

LA PROPRIETA' \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

IL TECNICO \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

**PIANO ATTUATIVO**  
**PER LA REALIZZAZIONE DI APC 04**  
**(AMBITO DI PROGETTAZIONE COORDINATA 04)**  
**IN CANEGRATE VIA MAGENTA**

aggiornamento

Preg.me signore  
**FERRE' ROSALBA**  
C.F.: FRRRLB45C53B593R  
Via Garibaldi, 27  
**FERRE' GIUSEPPINA**  
C.F.: FRRGPP52D66E514C  
Largo Giovane Italia, 2  
Canegrate (MI)

Allegato

**D**

Febbraio 2023

Relazione geologica, geotecnica e  
determinazione della conducibilità  
idraulica del terreno



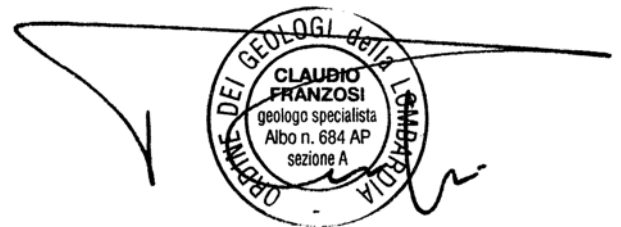
**SIG.RA FERRE' ROSALBA  
SIG.RA FERRE' GIUSEPPINA**

**Piano attuativo per la realizzazione di APC 04  
in via Magenta, Canegrate (MI)  
(Fg. 8 mapp. 371)**

RELAZIONE GEOLOGICA ex D.M. 17/01/18 e D.G.R. IX 2616/2011

RELAZIONE GEOTECNICA ex D.M. 17/01/18 – Parte inerente i parametri  
del terreno e le verifiche di tipo geotecnico (GEO) di progetto preliminare

Consegna: via mail [pietropaolo.montoli@tin.it](mailto:pietropaolo.montoli@tin.it)  
via mail [aldo.casero@gmail.com](mailto:aldo.casero@gmail.com)



Committente:

**SIG. RA FERRÈ ROSALBA, FRRRLB45C53B593R, NATA A CANEGRATE IL 13/03/1945, VIA GARIBALDI, 27, CANEGRATE (MI)**

**SIG. RA FERRÈ GIUSEPPINA, FRRGPP52D66E514C, NATA A LEGNANO IL 26/04/1952, LARGO GIOVANE ITALIA, 2 - CANEGRATE**

<b>Designazione dell'opera</b> Piano attuativo per la realizzazione di APC 04 in via Magenta, Canegrate (MI) (Fg. 8 mapp. 371)		Data FEBBRAIO '23 aggiornamento	
<b>Oggetto</b> RELAZIONE GEOLOGICA EX D.M. 17/01/18 E D.G.R. IX 2616/2011 RELAZIONE GEOTECNICA EX D.M. 17/01/18 – Parte inerente i parametri del terreno e le verifiche di tipo geotecnico (geo) di progetto preliminare		n. disegno	
Disegnatore G.F.	Geol. senior C.F.	Ing. collab. G.F.	Rif. 223.DOCX

## Sommario

<b>1</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NATURA E SCOPO DELL'ELABORATO.....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'OPERA.....</b>	<b>5</b>
3.1	VITA NOMINALE $V_N$ .....	5
3.2	CLASSI D'USO.....	5
3.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA $V_R$ .....	6
<b>4</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO.....</b>	<b>7</b>
4.1	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	7
4.2	IDROGEOLOGIA.....	8
4.3	SISMICA.....	9
4.4	ELEMENTI DI RISCHIO IDRAULICO.....	10
4.5	FATTIBILITÀ GEOLOGICA.....	11
4.6	APPROFONDIMENTI RICHIESTI EX DGR IX/2616 E DGR N. X/5001.....	12
4.7	MODELLO GEOLOGICO.....	12
<b>5</b>	<b>INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>13</b>
5.1	QUOTE DI RIFERIMENTO.....	13
5.2	TIPO DI OPERA IN PROGETTO E VOLUME SIGNIFICATIVO.....	13
5.3	INDAGINI.....	15
5.4	CARATTERIZZAZIONE.....	16
5.5	MODELLO GEOTECNICO.....	16
<b>6</b>	<b>RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO.....</b>	<b>18</b>
6.1	COORDINATE DEL SITO.....	18
6.2	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	18
6.3	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	19
6.4	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	20
<b>7</b>	<b>VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) E DI ESERCIZIO (SLE).....</b>	<b>21</b>
7.1	FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	21
7.2	FRONTI DI SCAVO.....	26
<b>8</b>	<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>27</b>
8.1	FATTIBILITÀ GEOLOGICA.....	27
8.2	MODELLO GEOLOGICO.....	27
8.3	MODELLO GEOTECNICO.....	27
8.4	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	27
8.5	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	28
8.6	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	28
8.7	PRESCRIZIONI ED INDICAZIONI.....	28

### **Allegato 1: diagrammi penetrometrici**

## 1 Normativa di riferimento

- D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC).
- D.G.R. X/5001 del 30/03/2016;
- L.R. 33/2015 del 12/10/2015;
- D.G.R. X/2129 del 11/07/2014;
- D.G.R. IX/2616 del 30/11/2011.

## 2 Natura e scopo dell'elaborato

Gli aspetti geotecnici della progettazione e dell'esecuzione di opere ed interventi ai sensi del D.M. 17/01/18 prevedono:

1. la **relazione geologica**, che comprende la caratterizzazione e la modellazione geologica del sito;
2. la **definizione della risposta sismica locale e stabilità del sito**, che comprende:
  - a) categoria di sottosuolo
  - b) condizioni topografiche
  - c) stabilità nei confronti della liquefazione
3. la **relazione geotecnica**, che comprende:
  - a) scelta delle opere o di interventi;
  - b) programmazioni delle indagini geotecniche;
  - c) caratterizzazione fisico meccanica dei terreni e delle rocce presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
  - d) definizione delle fasi di modalità costruttive,
  - e) verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
  - f) programmazione delle attività di controllo e monitoraggio.

Questo elaborato comprende:

- la **relazione geologica** di cui al punto 1, integrata con gli adempimenti prescritti per la componente geologica di progetto dalla D.G.R. Lombardia n. IX 2616/2011;
- la **definizione della risposta sismica locale e stabilità del sito** di cui al punto 2
- la **parte della relazione geotecnica** di cui al punto 3, afferente esclusivamente i parametri del terreno, ossia le voci b), c), e) (parte) ed f) (parte); in particolare:
  - in relazione alla voce e), sono effettuate le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (SLU GEO) e di esercizio (SLE), definendo i valori di progetto della resistenza del sistema geotecnico e degli effetti delle azioni (cedimenti), secondo il criterio stabilito dalle NTC sulla base del modello geologico e geotecnico e delle ipotesi progettuali fornite dal progettista (tipologie fondazionali ed azioni), per cui:

$$R_d \geq E_d \text{ (SLU)}$$

$$C_d \geq E_d \text{ (SLE)}$$

dove:

- $E_d$  = valori di progetto dell'azione e dell'effetto dell'azione

- $R_d$  = valori di progetto della resistenza del sistema geotecnico
- $C_d$  valore limite prescritto dell'effetto delle azioni
- in relazione alla voce f), sono definiti gli eventuali controlli e monitoraggi relativi ai soli parametri geotecnici del terreno.

A completamento della relazione geotecnica, rimangono ad esclusiva competenza del progettista, le voci a), e) (con riferimento alle verifiche agli stati limite ultimi di tipo strutturale SLU STR) ed f) (con riferimento agli eventuali controlli e monitoraggi relativi ai soli parametri degli elementi strutturali).

### 3 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento dell'opera

#### 3.1 Vita nominale $V_n$

Le opere geotecniche previste sono:

- scavi di fondazione provvisori con permanenza inferiore a 2 anni ( $V_n = 10$ );
- fondazioni superficiali di strutture ordinarie ( $V_n = 50$ )

Tabella 1 - Vita nominale  $V_n$

Tipo di costruzione		valori minimi di $V_n$	
1	Costruzioni temporanee e provvisorie <sup>a</sup>	10	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50	<input checked="" type="checkbox"/>
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100	<input type="checkbox"/>

#### 3.2 Classi d'uso

Tabella 2 - Classi d'uso

Classe	Descrizione	
<b>Classe I:</b>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	<input type="checkbox"/>
<b>Classe II:</b>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	<input checked="" type="checkbox"/>
<b>Classe III:</b>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.	<input type="checkbox"/>
<b>Classe IV:</b>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	<input type="checkbox"/>

<sup>a</sup> Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni

### 3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_r$

Tabella 3 - Periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_r$

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente $C_u$	0,7	1,0	1,5	2,0
	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Il periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_r$  si definisce come:

$$V_r = V_n \cdot C_u$$

Pertanto:

- per scavi di fondazione provvisionali

$$V_r = 10 \text{ anni}$$

- per fondazioni superficiali

$$V_r = 50 \text{ anni}$$

## 4 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

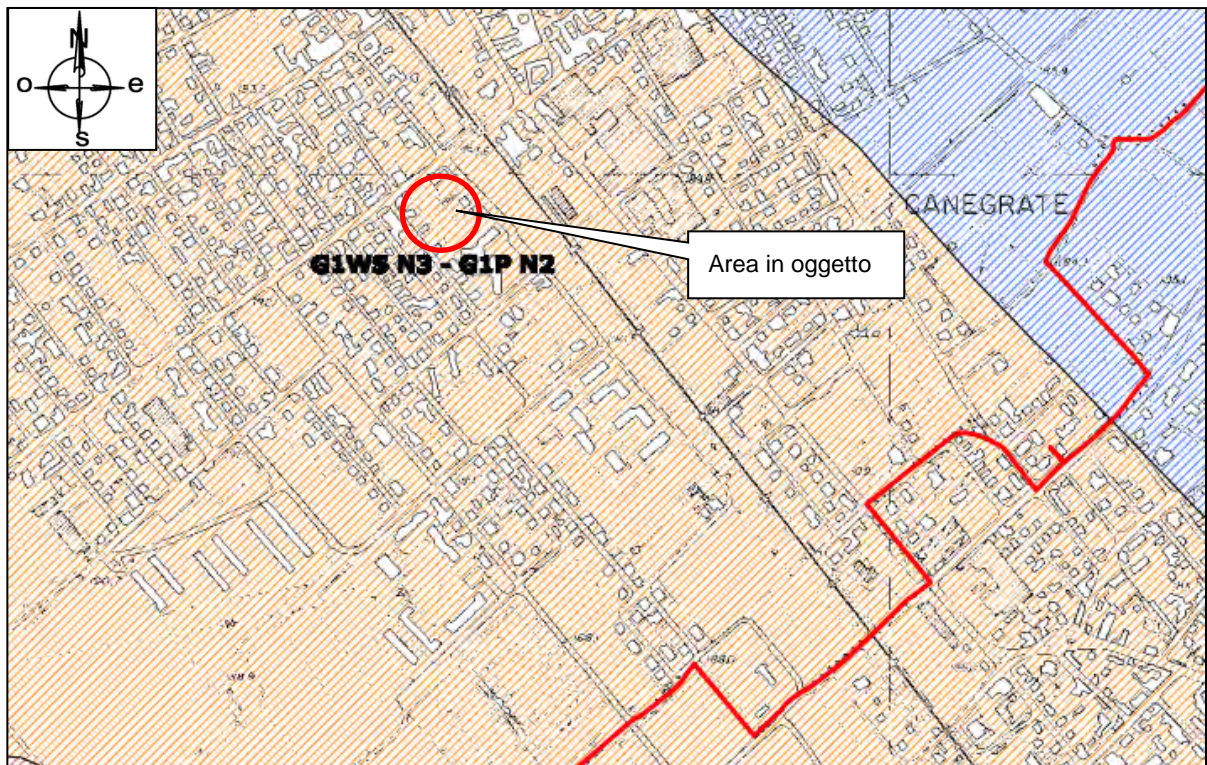
Ai fini dell'inquadramento geologico, idrogeologico e sismico, è stato consultato lo studio geologico di PGT del Comune di Canegrate<sup>1</sup>.

### 4.1 Geologia e geomorfologia




I terreni e le forme locali appartengono al contesto deposizionale fluviale quaternario (Depositi fluvioglaciali e fluviali Wurmiani), caratterizzato dall'affioramento di litologie incoerenti, costituite prevalentemente da ghiaie con sabbie (Figura 1).

Il territorio comunale occupa una posizione settentrionale nell'ambito della media pianura milanese ed è caratterizzato da una morfologia sub pianeggiante, con quote topografiche che degradano verso sud, influenzata dai processi quaternari di deposizione fluvioglaciale e fluviale. La morfologia del territorio comunale è caratterizzata da una piana fluvioglaciale, alternata alla piana alluvionale determinatasi per l'azione del Fiume Olona: il reticolo idrografico del territorio in esame è costituito infatti principalmente da questo corso d'acqua, che occupa la sua porzione nord / nord-orientale.

Figura 1: Estratto della carta geologica dello studio geologico di PGT.



#### Depositi Fluvioglaciali e fluviali Wurmiani (Pleistocene superiore)

	<b>G1WS N3</b>	Ghiaie ben gradate con sabbia, non calcaree di spessore esiguo
	<b>G1WS N3 - G1P N2</b>	Ghiaie ben gradate con sabbia, non calcaree Ghiaie poco gradate, non calcaree
	<b>G1WS N2</b>	Ghiaie ben gradate con sabbia, non calcaree



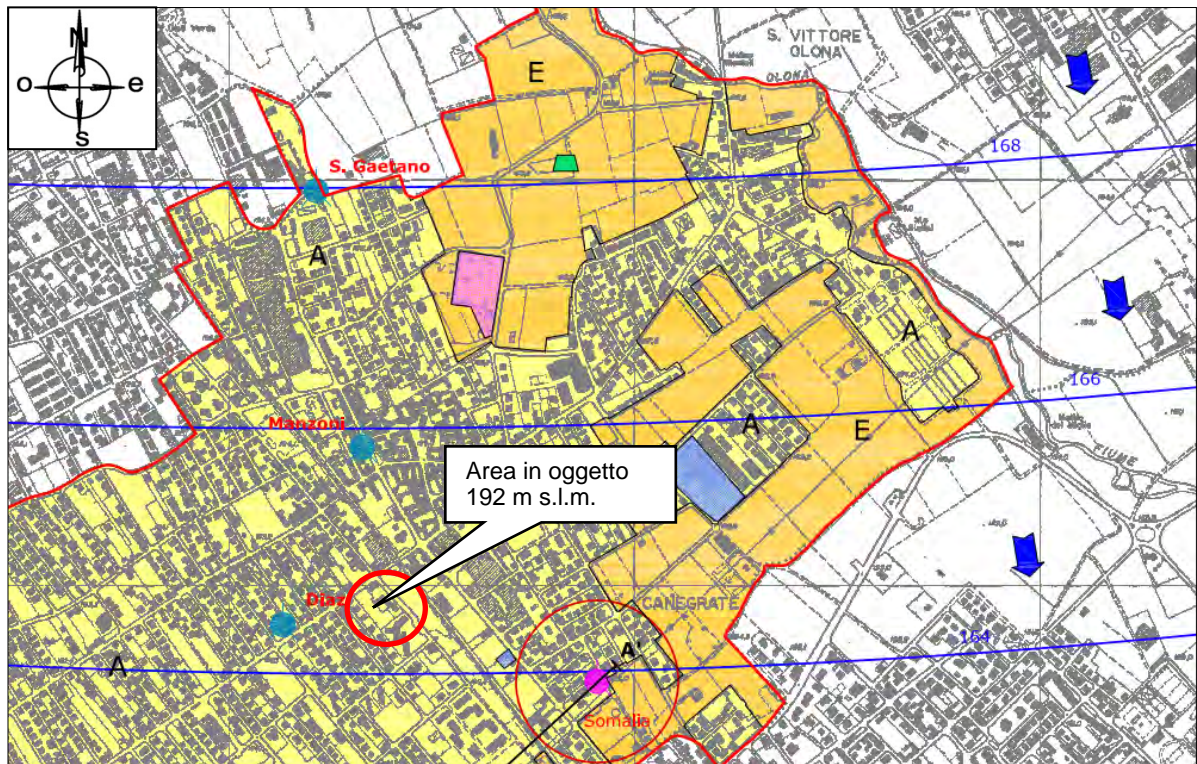
## 4.2 Idrogeologia

La struttura idrogeologica locale riferita alla *Classificazione degli Acquiferi Padani* riportata nel sistema informativo della Regione Lombardia, individua localmente la presenza del *gruppo acquifero A* il cui limite basale è indicato alla quota di circa 120 m s.l.m. (circa 65 m dal p.c.) e che costituisce la sede di una falda freatica di tipo libero.

Lo studio geologico di PGT indica una piezometria della falda tradizionale, desunta dai dati del S.I.A. (Sistema Informativo Ambientale della Provincia di Milano) riferiti al mese di Settembre dell'anno 2010, caratterizzata da una direttrice N-S con vergenza verso S, con isopiezometriche disposte all'incirca parallelamente in direzione E-O. Le quote piezometriche nel territorio in esame variano da circa 170 m s.l.m. (settore N) a circa 158 m s.l.m. (settore S), con un gradiente idraulico medio variabile tra il 4 e il 6‰.

Nell'area in oggetto (quota stradale pari a 192 m s.l.m.), la soggiacenza risulta maggiore di 20 m dal p.c.

Figura 2: Estratto della carta idrogeologica dello studio geologico di PGT.



- |   |  |
|---|--|
| A | <p><b>Vulnerabilità alta</b><br/>                 Soggiacenza di falda compresa tra i 20 e i 25 m. da p.c.<br/>                 Suoli da profondi a moderatamente profondi su substrato ghiaioso - sabbioso.<br/>                 Permeabilità elevata, infiltrazione ridotta per la presenza di aree urbanizzate</p>                          |
| E | <p><b>Vulnerabilità molto alta</b><br/>                 Soggiacenza di falda compresa tra i 20 e i 25 m. da p.c.<br/>                 Suoli da profondi a moderatamente profondi su substrato ghiaioso - sabbioso.<br/>                 Permeabilità elevata, infiltrazione favorita dalla ridotta estensione delle superfici impermeabili</p> |

### 4.3 Sismica

#### 4.3.1 Classificazione sismica ex D.G.R. X/2129 del 11/07/2014

Per la classificazione introdotta dall'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/3/2003" e recepita dalla Regione Lombardia con la Delibera Giunta regionale 11 luglio 2014 - n. X/2129, il sito ricade in Zona Sismica 4.

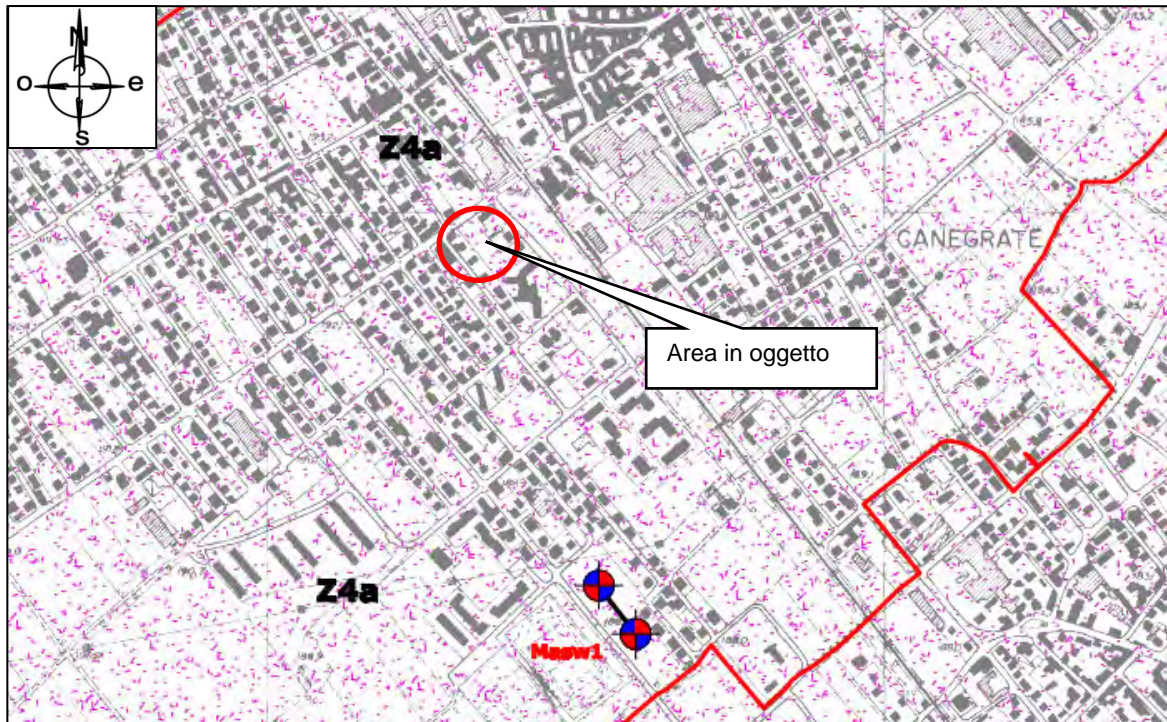
#### 4.3.2 Scenario di pericolosità sismica locale nel P.G.T.

Lo studio geologico di PGT inquadra l'area in oggetto come area "Z4a", identificata come "Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.

Tabella 4 – Scenario di pericolosità sismica locale PSL 1 LIV – DGR IX 2616/2011 all. 5. P.to 2.1

PSL	Scenario	
Z1	Instabilità dei versanti	<input type="checkbox"/>
Z2a	Cedimenti	<input type="checkbox"/>
Z2b	Liquefazione	<input type="checkbox"/>
Z3	Amplificazione topografica	<input type="checkbox"/>
Z4	Amplificazione stratigrafica	<input checked="" type="checkbox"/>
Z5	Comportamenti differenziali	<input type="checkbox"/>
	Nessun scenario	<input type="checkbox"/>

Figura 3: Estratto della carta della pericolosità sismica locale.



### 4.3.3 Verifica sismica di secondo livello nel P.G.T.

Lo studio geologico di PGT presenta un'analisi di secondo livello condotta secondo le procedure indicate nell'ambito della D.G.R. 8/7374/08. Per il Comune di Canegrate i fattori di amplificazione per il periodo compreso tra 0.1-0.5 s e per i fattori di amplificazione per il periodo compreso tra 0.5- 1.5 s, il valore di Fa risulta sempre inferiore ai relativi valori di soglia previsti relativi ad una categoria di suolo di tipo C. Pertanto, la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica.

Tabella 5 – Verifica sismica di secondo livello PSL 2 LIV – DGR IX 2616/2011 all. 5. P.to 2.2

Risultato analisi di secondo livello	
Fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC)> soglia comunale (FAS)*	<input type="checkbox"/>
Fattore di amplificazione sismica calcolato (FAC)<= soglia comunale (FAS)*	<input checked="" type="checkbox"/>
Analisi di secondo livello non effettuata	<input type="checkbox"/>

\*tenuto conto delle tolleranze ammesse nell'Allegato 5 della DGR IX/2016/2011

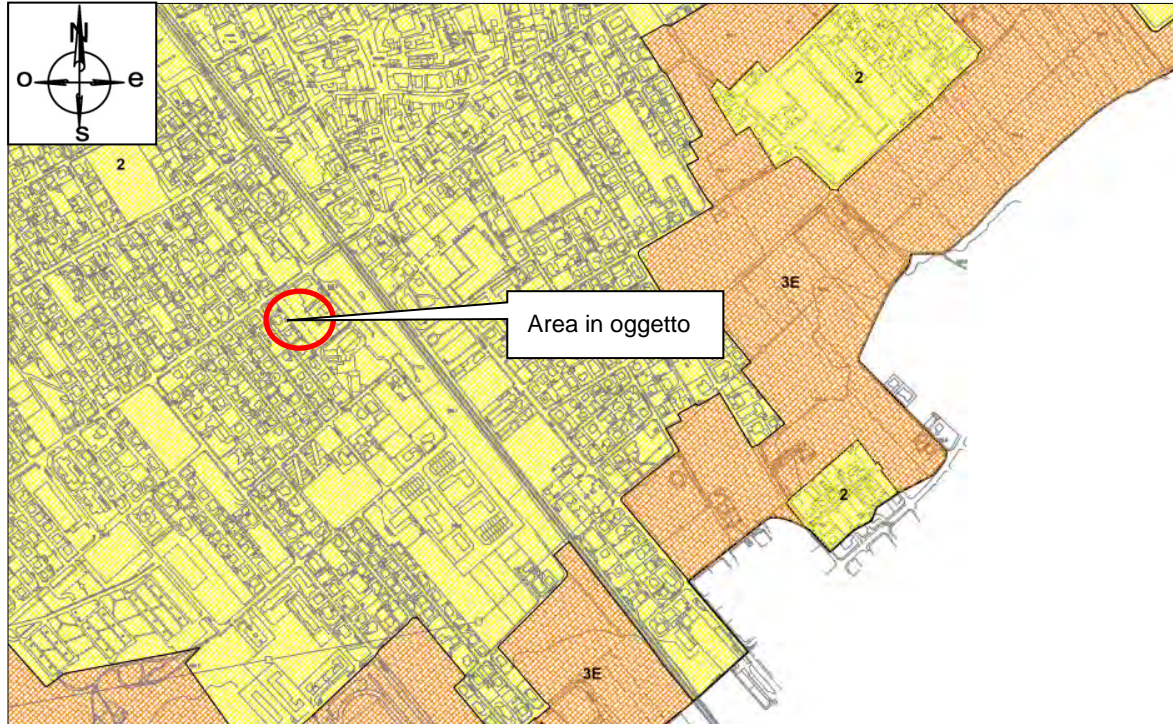
### 4.4 Elementi di rischio idraulico

Sono stati valutati gli azzonamenti di pericolosità e rischio definiti dalla DGR X/6738 del 19/06/2017 in attuazione del piano di gestione dei rischi di alluvione (PGRA – Direttiva Alluvioni), ed è stata verificata l'esclusione dell'area in oggetto da tali ambiti.

## 4.5 Fattibilità geologica

Lo studio geologico di PGT classifica oggetto d'intervento edilizio in classe di fattibilità geologica 2 (classe di fattibilità con modeste limitazioni) a causa dell'alta vulnerabilità dell'acquifero superficiale (Figura 4).

Figura 4: Estratto della carta di fattibilità geologica delle azioni di piano dello studio geologico di PGT.



	<p><b>CLASSE 2 - FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI</b></p> <p><b>Caratteristiche generali</b></p> <p>La porzione di territorio comunale relativa all'urbanizzato è contraddistinta da <i>vulnerabilità</i> dell'acquifero superficiale <i>alta</i>. L'elevata permeabilità dei terreni superficiali e la soggiacenza della falda idrica, presente a profondità minime variabili mediamente tra 20 e 25 m rispetto al piano campagna e la ridotta capacità di infiltrazione delle acque superficiali nel sottosuolo per la presenza di superfici impermeabili, determinano tale condizione (come da elaborazione SINTACS).</p> <p><b>Utilizzo delle aree</b></p> <p><b>2</b> Non si rilevano specifiche controindicazioni di carattere geologico all'urbanizzazione o alla modifica di destinazione d'uso del suolo e all'utilizzo delle aree in genere. E' pertanto consentito qualunque tipo di opera edificatoria, vincolata al rispetto della salvaguardia della falda idrica.</p> <p><b>Interventi ed indagini da prevedere</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. I progetti dovranno essere corredati dalle indagini geognostiche (opportunamente dimensionate in funzione della tipologia ed estensione dell'intervento edilizio) e dalla relazione geologica e geotecnica ai sensi del D.M. 14.01.08, per qualsiasi azione edificatoria ed opera ammissibile.</li> <li>2. Sono sempre da prevedere opere di regimazione delle acque meteoriche e la predisposizione dei più idonei sistemi di collettamento e/o trattamento delle acque reflue, in ottemperanza al R.R. n° 3 del 24/03/06.</li> </ol>
--	---

## 4.6 Approfondimenti richiesti ex DGR IX/2616 e DGR n. X/5001

Dalla lettura della componente geologica di PGT, risultano richiesti i seguenti approfondimenti ai sensi della DGR IX/2616 del 2011 e dal Mod. 9 allegato alla DGR n. X/5001 del 2016:

	Approfondimento	Descrizione
<input type="checkbox"/>	<b>App 1</b>	Approfondimento relativo all'instabilità dei versanti dal punto di vista statico
<input checked="" type="checkbox"/>	<b>App 2</b>	Approfondimento relativo alla vulnerabilità idrogeologica
<input type="checkbox"/>	<b>App 3</b>	Approfondimento relativo alla vulnerabilità idraulica
<input type="checkbox"/>	<b>App 4</b>	Approfondimento relativo alle scadenti caratteristiche geotecniche
<input type="checkbox"/>	<b>App 5</b>	Approfondimento relativo agli aspetti sismici
<input type="checkbox"/>		Nessun particolare approfondimento

### 4.6.1 Vulnerabilità idrogeologica (App 2)

Al fine del rispetto della salvaguardia della falda idrica, le norme geologiche di piano prescrivono l'obbligo di prevedere opere di regimazione delle acque meteoriche e la predisposizione dei più idonei sistemi di collettamento e/o trattamento delle acque reflue, in ottemperanza al R.R. n°3 del 24/03/06, senza indicare particolari approfondimenti d'indagine.

Per quanto concerne l'impatto delle opere in progetto nei confronti della vulnerabilità della risorsa idrica sotterranea non si ritiene che lo stesso sia significativo. Pertanto, non si prescrivono particolari opere di mitigazione.

## 4.7 Modello geologico

Il modello geologico del sito è così rappresentabile:

Tabella 6 – modello geologico del sito

- <b>morfologia:</b>	pianeggiante
- <b>litologia:</b>	terreni incoerenti a matrice prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa di deposizione fluvioglaciale e fluviale
- <b>idrogeologia</b>	i terreni sono sede di una falda freatica con soggiacenza superiori a 20 metri dal p.c.
- <b>idraulica</b>	il sito è esterno agli azzonamenti di pericolosità idraulica definiti dalla DGR X/6738 del 19/06/2017 in attuazione del piano di gestione dei rischi di alluvione (PGRA – Direttiva Alluvioni)
- <b>sismica</b>	l'area ricade in Zona Sismica 4 in PSL "Z4a"
- <b>fattibilità geologica</b>	fattibilità geologica 2 (classe di fattibilità con modeste limitazioni, connesse alla vulnerabilità idrogeologica dell'acquifero)

## 5 Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

### 5.1 Quote di riferimento

In questo elaborato si fa riferimento alle quote riferite allo 0.00 di progetto, assunto su indicazione del progettista coincidente con la quota di marciapiede di via Magenta e posto a +0.2 m dal piano campagna di esecuzione delle prove geognostiche.

### 5.2 Tipo di opera in progetto e volume significativo

Il progetto prevede la realizzazione di una palazzina con un piano interrato.

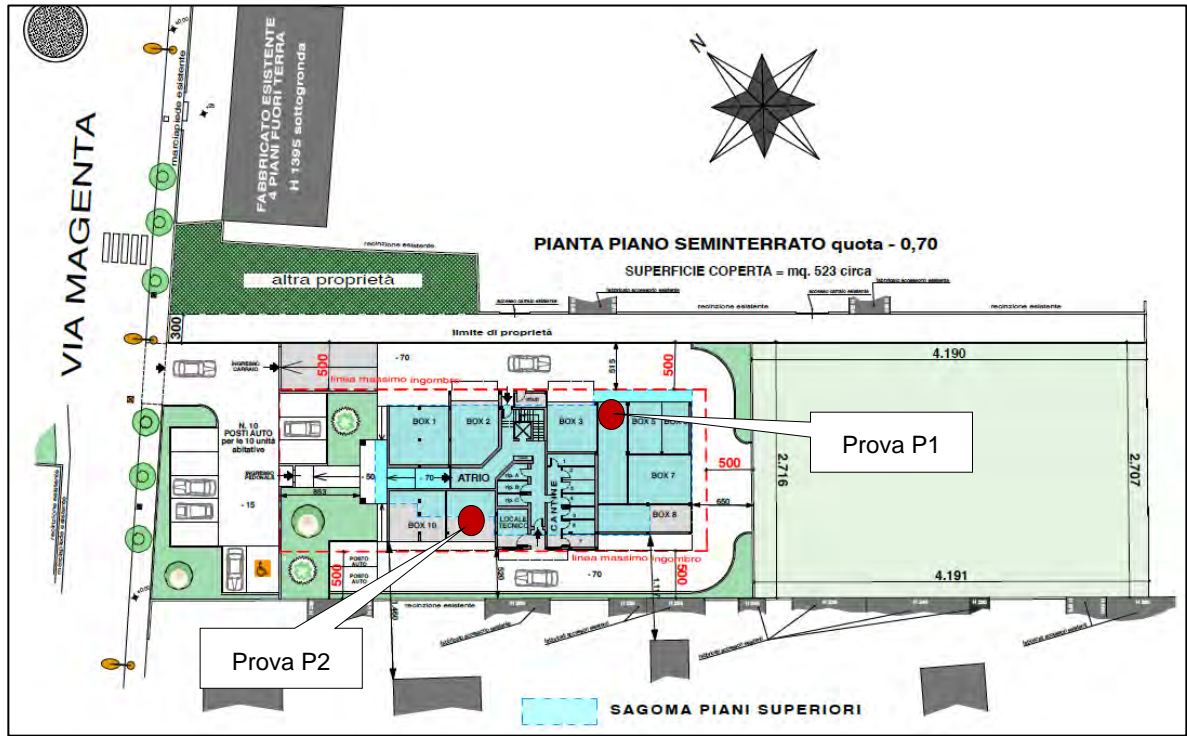
In Tabella 7 sono elencate le ipotesi fondazionali definite dal progettista.

*Tabella 7 – caratteristiche dell'opera in oggetto*

- <b>Tipo di opera:</b>	- nuove fondazioni
- <b>Fondazioni:</b>	- fondazioni superficiali: <ul style="list-style-type: none"><li>• nastri con B= 1.0 m e h= -1.5 m</li><li>h= quota di imposta da 0.0 di progetto</li><li>eccentricità= 0</li></ul>
- <b>Fronti di scavo</b>	- scavi provvisori per l'imposta delle nuove fondazioni

Sulla scorta di tali dati, si assume un volume significativo, ossia la parte di sottosuolo influenzata, direttamente od indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso, pari a quello compreso entro i primi dieci metri di profondità dallo 0.0 di progetto.

Figura 5: ubicazione delle prove penetrometriche



### 5.3 Indagini

Tenendo conto della presunta tipologia del terreno naturale, dedotta da esiti di rilievi e indagini geognostiche precedentemente condotte nello stesso contesto geomorfologico, nel gennaio 2023 sono state eseguite due prove penetrometriche dinamiche rappresentative con standard metodologico e strumentale DPSH (Dynamic Probing Superheavy) - (Allegato 1).

Tabella 8 -caratteristiche penetrometro dinamico

Penetrometro dinamico marca PAGANI TG 63 100 ver. DP+CPT (dinamiche + statiche) DPSH + 100 kN						
tipo		sigla		peso del maglio (kg)		rendimento ER
penetrometro superpesante		DPSH		M>60		73%
W (kg)	H (m)	D (mm)	$\alpha$ (°)	R	F	P (cm)
73	0,75	51	60	no	no	30
W	peso del maglio		R	rivestimento		
H	altezza di caduta		F	fango bentonitico		
D	diametro punta conica		P	penetrazione standard		
$\alpha$	angolo apertura cono					

Figura 6: esecuzione delle prove





## 5.4 Caratterizzazione

I valori  $N_{DPSH}$  delle prove sono stati correlati con i valori  $N_{SPT}$ , utilizzando i valori di letteratura del rapporto  $N_{DPSH}/N_{SPT}$ , e quindi normalizzati rispetto alla tensione geostatica e al rendimento medio ER del dispositivo d'infissione.

Tabella 9 – correlazione  $N_{DPSH} \rightarrow N_{SPT} \rightarrow (N_1)_{60}$

TIPO	CORRELAZIONE	REFERENZA
• Correlazione $N_{DPSH}/N_{SPT}$	$N_{DPSH}/N_{SPT} = 0.57$	(A. Tissoni, 1987) <sup>2</sup>
• Normalizzazione dei valori $N_{SPT}$ rispetto alla tensione geostatica	$N_1 = N_{SPT} / \sigma'_{vo}{}^{0.56}$	(M. Jamiolkowski, 1987) <sup>3</sup>
• Normalizzazione dei valori $N_1$ rispetto al rendimento medio ER	$(N_1)_{60} = N_1 (ER/60)$	(F. Cestari, 1990) <sup>4</sup>

Nei calcoli sono state assunte le seguenti condizioni  
 $\gamma = 1.7$  t/mc

$N_{DPSH}$	Numero di colpi/piede in prova penetrometrica dinamica
$N_{SPT}$	Numero di colpi/piede in prova penetrometrica standard
$N_1$	valore di $N_{SPT}$ normalizzato rispetto alla tensione geostatica
$(N_1)_{60}$	valore di $N_1$ normalizzato rispetto al rendimento medio ER
$\sigma'_{vo}$	tensione geostatica
ER	rendimento medio del dispositivo

## 5.5 Modello geotecnico

Le due prove mostrano un andamento uniforme.

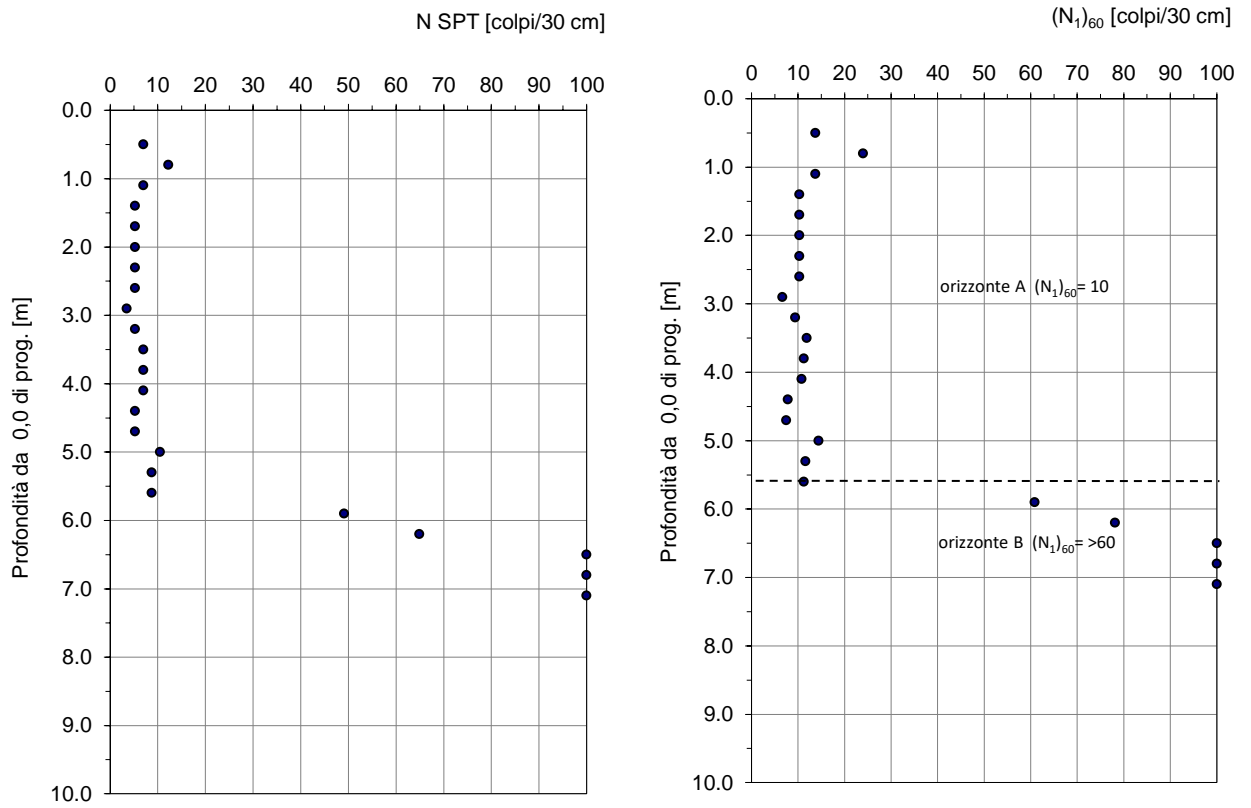
Il modello geotecnico di terreno, derivato dalla prova P1, ritenuta la più conservativa, è così definito:

Tabella 10 – modello geotecnico del terreno – caratterizzazione fisico – meccanica dei terreni<sup>b</sup>.

Unità	Profondità (m dallo 0.0 di progetto)	$N_1$ medio	Densità relativa (%) <sup>5</sup>	Angolo di resistenza al taglio $\varphi_k$ (°) <sup>6</sup>	Litologia	Regime delle pressioni interstiziali
A	0.0 – 5.6	10	35% (sciolta)	33°	Terreni incoerenti naturali e/o di riporto	Insaturo
B	5.6 → 7.1	>60	85% (densa)	40°		Soggiacenza maggiore di 20 m

<sup>b</sup> Le eventuali medie sono state calcolate scartando i valori più elevati attribuibili ad anomalie (costipazione superficiale e/o presenza di ciottoli).

Figura 7: modello geotecnico



## 6 Risposta sismica e stabilità del sito

### 6.1 Coordinate del sito

Tabella 11 - Coordinate in European Datum 1950 (ED50)

Coordinate datum ED50	
Lat: 45.568707	Long: 8.928187

### 6.2 Categoria di sottosuolo

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

$h_i$ : spessore dell' $i$ -esimo strato;

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

$N$ : numero di strati;

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

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse.

Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Nel caso in esame è stata utilizzata la correlazione di Otha e Goto (1978) modificato da Seed et al. (1988):

$$V_s = 53.3 * (N_{60})^{0.17} * z^{0.20} * f_A * f_G$$

dove:

$N_{60}$  = numero di colpi nella prova SPT normalizzato con il rendimento del penetrometro;

$z$  = profondità (m);

$f_A$  = fattore dipendente dall'età geologica (1 per Olocene, 1.3 per Pleistocene);

$f_G$  = fattore dipendente dalla natura del deposito (1 per argille, 1.086 per sabbie fini, 1.066 per sabbie medie, 1.135 per sabbie grossolane, 1.153 per sabbie o ghiaie, 1.448 per ghiaie).

I valori di  $V_s$  derivati per l'ultimo orizzonte geotecnico, sono stati estesi anche al di sotto della massima profondità investigata dalle indagini disponibili, tenuto conto dei dati stratigrafici relativi ai pozzi per approvvigionamento idrico, che mostrano la presenza di terreni ghiaioso sabbiosi analoghi a quelli attraversati dalle indagini fino almeno 30 m di profondità.

Il terreno indagato presenta, valori delle  $V_{s30}$  pari a 215 m/s dal p.c.

Pertanto, tenuto anche conto del modello geologico (Tabella 6) e di quello geotecnico (Tabella 10), i terreni indagati risultano appartenere alla categoria di sottosuolo di tipo C

Tabella 12 - Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione	
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	<input type="checkbox"/>
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	<input type="checkbox"/>
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s	<input checked="" type="checkbox"/>
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.	<input type="checkbox"/>
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.	<input type="checkbox"/>

### 6.3 Condizioni topografiche

Dall'analisi morfologica condotta su base topografica a scala 1: 5000 (carta tecnica comunale) il territorio del sito di interesse risulta essere pianeggiante.

La categoria di sottosuolo del sito è **T1**:

Tabella 13 - Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	<input checked="" type="checkbox"/>
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	<input type="checkbox"/>
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	<input type="checkbox"/>
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	<input type="checkbox"/>

Le categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

### 6.4 Stabilità nei confronti della liquefazione

In accordo a quanto previsto dal D.M. 17/01/18, è possibile escludere il sito dalla verifica di liquefazione se si verifica almeno una delle condizioni di Tabella 14.

Nel caso in oggetto non è necessario eseguire la verifica a liquefazione in quanto, sulla base dei dati disponibili, risultano verificate almeno le circostanze n. 1 e n. 2.

Tabella 14- circostanze di esclusione della verifica a liquefazione

Circostanza		
1	Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g	<input checked="" type="checkbox"/>
2	Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali	<input checked="" type="checkbox"/>
3	depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $q_{c1N}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;	<input type="checkbox"/>
4	distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 8 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 9 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$	<input type="checkbox"/>

Figura 8

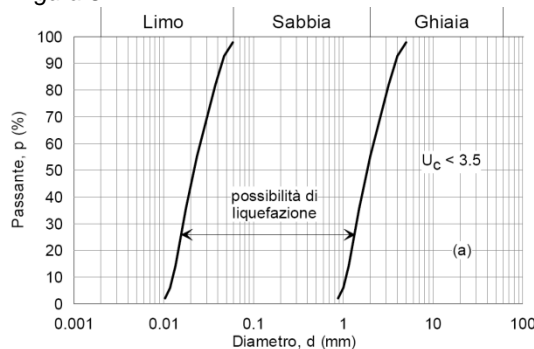
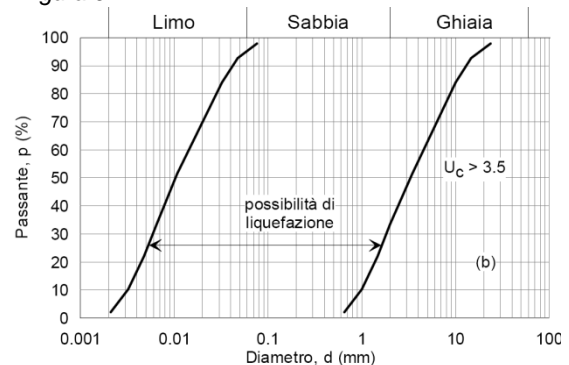


Figura 9



La verifica è stata fatta allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) assumendo i valori tabellati:

- Tabella 1 - Vita nominale  $V_n$
- Tabella 2 - Classi d'uso
- Tabella 11 - Coordinate in European Datum 1950 (ED50)
- Tabella 12 - Categorie di sottosuolo
- Tabella 13 - Categorie topografiche

Si ottiene un valore di accelerazione massima  $a_{max}$  attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero):

$$a_{max} = ag * Ss * St = 0.040g * 1.5 * 1 = 0.06 < 0.1g$$

## 7 Verifica agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE)

### 7.1 Fondazioni superficiali

#### 7.1.1 SLU di tipo geotecnico (GEO) relativi al collasso per carico limite dell'insieme fondazione/terreno

Di seguito vengono definite, per ogni tipologia fondazionale indicata in Tabella 7 i valori di resistenza di progetto  $R_d$  concernenti stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) relativi al collasso per carico limite dell'insieme fondazione/terreno.

Le verifiche sono state effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

Per le valutazioni è stato scelto come valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio del terreno quello dell'orizzonte A.

Tabella 15 - coefficienti parziali per la verifica agli SLU- Approccio 2 ex DM 17/01/18

Stati limite	
- <b>SLU di tipo geotecnico (GEO):</b>	Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno statico e sismico
Approccio progettuale:	Approccio 2 (A1+M1+R3)
Valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio del terreno	$\varphi_k = 33^\circ$ (orizzonte A)
Coefficiente associato alla tangente all'angolo di resistenza al taglio $\varphi_k$	$\gamma_\varphi = 1.0$
Coefficiente associato al peso unità di volume $\gamma$	$\gamma_\gamma = 1.0$
Coefficiente parziale di sicurezza che opera direttamente sulla resistenza $R_d$	$\gamma_R = 2.3$
Valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio del terreno	$\varphi_d = \arctan ((\tan \varphi_k) / \gamma_\varphi) = 33^\circ$

Il calcolo della capacità portante del terreno per fondazioni dirette è stato eseguito con la formula di Brinch-Hansen, applicata considerando il carico verticale su un terreno prevalentemente incoerente (coesione non drenata nulla e angolo di resistenza al taglio  $\varphi > 10^\circ$ ).

La resistenza di progetto  $R_d$  si esprime in termini di capacità portante a rottura del terreno di progetto  $Q_d$  per cui:

$$R_d = Q_d / \gamma_R$$

CORRELAZIONE		REFERENZA
$Q_d = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma + q N_q s_q d_q$		(Brinch-Hansen)
$Q_d$	portata del terreno	
$\gamma$	peso di volume del terreno	
$B$	larghezza della fondazione	
$L$	lunghezza della fondazione	
$q$	$D_f * \gamma_{rip}$ = profondità dello scavo di fondazione x peso di volume del terreno di riporto	
$N_\gamma$ e $N_q$	fattori di capacità portante adimensionali legati all'angolo di resistenza al taglio $\varphi$	
$s_\gamma, s_q$	fattori di forma della fondazione	
$d_q$	fattore dipendente dalla profondità del piano di posa della fondazione	

Le ipotesi fondazionali considerate sono rappresentative di diverse tipologie previste da progetto.

Tabella 16 – Calcolo di  $R_d$  per lo Stato Limite Ultimo – Approccio 2 ex DM 17/01/18

tipologia fondazionale	dimensione fondazione	peso terreno	quota d'imposta delle fondazioni m da 0.0 di prog.	Valore caratteristico	Valore di progetto	$R_d$
	<b>B x L</b>	$\gamma_d$		$\varphi_k$	$\varphi_d$	<b>kPa</b>
nastri	1.0 x 10 m	17 kN/m <sup>3</sup>	-1.5 m	33°	33°	<b>229</b>

Nel caso di azioni sismiche la resistenza di progetto può essere valutata mediante l'estensione della medesima procedura, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione.

Tenuto conto degli esiti dei calcoli delle  $R_d$ , si ritiene che le condizioni di stabilità relativi al collasso per carico limite dell'insieme fondazione/terreno siano soddisfatte per ognuna delle ipotesi fondazionali considerate, a condizione che i relativi valori delle azioni di progetto  $E_d$  siano tali per cui sia soddisfatta la relazione:

$$R_d \geq E_d \text{ (SLU)}$$

dove:

- $E_d$  = valori di progetto dell'azione e dell'effetto dell'azione
- $R_d$  = valori di progetto della resistenza del sistema geotecnico

### 7.1.2 SLU di tipo geotecnico (GEO) relativi allo scorrimento sul piano di posa della fondazione

Le verifiche sono state effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

Tali valori sono assumibili come rappresentativi degli stati ultimi per azioni statiche e sismiche (SLV).

Per la valutazione è stato scelto come valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio quello dell'orizzonte all'interno del quale si sviluppa il contatto fondazione/terreno più cautelativo.

Tabella 17 - coefficienti parziali per la verifica agli SLU - Approccio 2 ex DM 17/01/18

Stati limite	
- <b>SLU di tipo geotecnico (GEO):</b>	Scorrimento sul piano di posa della fondazione
Approccio progettuale:	Approccio 2 (A1+M1+R3)
Valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio del terreno	$\varphi_k = 33^\circ$ (orizzonte A)
Valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio lungo il piano di contatto fondazione/terreno	$\delta_k = 2/3 \varphi_k = 22^\circ$
Coefficiente associato alla tangente all'angolo di resistenza al taglio $\varphi'_k$	$\gamma_\varphi = 1.0$
Coefficiente associato al peso unità di volume $\gamma$	$\gamma_\gamma = 1.0$
Coefficiente parziale di sicurezza che opera direttamente sulla resistenza $R_d$	$\gamma_R = 1.1$
Valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio del terreno	$\delta_d = \arctan((\tan \delta_k)/\gamma_\varphi) = 22^\circ$
Resistenza passiva di progetto opposta dalle pareti di incasso della fondazione	$R_{pd} = 0$

Per tutte le tipologie fondazionali indicate in Tabella 7, i valori di resistenza di progetto  $R_d$  concernenti lo SLU per scorrimento sul piano di posa della fondazione (GEO) in condizioni statiche e sismiche, dovranno essere valutati in base alla seguente espressione:

$$R_d = (G_d \cdot \tan \delta_d + R_{pd})/\gamma_R$$

Dove  $G_d$  è la componente delle azioni di progetto statiche e sismiche normale al piano di appoggio delle fondazioni al terreno.

Tenuto conto di quanto sopra, si ritiene che le condizioni di stabilità relativi allo scorrimento sul piano di posa delle fondazioni siano soddisfatte, a condizione che i relativi valori delle azioni di progetto  $E_d$  siano tali per cui sia soddisfatta la relazione:

$$R_d \geq E_d \text{ (SLU)}$$

dove:

- $E_d$  = valori di progetto dell'azione e dell'effetto dell'azione
- $R_d$  = valori di progetto della resistenza del sistema geotecnico



### 7.1.3 SLU di tipo geotecnico (GEO) relativi alla stabilità globale

La definizione dei valori di Rd relativi alla stabilità globale non è dovuta in quanto il terreno di fondazione non è in pendio.

### 7.1.4 SLE relativi ai cedimenti

Al fine di effettuare le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio, per combinazioni d'azioni statiche e sismiche (SLD), di seguito sono definiti, per ogni tipologia fondazionale indicata, i valori di spostamento verticale (cedimento) subiti dai terreni per effetto delle azioni trasmesse in fondazione.

Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato con il metodo Burland - Burbridge valido per terreni non coesivi.

L'espressione utilizzata per il calcolo è la seguente:

CORRELAZIONE		REFERENZA
<b><math>S = fs fh ft [6'_{vo} B^{0.7} Ic/3+(q' - 6'_{vo}) B^{0.7} Ic]</math></b>		<b>(Burland - Burbridge)</b>
S	cedimento in mm	
fs fh ft	fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti	
$6'_{vo}$	tensione verticale efficace agente alla quota d'imposta della fondazione, in kPa	
B	larghezza della fondazione in m	
Ic	indice di compressibilità pari a $1.706 / (N_1)_{60}^{1.4}$	
q'	pressione efficace lorda in kPa	

La verifica nei confronti degli stati limite di esercizio vien fatta individuando sui grafici carichi/cedimenti esposti di seguito, i valori di cedimento associati alle combinazioni di azioni pertinenti, e valutando l'ammissibilità di tali cedimenti, anche in termini di cedimenti differenziali, con i limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto, tale per cui:

$$C_d \geq E_d$$

dove:

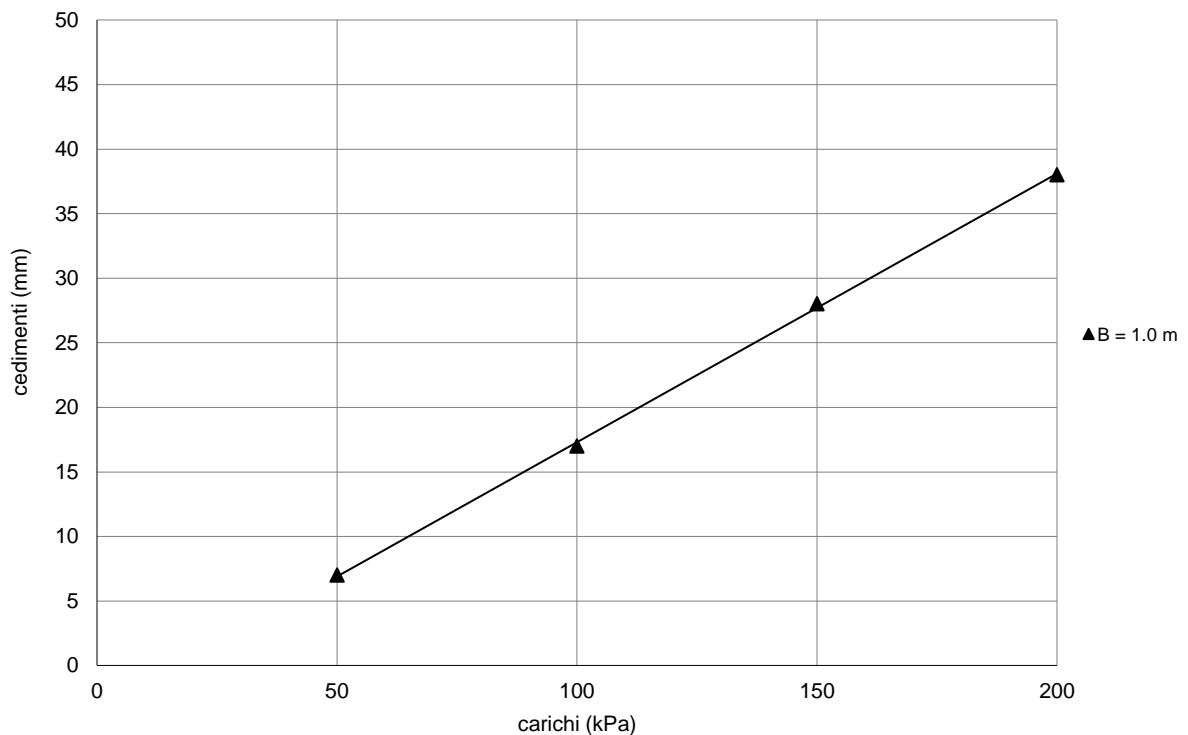
- $E_d$  = valori dell'effetto dell'azione (cedimenti indotti dal carico fondazionale in progetto)
- $C_d$  = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (cedimento ritenuto ammissibile)

Tabella 18 – Simulazioni di calcolo e grafico carichi/cedimenti

DATI DI INGRESSO		
B	larghezza della fondazione	1 m
L	lunghezza della fondazione	10 m
Zw	profondità della falda da piano campagna	20 m
hf	quota della fondazione da 0.0 di prog.	1.5 m
O	orizzonte maggiormente caricato	A
R3,R	Fattore di carico: 0 = carichi statici, 1 = carichi pulsanti	0
t	istante di tempo nel quale si vuole calcolare il cedimento a lungo termine (t > 3 anni)	30
OCR	grado di sovraconsolidazione	1

Carico unitario applicato dalla fondazione (kPa)	Cedimenti assoluti S (mm)
50	7
100	17
150	28
200	38
$K_{vm}$ coeff. di Winkler	0.5 kg/cm <sup>3</sup>

curve carichi/cedimenti assoluti



Assunto  $C_d$  valore limite prescritto dell'effetto delle azioni = 20 mm, si ritiene verifica la condizione  $C_d \geq E_d$ , posto che i carichi agli SLE non siano superiori a 100 kPa.

## 7.2 Fronti di scavo

Le verifiche sono state effettuate applicando la combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1. Per gli scavi fondazionali si assume un valore di resistenza di progetto  $R_d$  in condizioni statiche concernente lo SLU di tipo geotecnico (GEO) del profilo di scavo. In coerenza con quanto indicato nelle NTC 2018 (par. 2.4.1) le verifiche sismiche dei fronti di scavo sono omesse opere con permanenza inferiore a 2 anni.

Tabella 19 - coefficienti parziali per la verifica agli SLU

Stati limite	
- <b>SLU di tipo geotecnico (GEO):</b>	Instabilità del fronte di scavo
Approccio progettuale:	Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)
Valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio del terreno	$\varphi_k = 33^\circ$ (orizzonte A)
Coefficiente associato alla tangente all'angolo di resistenza al taglio $\varphi_k$	$\gamma_\varphi = 1.25$
Coefficiente associato al peso unità di volume $\gamma$	$\gamma_\gamma = 1.0$
Coefficiente parziale di sicurezza che opera direttamente sulla resistenza $R_d$	$\gamma_R = 1.1$
Valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio del terreno	$\varphi_d = \arctan((\tan \varphi_k) / \gamma_\varphi) = 27^\circ$

La resistenza di progetto  $R_d$  si esprime in termini di angolo sull'orizzontale di inclinazione del pendio di progetto  $i_d$  tale per cui

$$R_d = i_d \leq \varphi_d / \gamma_R.$$

pertanto:

$$i_d \leq 25^\circ$$

Le condizioni di stabilità con tale geometria di scavo sono garantite in assenza di fenomeni di alterazione dell'equilibrio statico quali:

- sovraccarichi esistenti o previsti in prossimità del ciglio di scavo;
- saturazione dei terreni ad opera di acque meteoriche o di altra provenienza.

In fase di scavo si può sovente verificare la stabilità di fronti con inclinazioni maggiori di  $i_d$  (ossia più prossime alla verticale). Tali condizioni sono dovute alla presenza di parametri di resistenza al taglio legati all'umidità naturale del suolo e/o a fenomeni di cementazione secondaria, difficilmente quantificabili con i normali metodi geognostici e di conseguenza non introducibili nelle valutazioni *ex ante* di calcolo. La loro durabilità può mantenersi a lungo termine, ma può anche essere rapidamente compromessa per disseccamento dei fronti di scavo esposti, saturazione degli stessi in caso di pioggia, dissoluzione del cemento secondario ad opera di acque di infiltrazione ecc...

Pertanto, nel caso in cui il progettista ritenga opportuno assumere, in alternativa a quella indicata, una inclinazione  $i_d$  più prossima alla verticale, potrà farlo *ex post* sulla base delle osservazioni dei profili di scavo eseguiti, ed a condizione che tenga adeguatamente conto delle caratteristiche di labilità dei parametri di resistenza al taglio. Ne consegue che tale procedura sarà ammissibile solo per scavi provvisori e comunque di breve durata, e predisponendo idonee misure di protezione e manutenzione, come la copertura dei fronti di scavo con teli impermeabili. In ogni caso tale inclinazione non dovrà superare, in termini di verticalità, il valore di  $45^\circ$ .

## 8 Conclusioni

### 8.1 Fattibilità geologica

Lo studio geologico di PGT classifica oggetto d'intervento edilizio in classe di fattibilità geologica 2 (classe di fattibilità con modeste limitazioni) a causa dell'alta vulnerabilità dell'acquifero superficiale (Figura 4).

### 8.2 Modello geologico

- morfologia:	pianeggiante
- litologia:	terreni incoerenti a matrice prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa di deposizione fluvioglaciale e fluviale
- idrogeologia	i terreni sono sede di una falda freatica con soggiacenza superiori a 20 metri dal p.c.
- idraulica	il sito è esterno agli azzonamenti di pericolosità idraulica definiti dalla DGR X/6738 del 19/06/2017 in attuazione del piano di gestione dei rischi di alluvione (PGRA – Direttiva Alluvioni)
- sismica	l'area ricade in Zona Sismica 4 in PSL "Z4a"
- fattibilità geologica	fattibilità geologica 2 (classe di fattibilità con modeste limitazioni, connesse alla vulnerabilità idrogeologica dell'acquifero)

### 8.3 Modello geotecnico

Unità	Profondità (m dallo 0.0 di progetto)	N <sub>1</sub> medio	Densità relativa (%)	Angolo di resistenza al taglio $\varphi_k$ (°)	Litologia	Regime delle pressioni interstiziali
A	0.0 – 5.6	10	35% (sciolta)	33°	Terreni incoerenti naturali e/o di riporto	Insaturo
B	5.6 → 7.1	>60	85% (densa)	40°		Soggiacenza maggiore di 20 m

### 8.4 Categoria di sottosuolo

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

## 8.5 Condizioni topografiche

T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
----	--

## 8.6 Stabilità nei confronti della liquefazione

Il sito non è soggetto a verifica a liquefazione.

## 8.7 Prescrizioni ed indicazioni

### **Fondazioni superficiali**

Le ipotesi fondazionali di progetto (rif. Tabella 7) risultano soddisfare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio, a condizione che le azioni di progetto  $E_d$  rientrino entro i limiti indicati al Par. 7.1.

I dati documentali indicano una soggiacenza attuale della falda a profondità superiori a 20 m dal piano campagna, pertanto, si esclude la possibilità di interferenza della falda sia diretta, che indiretta (per risalita della frangia capillare) con le opere in progetto.

### **Fronti di scavo**

Nell'esecuzione di scavi oltre il normale scolturo, le verifiche geotecniche indicano una un'inclinazione massima della parete di scavo rispetto al piano orizzontale pari a  $25^\circ$ .

Nel caso in cui il progettista ritenga opportuno assumere, in alternativa a quella indicata, una inclinazione più prossima alla verticale, potrà farlo *ex post* sulla base delle osservazioni dei profili di scavo eseguiti, ed a condizione che tenga adeguatamente conto delle caratteristiche di labilità dei parametri di resistenza al taglio. Ne consegue che tale procedura sarà ammissibile solo per scavi provvisori e comunque di breve durata, e predisponendo idonee misure di protezione e manutenzione, come la copertura dei fronti di scavo con teli impermeabili. In ogni caso tale inclinazione non dovrà superare, in termini di verticalità, il valore di  $45^\circ$

Qualora si rendessero necessari fronti di scavo con inclinazioni maggiori, si dovrà provvedere alla messa in opera di idonee strutture di sostegno, il cui dimensionamento potrà essere effettuato sulla base della modellazione geotecnica fornita in questo elaborato.

Nel caso in cui lo scavo comporti presenza di sovraccarichi stabili o accidentali in prossimità del ciglio (edifici esistenti, accumuli di materiali, passaggio di mezzi ecc...), o interferenza con la falda freatica, dovranno comunque essere ridefinite le condizioni di stabilità del fronte di scavo mediante apposite valutazioni di calcolo.

Settimo Milanese, febbraio '23

Il Tecnico  
Geol. Claudio Franzosi

- 
- <sup>1</sup> Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT del Comune di Canegrate - Studio di Geologia – Consulenze e Servizi - Dott. Luca Luoni, ottobre 2010
- <sup>2</sup> TISSONI A. (1987): *La prova S.P.T e S.C.P.T a confronto ....* Geologia Tecnica n. 4/87
- <sup>3</sup> JAMIOLKOWSKI M. et all. (1985): *New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils*. Proc. XI ICSMFE, Vol. 1, San Francisco
- <sup>4</sup> CESTARI F. (1990): *Prove geotecniche in sito – Geo-graph s.n.c - Segrate*
- <sup>5</sup> GIBBS - HOLTZ (1957): *Research on determining the density of sands by Spoon Penetration Testing*, Proc. IV ICSMFE, London
- <sup>6</sup> SCHMERTMANN J.H. (1978): *Guidelines for Cone Penetration Test performance and design*. Report n.78-209, U.S. Dep. of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C.

# ALLEGATO 1

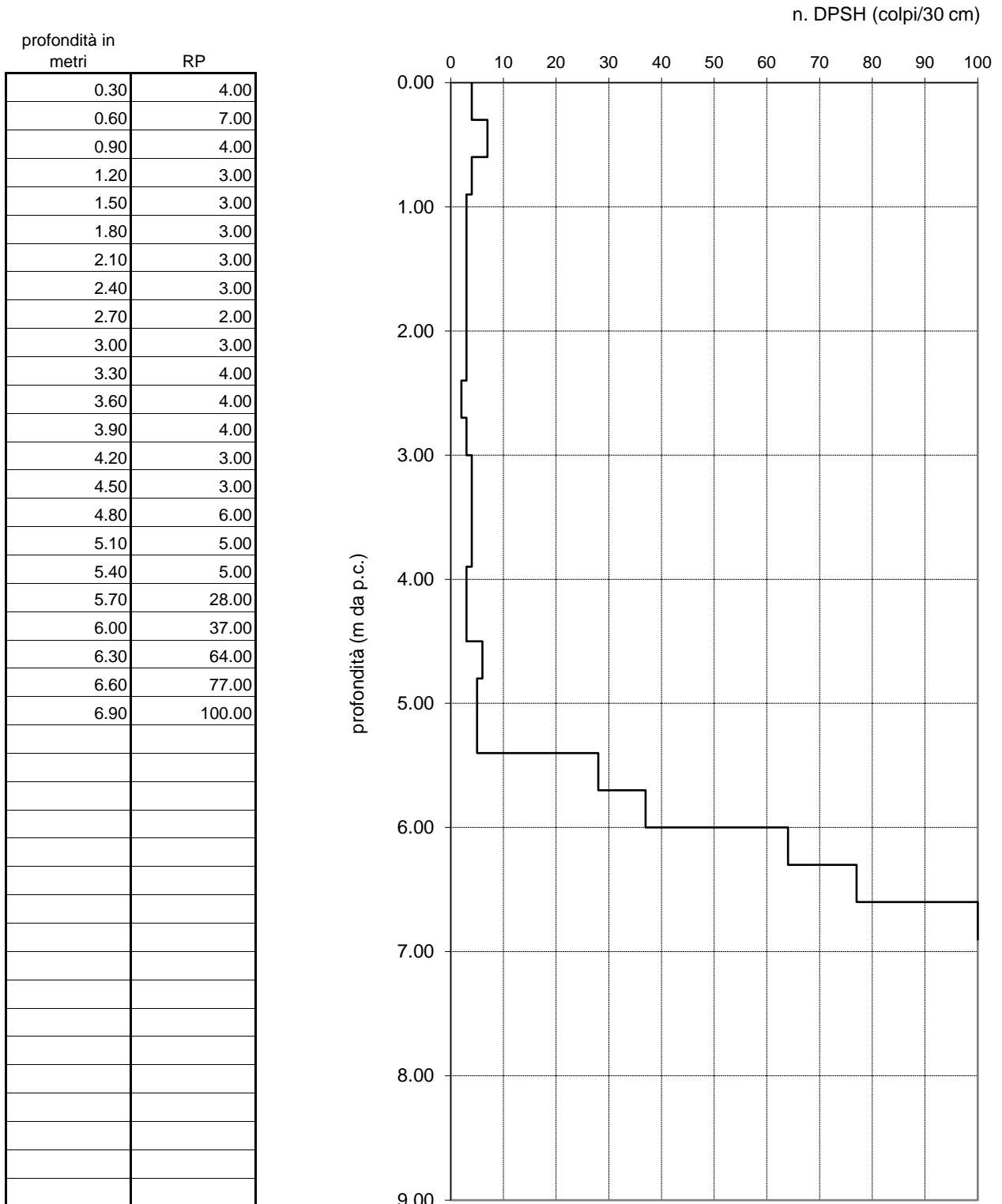
## INDAGINI GEOGNOSTICHE

# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA DI RESISTENZA

P1

committente: Sig.re Ferrè  
lavoro rif.: 223  
località: Via Magenta Canegrate

data prova: 20/01/2023  
quota di riferimento: 0.0 di prog.  
prof. falda: n.r.



Comune di Canegrate prot. n. 0018571 del 21-12-2023 Cat 6 Cl. 3

Grafico 1

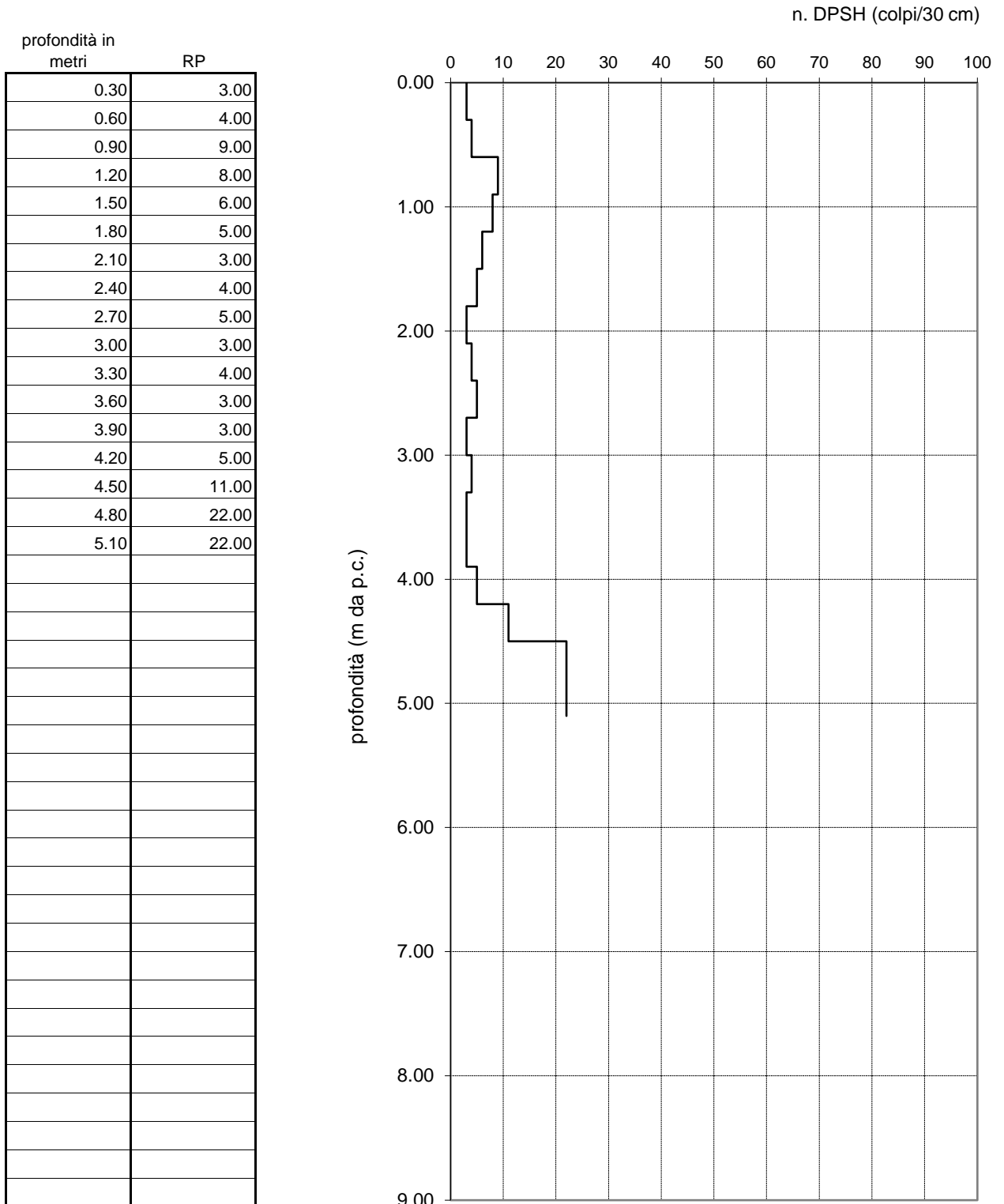


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

**P2**

committente: Sig.re Ferrè  
 lavoro rif.: 223  
 località: Via Magenta Canegrate

data prova: 20/01/23  
 quota di riferimento: 0.0 di prog.  
 prof. falda: n.r.



Comune di Canegrate prot. n. 0018571 del 21-12-2023 Cat 6 Cl. 3

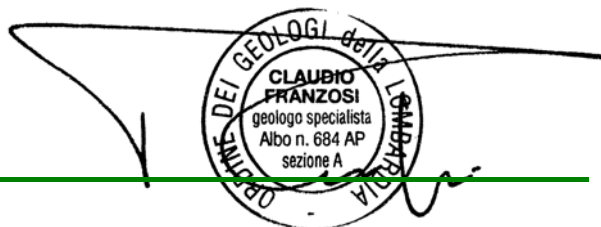


**SIG.RA FERRE' ROSALBA  
SIG.RA FERRE' GIUSEPPINA**

**Piano attuativo per la realizzazione di APC 04  
in via Magenta, Canegrate (MI)  
(Fig. 8 mapp. 371)**

**DETERMINAZIONE DELLA CONDUCIBILITA' IDRAULICA DEL TERRENO  
secondo i criteri di cui all'Allegato F del R.R. n. 7/2017 e s.m.i.**

Consegna: via mail [pietropaolo.montoli@tin.it](mailto:pietropaolo.montoli@tin.it)  
via mail [aldo.casero@gmail.com](mailto:aldo.casero@gmail.com)



Committente:

**SIG. RA FERRÈ ROSALBA, FRRRLB45C53B593R, NATA A CANEGRATE IL 13/03/1945, VIA GARIBALDI, 27, CANEGRATE (MI)**

**SIG. RA FERRÈ GIUSEPPINA, FRRGPP52D66E514C, NATA A LEGNANO IL 26/04/1952, LARGO GIOVANE ITALIA, 2 - CANEGRATE**

<b>Designazione dell'opera</b> Piano attuativo per la realizzazione di APC 04 in via Magenta, Canegrate (MI) (Fig. 8 mapp. 371)		Data FEBBRAIO '23 aggiornamento	
<b>Oggetto</b> DETERMINAZIONE DELLA CONDUCIBILITA' IDRAULICA DEL TERRENO SECONDO I CRITERI DI CUI ALL'ALLEGATO F DEL R.R. N. 7/2017 E S.M.I.		n. disegno	
Disegnatore G.F.	Geol. senior C.F.	Ing. collab. G.F.	Rif. 223 INV.DOCX



## Sommario

<b>1</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO .....</b>	<b>3</b>
1.1	GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	3
1.2	.....	3
1.3	IDROGEOLOGIA .....	4
<b>2</b>	<b>DETERMINAZIONE DELLA CONDUCIBILITÀ IDRAULICA.....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>8</b>

Allegato 1: elaborazione prove Lefranc

# 1 Inquadramento geologico e idrogeologico

Ai fini dell'inquadramento geologico, idrogeologico e sismico, è stato consultato lo studio geologico di PGT del Comune di Canegrate<sup>1</sup>.

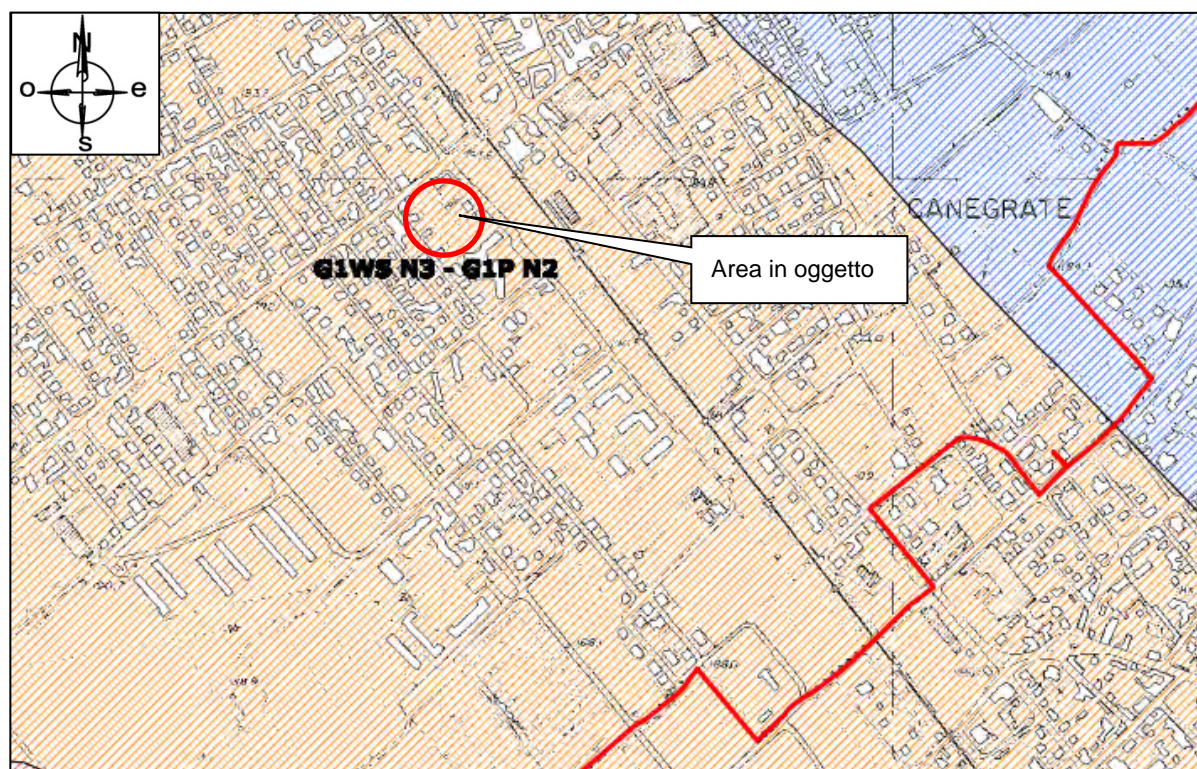
## 1.1 Geologia e geomorfologia

### 1.2

I terreni e le forme locali appartengono al contesto deposizionale fluviale quaternario (Depositi fluvioglaciali e fluviali Wurmiani), caratterizzato dall'affioramento di litologie incoerenti, costituite prevalentemente da ghiaie con sabbie (Figura 1).

Il territorio comunale occupa una posizione settentrionale nell'ambito della media pianura milanese ed è caratterizzato da una morfologia sub pianeggiante, con quote topografiche che degradano verso sud, influenzata dai processi quaternari di deposizione fluvioglaciale e fluviale. La morfologia del territorio comunale è caratterizzata da una piana fluvioglaciale, alternata alla piana alluvionale determinatasi per l'azione del Fiume Olona: il reticolo idrografico del territorio in esame è costituito infatti principalmente da questo corso d'acqua, che occupa la sua porzione nord / nord-orientale.

Figura 1: Estratto della carta geologica dello studio geologico di PGT.



#### Depositi Fluvioglaciali e fluviali Wurmiani (Pleistocene superiore)

	<p><b>G1WS N3</b> Ghiaie ben gradate con sabbia, non calcaree di spessore esiguo</p> <p><b>G1WS N3 - G1P N2</b> Ghiaie ben gradate con sabbia, non calcaree Ghiaie poco gradate, non calcaree</p> <p><b>G1WS N2</b> Ghiaie ben gradate con sabbia, non calcaree</p>
--	---

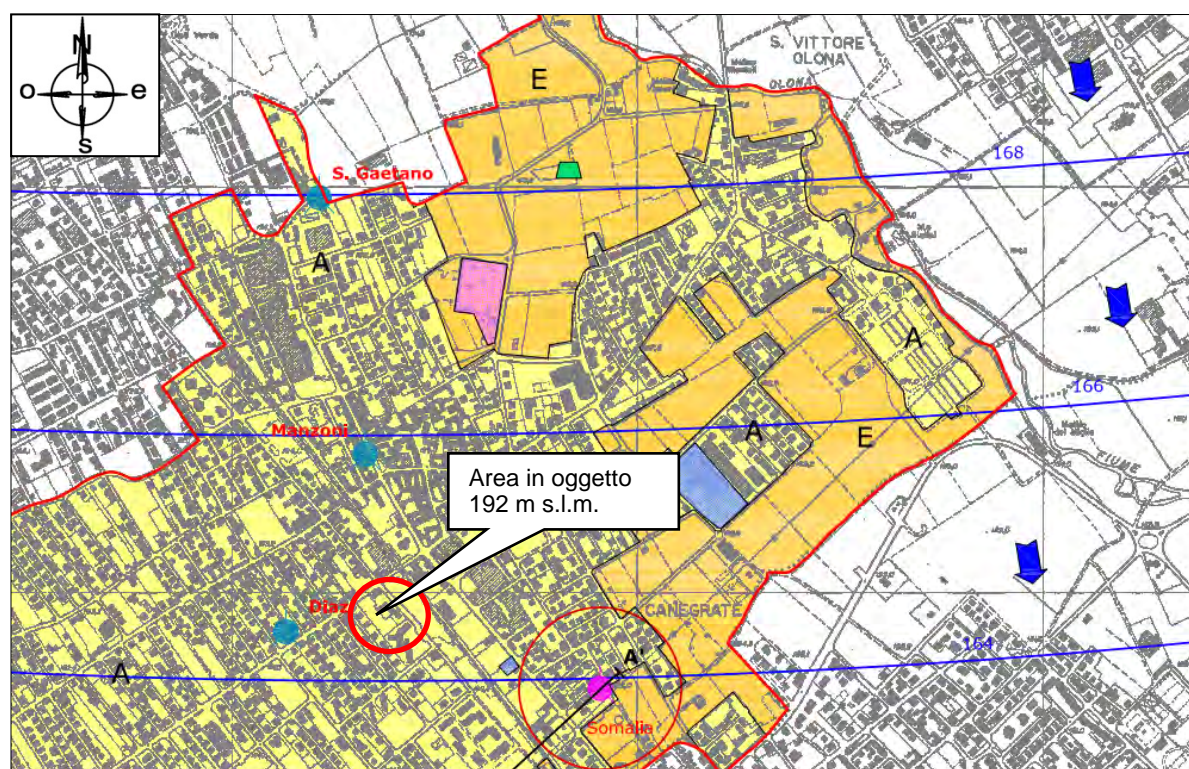
### 1.3 Idrogeologia

La struttura idrogeologica locale riferita alla *Classificazione degli Acquiferi Padani* riportata nel sistema informativo della Regione Lombardia, individua localmente la presenza del *gruppo acquifero A* il cui limite basale è indicato alla quota di circa 120 m s.l.m. (circa 65 m dal p.c.) e che costituisce la sede di una falda freatica di tipo libero.

Lo studio geologico di PGT indica una piezometria della falda tradizionale, desunta dai dati del S.I.A. (Sistema Informativo Ambientale della Provincia di Milano) riferiti al mese di Settembre dell'anno 2010, caratterizzata da una direttrice N-S con vergenza verso S, con isopiezometriche disposte all'incirca parallelamente in direzione E-O. Le quote piezometriche nel territorio in esame variano da circa 170 m s.l.m. (settore N) a circa 158 m s.l.m. (settore S), con un gradiente idraulico medio variabile tra il 4 e il 6‰.

Nell'area in oggetto (quota stradale pari a 192 m s.l.m.), la soggiacenza risulta maggiore di 20 m dal p.c.

Figura 2: Estratto della carta idrogeologica dello studio geologico di PGT.



- A
**Vulnerabilità alta**  
 Soggiacenza di falda compresa tra i 20 e i 25 m. da p.c.  
 Suoli da profondi a moderatamente profondi su substrato ghiaioso - sabbioso.  
 Permeabilità elevata, infiltrazione ridotta per la presenza di aree urbanizzate
  
- E
**Vulnerabilità molto alta**  
 Soggiacenza di falda compresa tra i 20 e i 25 m. da p.c.  
 Suoli da profondi a moderatamente profondi su substrato ghiaioso - sabbioso.  
 Permeabilità elevata, infiltrazione favorita dalla ridotta estensione delle superfici impermeabili

La dinamica nel tempo delle variazioni della superficie piezometrica è illustrata dai grafici dalle misure di livello effettuate a cadenza mensile dal CAP di Milano sul pozzo 003 di Sedriano e dalla Provincia di Milano su uno dei piezometri della rete di monitoraggio degli ambiti estrattivi.

## 2 Determinazione della conducibilità idraulica

In data 20/01/2023 è stata effettuata una prova Lefranc (L1), allo scopo di misurare la conducibilità idraulica orizzontale del terreno.

La prova di permeabilità è stata condotta all'interno del foro di sondaggio eseguito utilizzando un penetrometro Pagani cingolato, avendo rivestito le pareti del foro con tubo di rivestimento per tutto il tratto non interessato dalla prova e creando una tasca, avente spessore pari a 0,10 m, necessaria per instaurare un regime di filtrazione all'interno del terreno.

Essendo fuori falda, preventivamente è stato saturato il terreno, in modo da stabilire un regime di flusso permanente.

La prova è stata eseguita a carico variabile, secondo le modalità seguenti:

- riempimento con acqua del foro fino ad una quota stabilita;
- interruzione dell'immissione di acqua
- misura del livello dell'acqua all'interno del tubo a intervalli predefiniti, fino all'esaurimento del medesimo o al raggiungimento del livello di falda.

Il coefficiente di permeabilità K (m/s) può essere determinato utilizzando la seguente formula:

$$K = A / (F \cdot T)$$

dove:

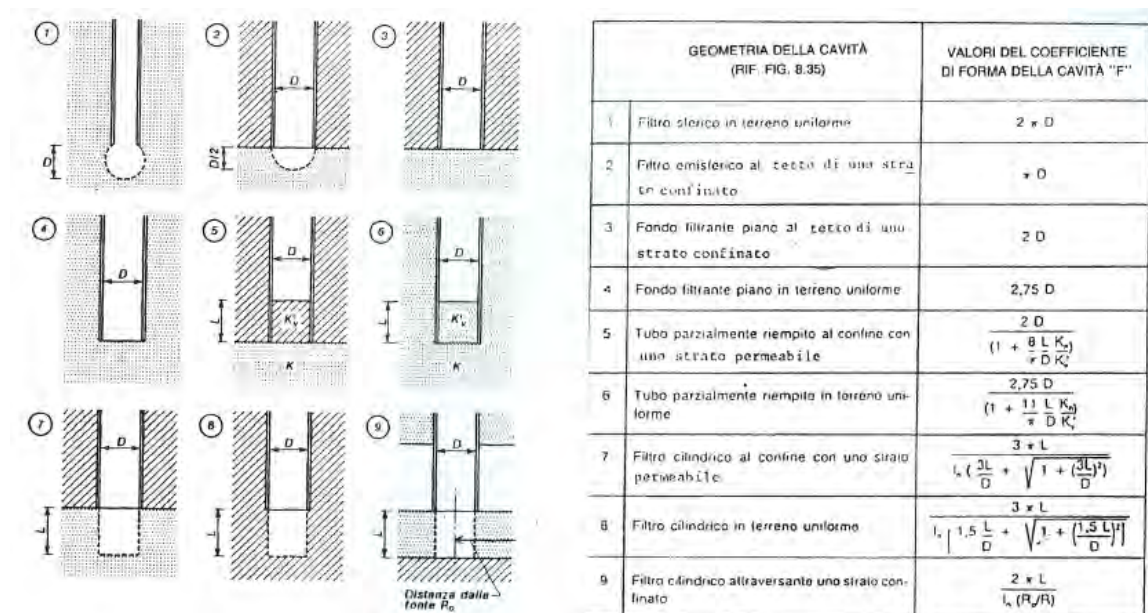
A = area della sezione trasversale del foro al livello dell'acqua (m<sup>2</sup>)

F = fattore di forma che dipende dalla geometria della prova (m)

T = tempo di riequilibrio (basic time-lag) (s)

Il calcolo del fattore di forma F viene eseguito con la soluzione analitica indicata da Hvorslev (1951), scelta in base alla geometria della prova. Nello specifico si è utilizzato il fattore di forma n.8 - "filtro cilindrico terreno omogeneo" (Figura 3).

Figura 3: Schemi e soluzioni per il coefficiente di forma (Hvorslev 1951, Wilkinson 1968)



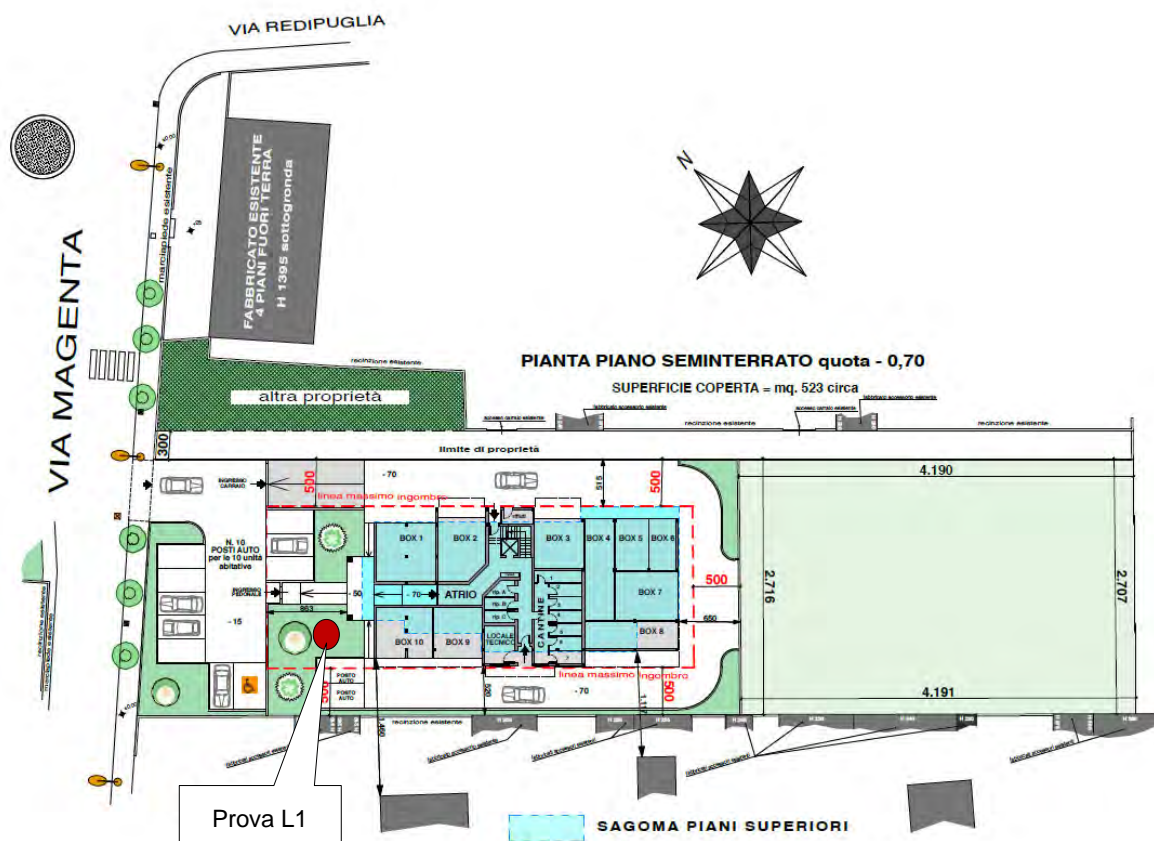
Per la determinazione di T si devono diagrammare i valori del rapporto  $h/h_0$ , in scala logaritmica, con i corrispondenti valori di tempo  $t$  in scala decimale ( $t = 0$  all'inizio della prova quando  $h/h_0 = 1$ , essendo  $h$  l'altezza misurata e  $h_0$  l'altezza iniziale).

Si traccia poi la retta che meglio collega i punti sperimentali diagrammati. In qualche caso, i punti sperimentali per valori di  $h/h_0$  vicini ad 1 possono seguire una curva; ciò deve essere trascurato e la linea retta va tracciata attraverso i restanti punti. Si disegna quindi una retta parallela a quella precedente, ma che passa per l'origine degli assi ( $h/h_0 = 1$ ;  $t = 0$ ).

Il valore del tempo  $t$  letto in corrispondenza del rapporto  $h/h_0 = 0.37$  è il valore richiesto del tempo di riequilibrio T.

In Allegato 1 è riportata l'elaborazione della prova eseguita, effettuate su una verticale a circa 2.3 m dal p.c.

Figura 4: ubicazione della prova Lefranc



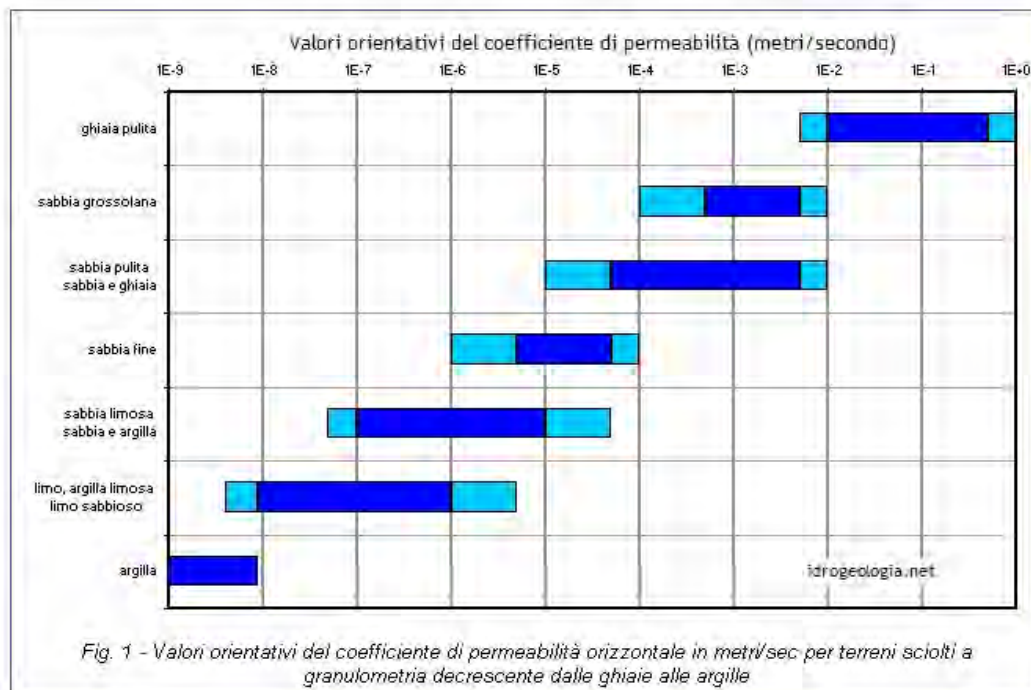
La prova ha permesso di determinare un valore di permeabilità del terreno pari a:

$$k_s = 8.78 \times 10^{-4} \text{ m/s}$$

Tali valori in letteratura sono associati a sabbie e ghiaie.

Nella seguente tabella si riassumono i valori tipici del coefficiente di permeabilità:

Figura 5: valori orientativi del coefficiente di permeabilità





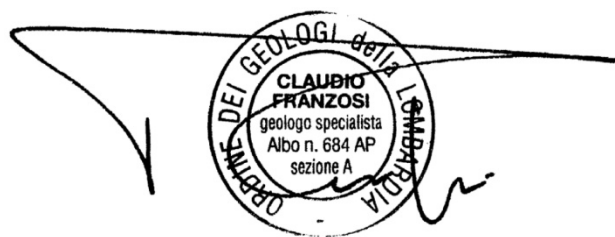
### 3 Conclusioni

Assunte le evidenze di campo e tenuto conto degli esiti ottenuti dalle prove di permeabilità di tipo Lefranc, per il sito in esame si indica il seguente valore di conducibilità idraulica:  $8.78 \times 10^{-4}$  m/s (in letteratura associato a ghiaie e sabbie).

Settimo Milanese, febbraio '23

Il Tecnico

Geol. Claudio Franzosi

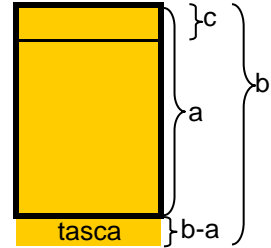


<sup>1</sup> Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT del Comune di Canegrate - Studio di Geologia – Consulenze e Servizi - Dott. Luca Luoni, ottobre 2010

**Prova Lefranc a carico variabile**

**Diametro interno rivestimento** 0.07 m  
**Spessore del tratto interessato dalla prova** 0.1 m b-a  
**Profondità della scarpa di rivestimento da testa tubo** 2.98 m b  
**Profondità del foro da testa tubo** 2.88 m a  
**Altezza della testa del tubo sopra il piano campagna** 0.6 m c  
**Profondità della prova** 2.38 m b-c

t (sec)	Wf (m)	h (Wi-Wf)	h/h <sub>0</sub>
0	2	0.88 = h <sub>0</sub>	1.000
4	2.4	0.48	0.545
7	2.56	0.32	0.364



T	7	s
F	0.6	m
A	3.85E-03	mq
K	8.78E-04	m/s

