
3,6	8	13	3,6	46	55	3,6	41	53	3,6	36	44	3,6	58	77	3,6	31	46	Unità B
3,8	16	24	3,8	9	20	3,8	8	12	3,8	38	45	3,8	56	69	3,8	13	22	
4,0	6	12	4,0	32	46	4,0	6	10	4,0	38	47	4,0	86	99	4,0	11	19	
4,2	34	40	4,2	12	15	4,2	16	22	4,2	13	22	4,2	40	59	4,2	22	31	
4,4	31	36	4,4	12	38	4,4	13	28	4,4	7	14	4,4	24	32	4,4	5	13	
4,6	5	16	4,6	15	19	4,6	8	14	4,6	5	7	4,6	10	22	4,6	6	9	
4,8	14	24	4,8	38	52	4,8	13	30	4,8	32	40	4,8	16	22	4,8	16	22	
5,0	12	16	5,0	27	39	5,0	29	34	5,0	5	12	5,0	5	16	5,0	11	19	
5,2	6	4	5,2	16	22	5,2	6	18	5,2	17	24	5,2	6	8	5,2	16	24	
5,4	4	6	5,4	6	13	5,4	4	8	5,4	17	21	5,4	16	20	5,4	15	21	
5,6	5	8	5,6	4	7	5,6	4	8	5,6	4	13	5,6	15	18	5,6	11	16	
5,8	8	12	5,8	6	8	5,8	6	12	5,8	3	5	5,8	6	13	5,8	5	11	
6,0	12	19	6,0	9	14	6,0	15	22	6,0	5	7	6,0	5	8	6,0	6	8	
6,2	9	15	6,2	10	14	6,2	25	29	6,2	7	10	6,2	4	7	6,2	4	6	
6,4	32	40	6,4	15	20	6,4	18	26	6,4	18	27	6,4	7	10	6,4	5	7	
6,6	34	42	6,6	39	44	6,6	19	29	6,6	23	36	6,6	14	17	6,6	15	28	Unità C
6,8	38	44	6,8	28	35	6,8	40	48	6,8	32	46	6,8	30	52	6,8	30	55	
7,0	34	45	7,0	39	47	7,0	48	58	7,0	45	62	7,0	43	57	7,0	44	61	
7,2	71	115	7,2	29	47	7,2	51	58	7,2	29	40	7,2	28	35	7,2	30	57	
7,4	66	83	7,4	48	56	7,4	82	96	7,4	39	49	7,4	32	40	7,4	35	57	
7,6	58	75	7,6	58	71	7,6	68	104	7,6	75	90	7,6	31	37	7,6	42	54	
7,8	60	74	7,8	59	69	7,8	93	118	7,8	68	88	7,8	33	44	7,8	44	59	
8,0	60	72	8,0	92	119	8,0	63	87	8,0	105	141	8,0	48	56	8,0	62	75	
8,2	43	64	8,2	64	91	8,2	90	117	8,2	88	106	8,2	65	89	8,2	55	62	
8,4	49	68	8,4	86	99	8,4	68	102	8,4	84	101	8,4	38	46	8,4	41	54	
8,6	66	97	8,6	66	81	8,6	94	104	8,6	55	80	8,6	36	41	8,6	34	48	
8,8	117	137	8,8	85	18	8,8	58	80	8,8	77	113	8,8	38	44	8,8	33	45	
9,0	111	133	9,0	112	148	9,0	55	66	9,0	133	155	9,0	38	44	9,0	46	58	
9,2	97	123	9,2	149	165	9,2	61	74	9,2	134	150	9,2	96	108	9,2	103	119	Unità D
9,4	124	150	9,4	155	187	9,4	38	52	9,4	148	166	9,4	60	72	9,4	85	108	
9,6	110	126	9,6	89	121	9,6	101	115	9,6	103	144	9,6	78	87	9,6	92	111	
9,8	86	107	9,8	85	109	9,8	134	174	9,8	66	86	9,8	104	123	9,8	101	135	
10,0	103	117	10,0	82	105	10,0	139	155	10,0	78	92	10,0	135	155	10,0	112	141	
10,2	122	139	10,2	97	119	10,2	110	154	10,2	68	80	10,2	93	141	10,2	106	129	
10,4			10,4	92	115	10,4	136	150	10,4	39	50	10,4	176	222	10,4	124	147	
10,6			10,6			10,6			10,6	53	63	10,6	152	175	10,6			
10,8			10,8			10,8			10,8	72	98	10,8	132	254	10,8			
11,0			11,0			11,0			11,0			11,0	109	124	11,0			

PROFILI PENETROMETRICI

Committente: EXIMIA S.r.l.	
Località: Pieve Emanuele (MI)	
Data: 12/06/25	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT1)
Profondità della falda da p.c. (m): 2.5	

Grafico della prova

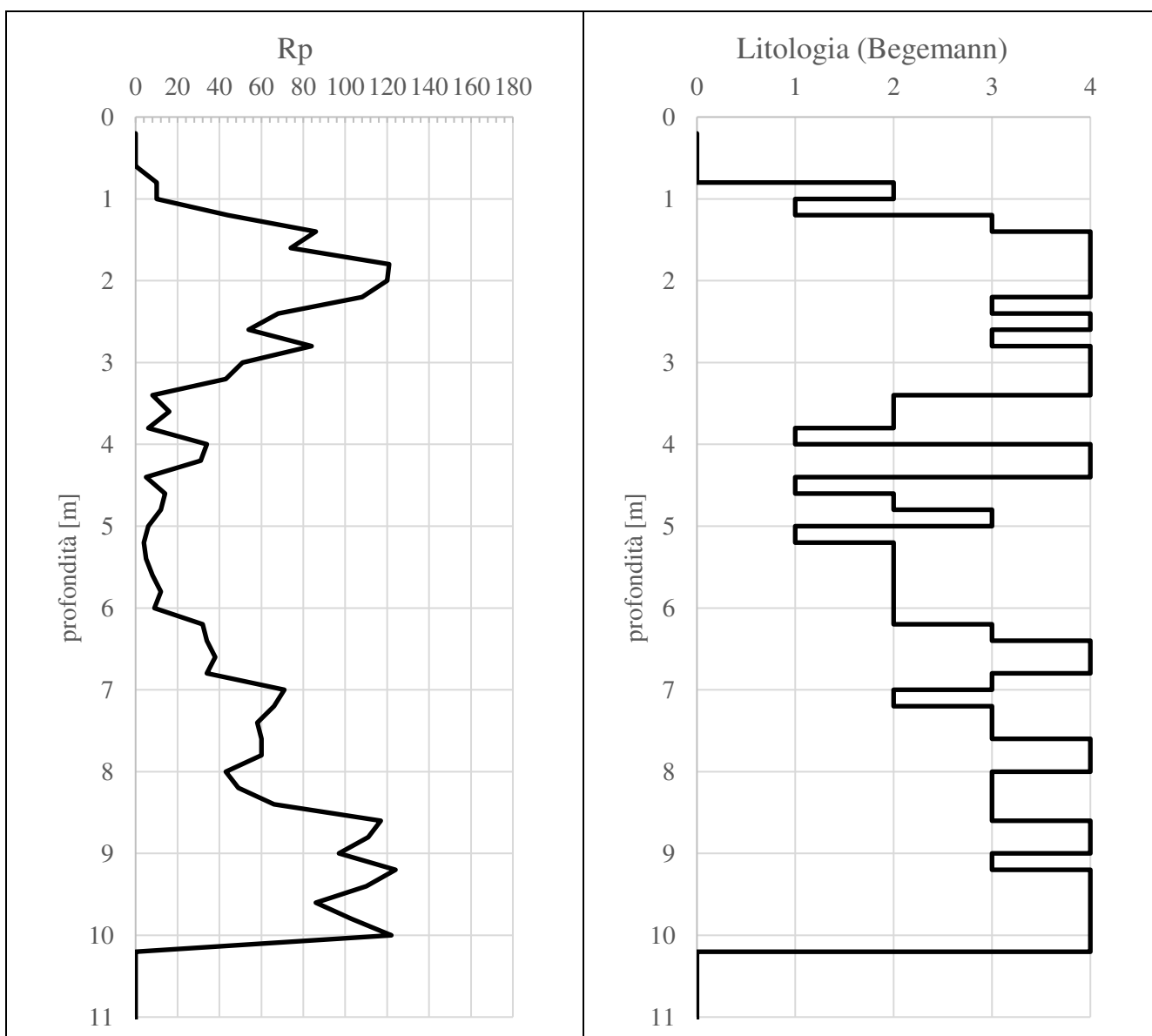
Resistenza della punta (qc) [kg/cmq]	Resistenza laterale (fs) [kg/cmq]
--------------------------------------	-----------------------------------



Committente: EXIMIA S.r.l.	
Località: Pieve Emanuele (MI)	
Data: 12/06/25	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT1)
Profondità della falda da p.c. (m): 2.5	

Grafico resistenza alla punta - litologia

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

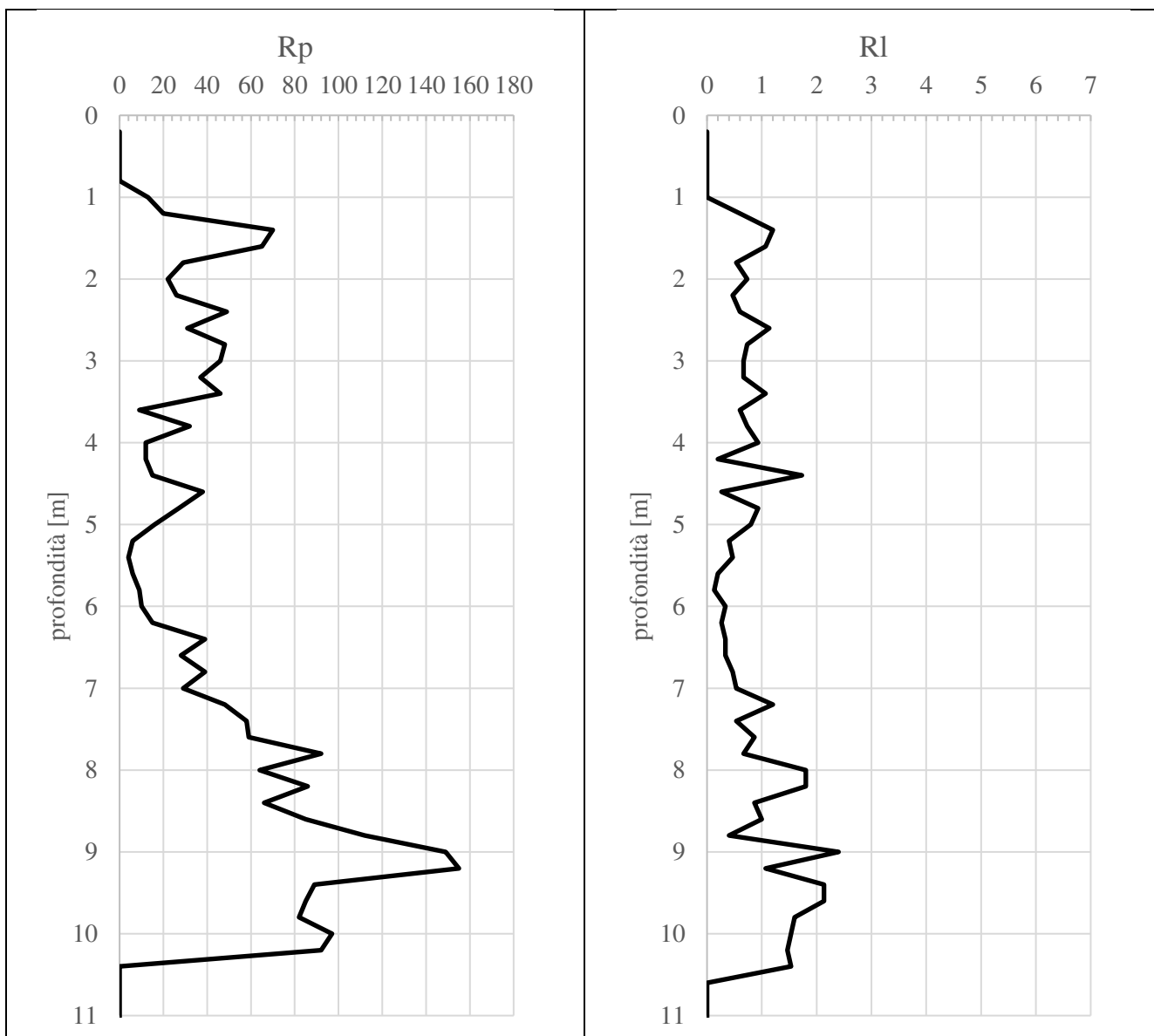


Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia

Committente: EXIMIA S.r.l.	
Località: Pieve Emanuele (MI)	
Data: 12/06/25	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT2)
Profondità della falda da p.c. (m): non misurata	

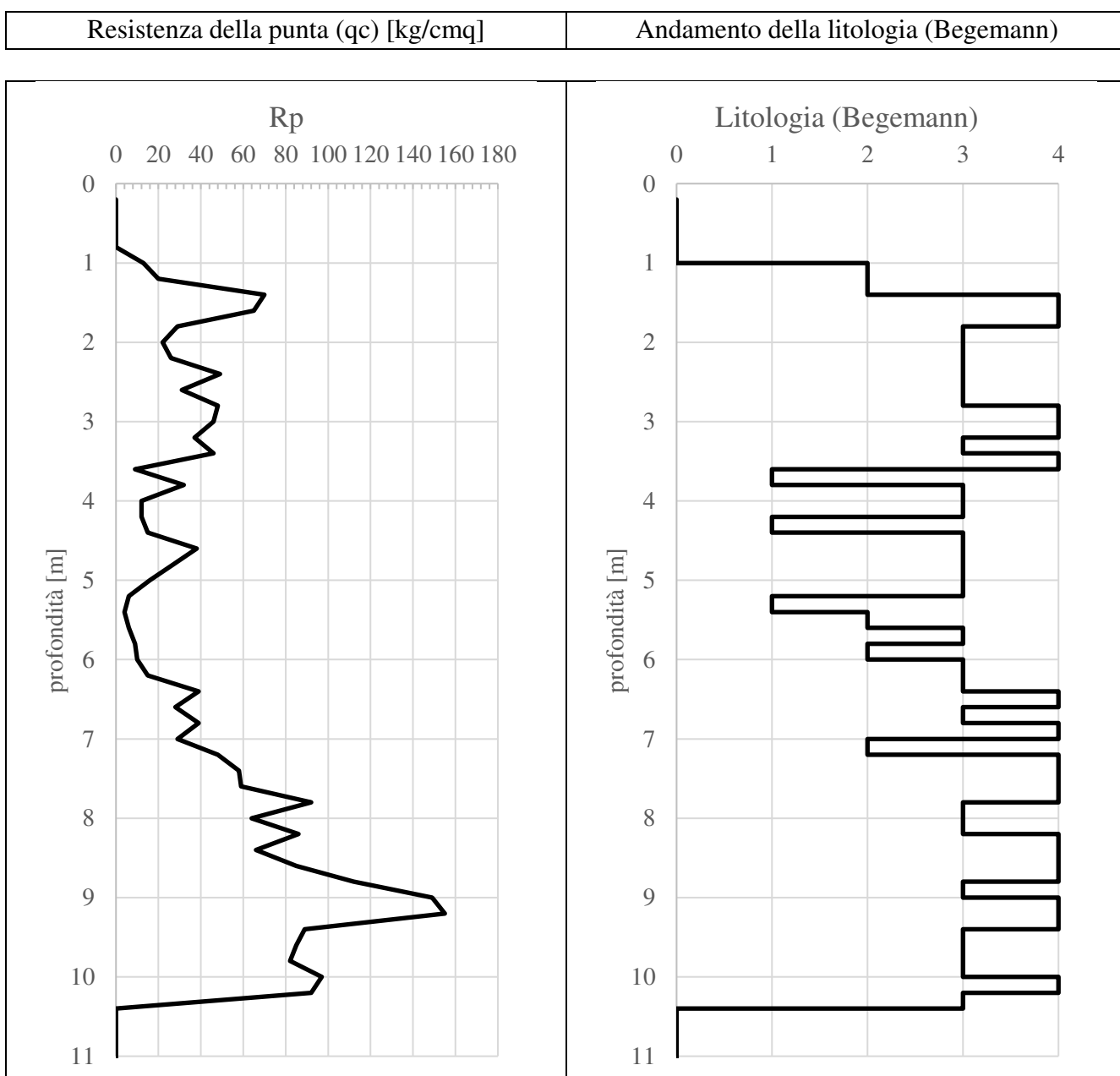
Grafico della prova

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



Committente: EXIMIA S.r.l.	
Località: Pieve Emanuele (MI)	
Data: 12/06/25	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT2)
Profondità della falda da p.c. (m): non misurata	

Grafico resistenza alla punta - litologia

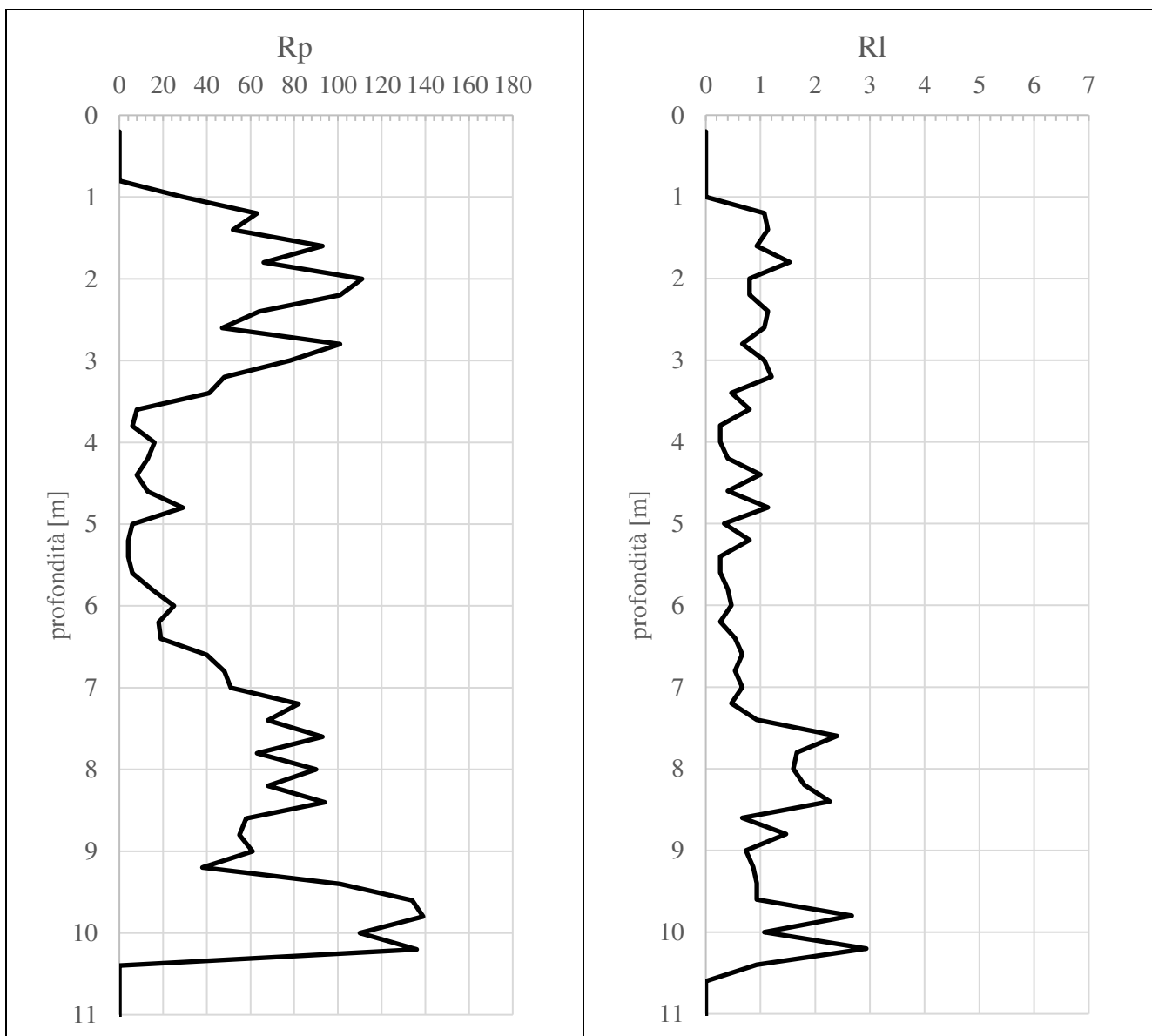


Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia

Committente: EXIMIA S.r.l.	
Località: Pieve Emanuele (MI)	
Data: 12/06/25	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT3)
Profondità della falda da p.c. (m): non misurata	

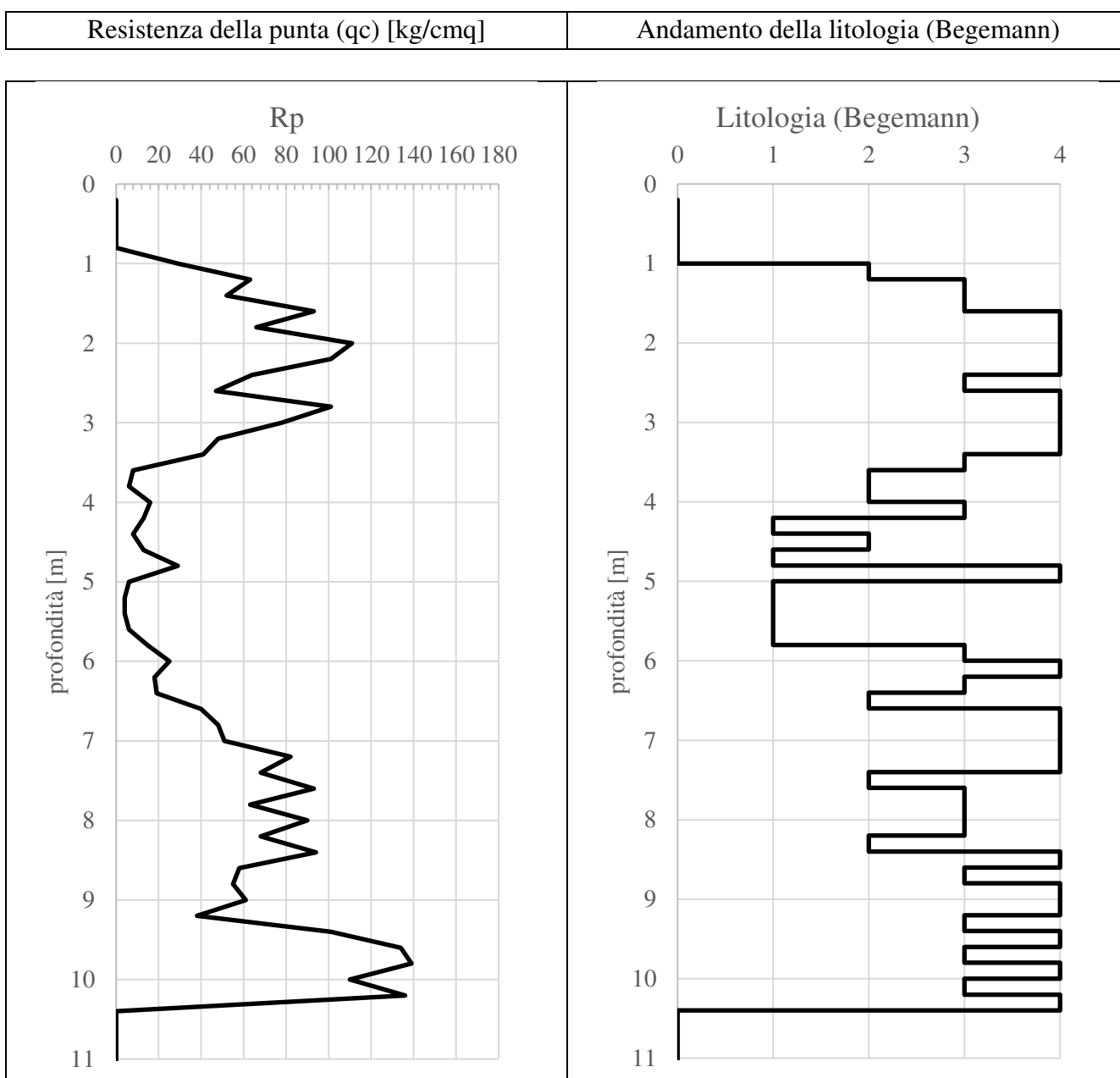
Grafico della prova

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



Committente: EXIMIA S.r.l.	
Località: Pieve Emanuele (MI)	
Data: 12/06/25	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT3)
Profondità della falda da p.c. (m): non misurata	

Grafico resistenza alla punta - litologia

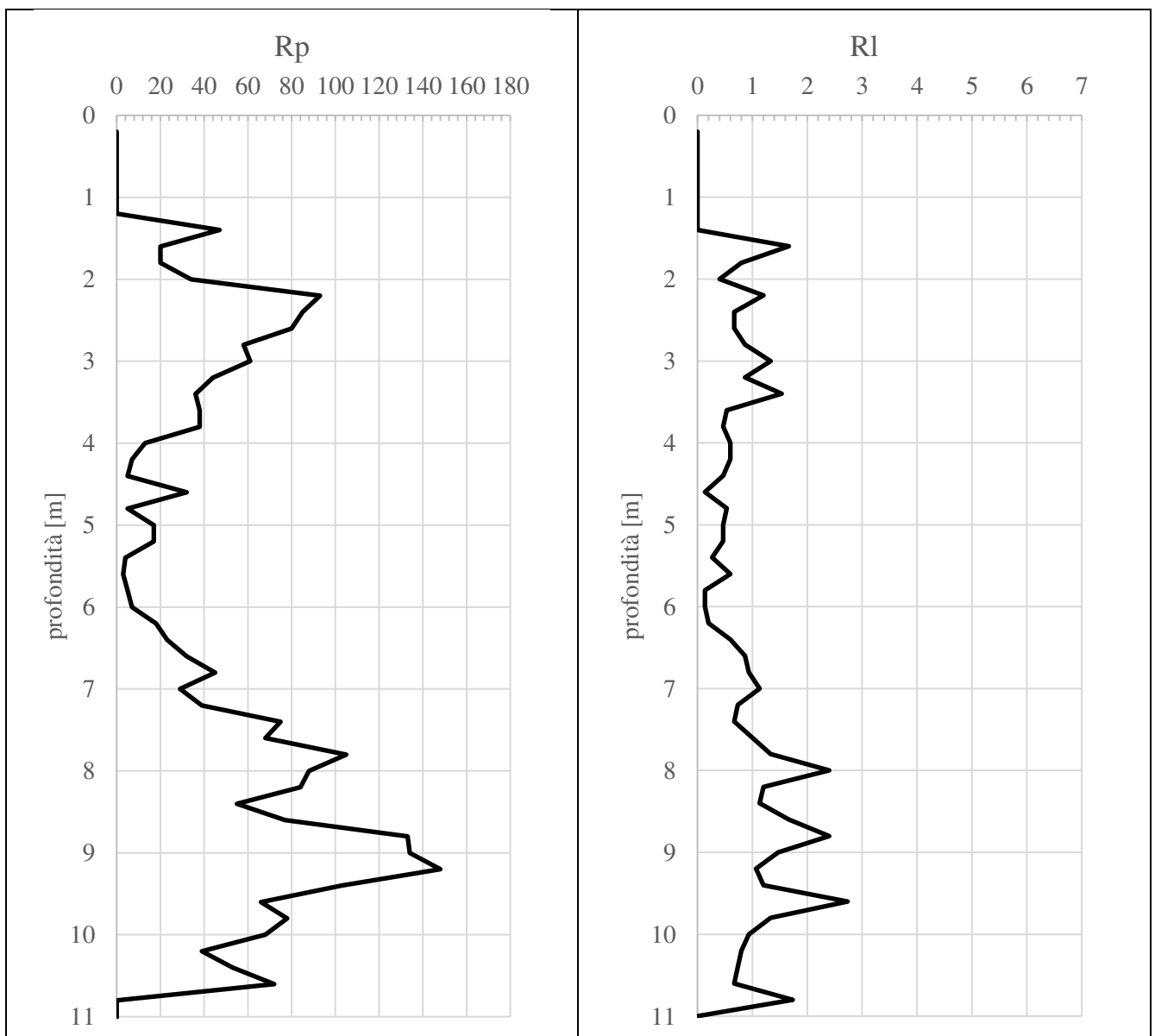


Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia

Committente: EXIMIA S.r.l.	
Località: Pieve Emanuele (MI)	
Data: 12/06/25	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT4)
Profondità della falda da p.c. (m): non misurata	

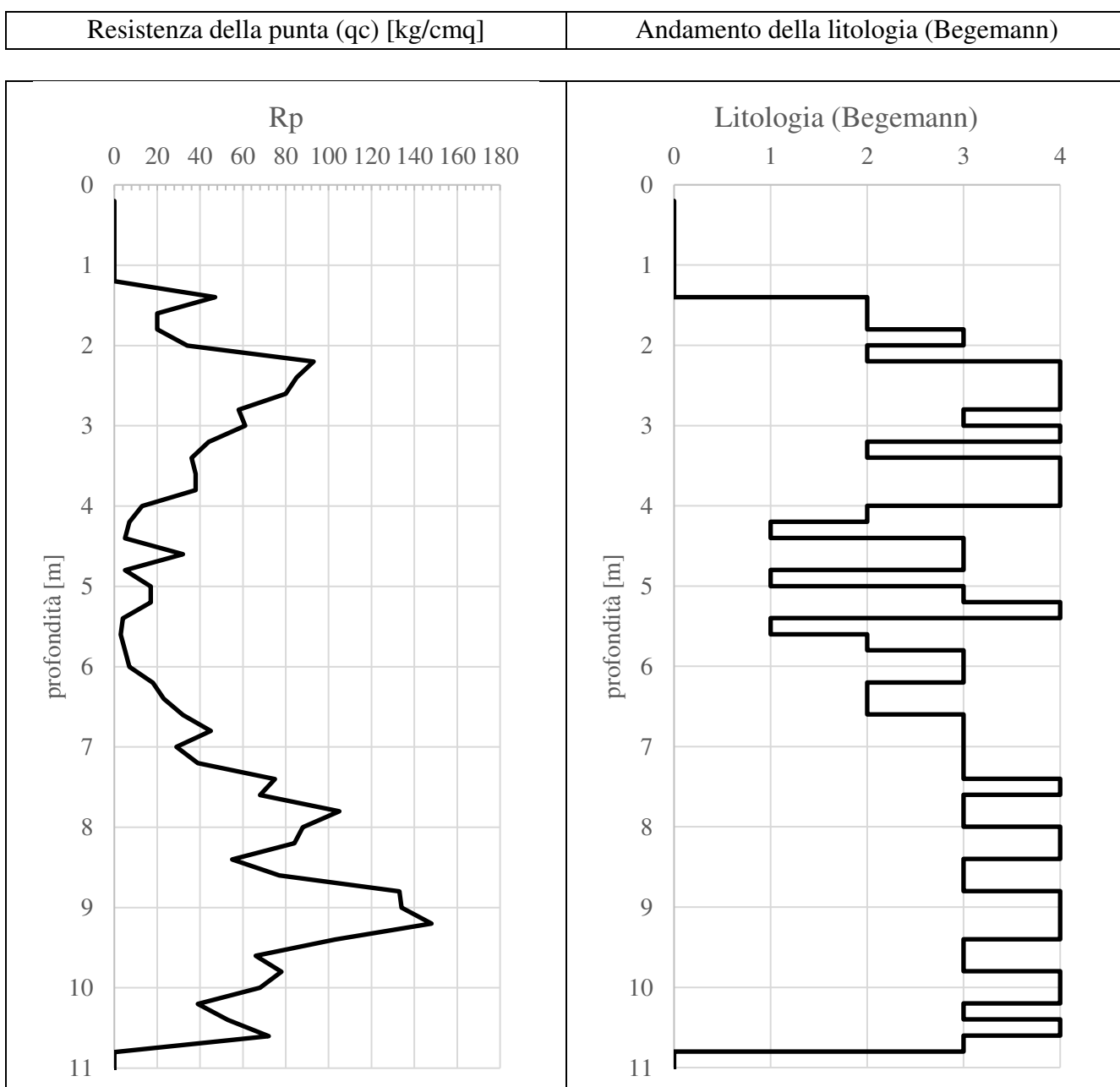
Grafico della prova

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



Committente: EXIMIA S.r.l.	
Località: Pieve Emanuele (MI)	
Data: 12/06/25	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT4)
Profondità della falda da p.c. (m): non misurata	

Grafico resistenza alla punta - litologia

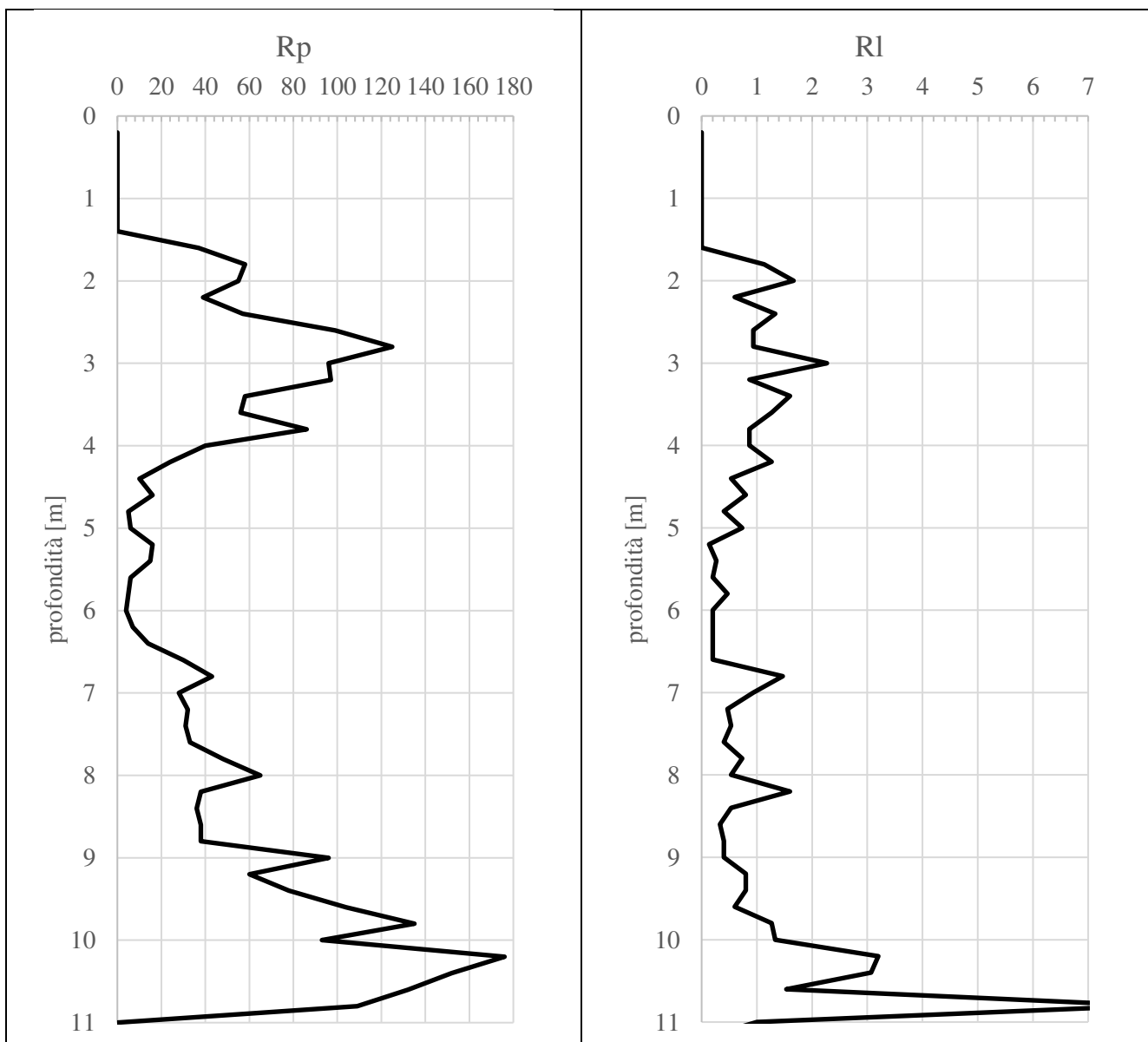


Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia

Committente: EXIMIA S.r.l.	
Località: Pieve Emanuele (MI)	
Data: 12/06/25	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT5)
Profondità della falda da p.c. (m): non misurata	

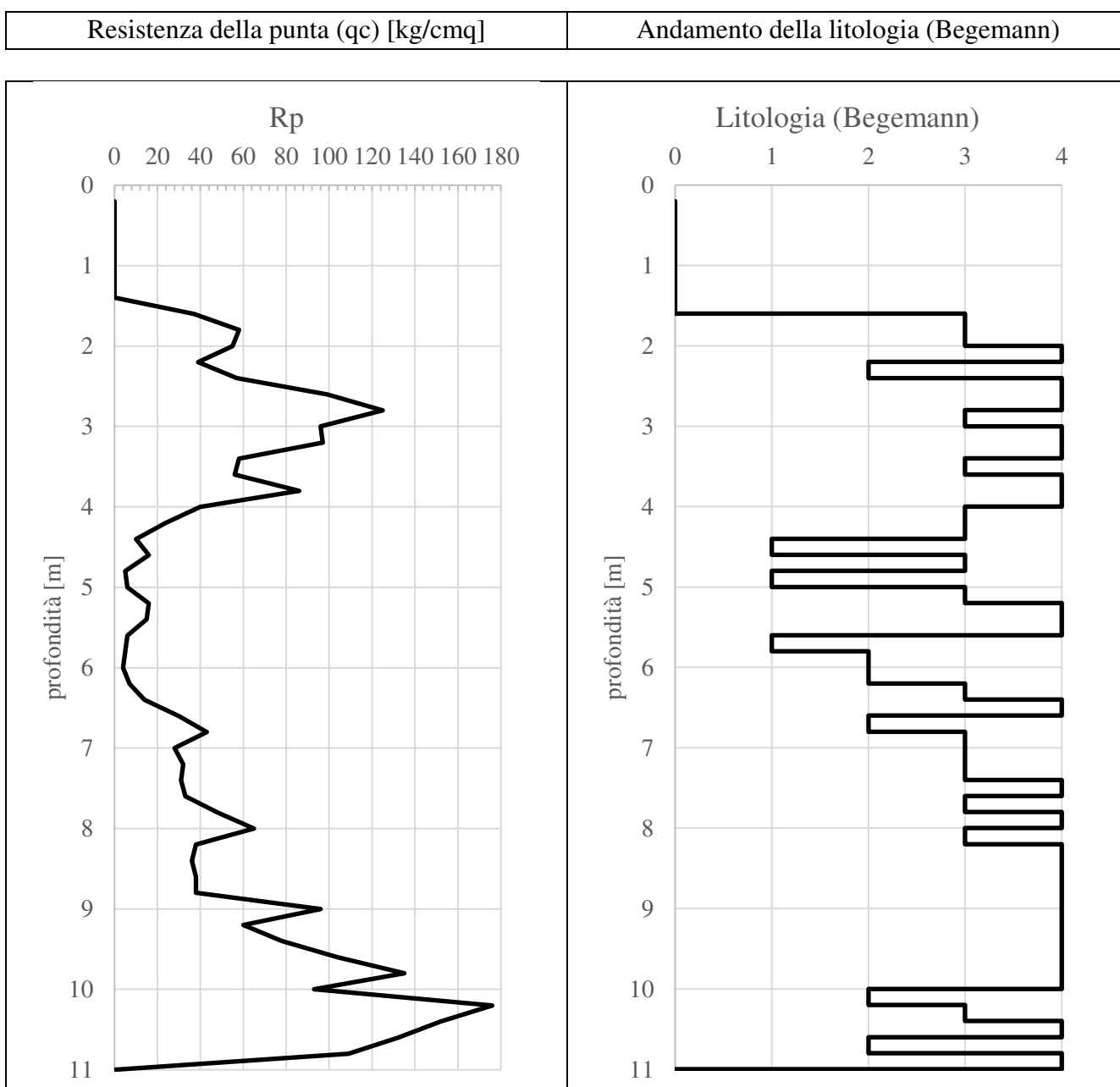
Grafico della prova

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



Committente: EXIMIA S.r.l.	
Località: Pieve Emanuele (MI)	
Data: 12/06/25	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT5)
Profondità della falda da p.c. (m): non misurata	

Grafico resistenza alla punta - litologia

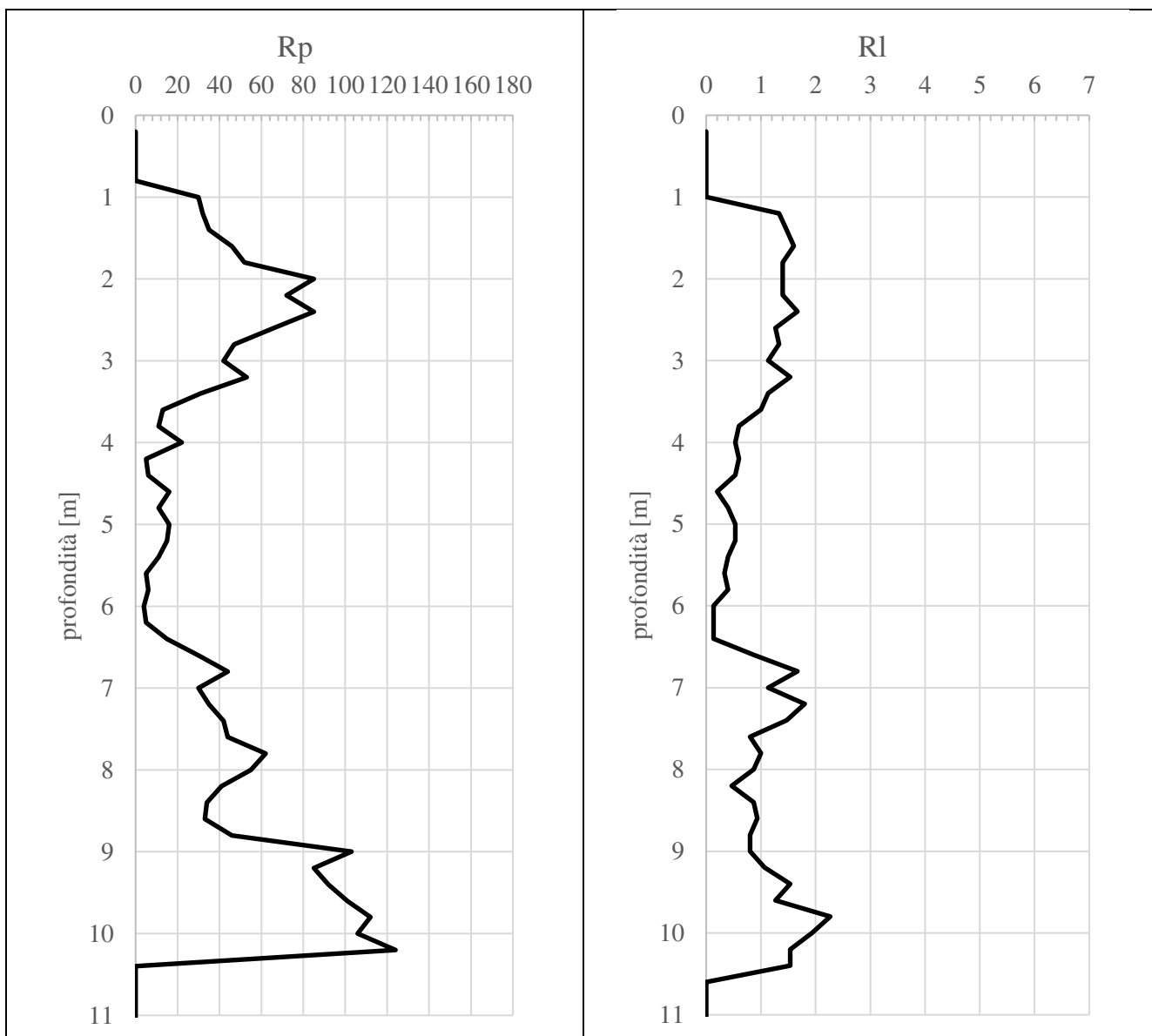


Begemann (1965): 1= Argilla inorganica e torba; 2= Limo e/o argilla inorganica; 3= Limo sabbioso e sabbia limosa; 4= sabbie o sabbia più ghiaia

Committente: EXIMIA S.r.l.	
Località: Pieve Emanuele (MI)	
Data: 12/06/25	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT6)
Profondità della falda da p.c. (m): non misurata	

Grafico della prova

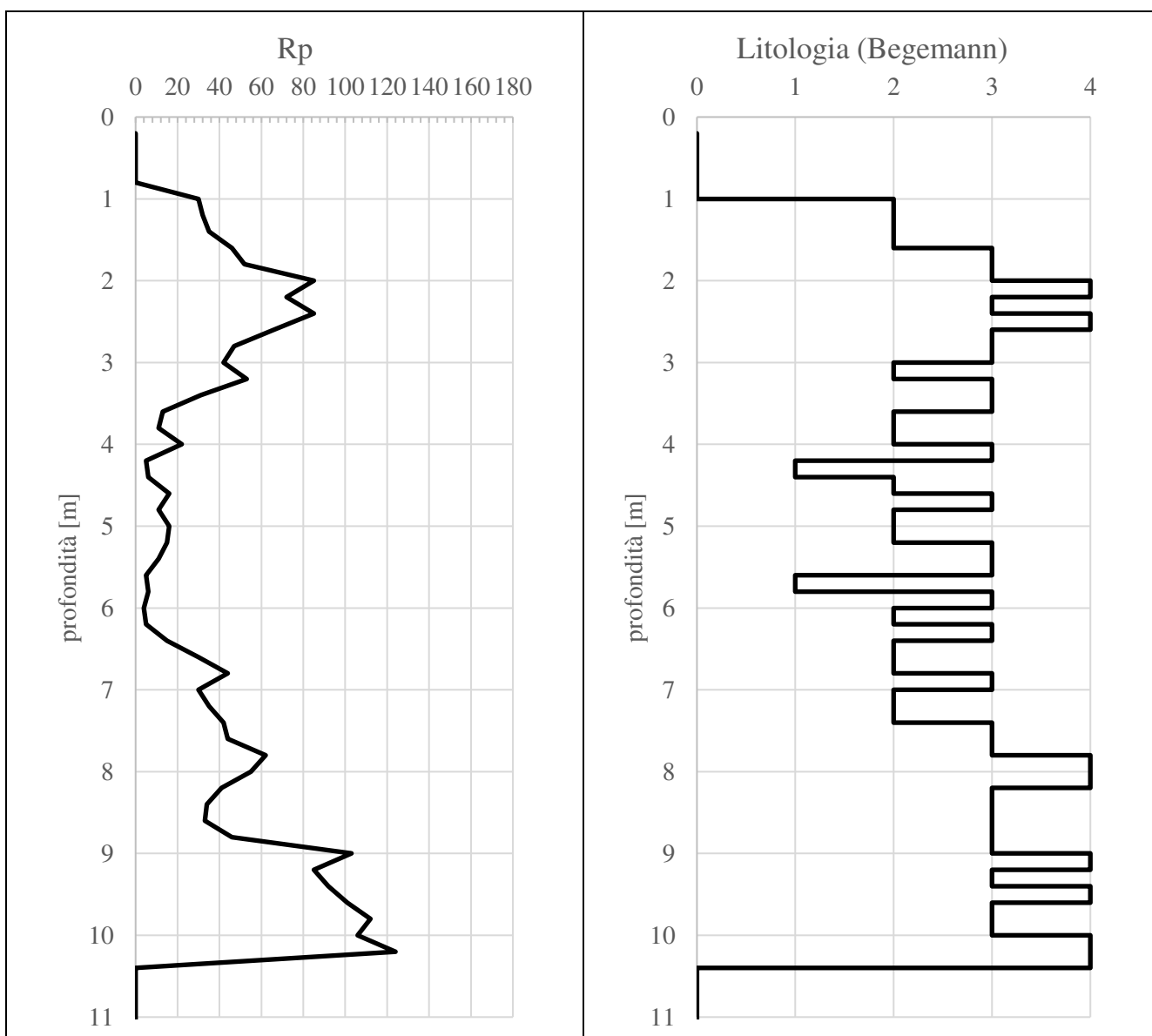
Resistenza della punta (qc) [kg/cmq]	Resistenza laterale (fs) [kg/cmq]
--------------------------------------	-----------------------------------



Committente: EXIMIA S.r.l.	
Località: Pieve Emanuele (MI)	
Data: 12/06/25	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT6)
Profondità della falda da p.c. (m): non misurata	

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