

---

**Comune** MONTANASO LOMBARDO

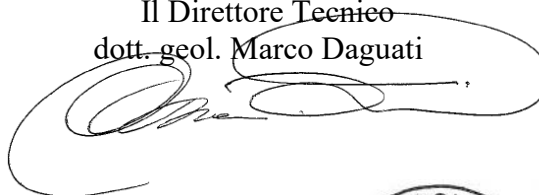
**Provincia** LODI

**Committente** **Sig. Gianluigi Croci**

**Oggetto** **Ampliamento capannone esistente in Comune di Montanaso Lombardo, via Belgiardinetto: RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA**

**Data** 10 febbraio 2020

Il Direttore Tecnico  
dott. geol. Marco Daguati



## INDICE

PREMESSA.....	3
PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO .....	4
1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico.....	4
1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria .....	5
1.3 Inquadramento sismico.....	5
1.4 Pericolosità idraulica .....	5
1.5 Vincoli e fattibilità geologica .....	6
ALLEGATI 1 - 5 .....	6
PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO .....	12
2.1 Analisi sismica di secondo livello .....	13
2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica .....	16
2.3 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione .....	18
PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO.....	22
3.1 Indagine geognostica: modalità esecutive e criteri interpretativi.....	22
3.2 Modello geotecnico di riferimento .....	28
3.3 Valutazione degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) geotecnico: stima della capacità portante e dei cedimenti dei terreni di fondazione .....	30
3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive .....	33
ALLEGATO 6 – Ubicazione delle indagini .....	35
ALLEGATO 7 – Prove penetrometriche .....	36

## **PREMESSA**

In seno al progetto di ampliamento di un capannone esistente in Comune di Montanaso Lombardo, la scrivente Società ha ricevuto l'incarico di definire le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche dei terreni per un corretto dimensionamento delle strutture di fondazione ai sensi del D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

L'indagine geognostica si è avvalsa di due prove penetrometriche, programmate sulla base della vigente normativa relativa alle indagini sui terreni e realizzate secondo quanto specificato nelle "Raccomandazioni sulla Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" a cura della Associazione Geotecnica Italiana (1977), oltre ad una specifica indagine geofisica per definire l'azione sismica di progetto.

Nella seguente figura è indicata l'area di intervento.



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

## PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO

### 1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

Nell'area di intervento affiorano solo depositi continentali di origine fluviale e fluvio-glaciale che, in questa zona, sono caratterizzati da condizioni di giacitura decisamente uniformi.

L'assetto geomorfologico del territorio comunale di Montanaso Lombardo è caratterizzato da una serie di terrazzi morfologici, dovuti ad un'alternanza di fenomeni di erosione e sedimentazione del Fiume Adda, oggi fortemente rimaneggiati dall'attività antropica (asportazione di materiale inerte e realizzazione di opere idrauliche).

Per una corretta individuazione delle unità affioranti, in *Figura 2* si riporta uno stralcio della Carta Geologica d'Italia, dalla quale si evince come i depositi di substrato appartengano alle alluvioni oloceniche dell'ampia valle del fiume Adda.

In tale contesto la natura granulometrica dei depositi affioranti non è stata oggetto di osservazioni dirette; tuttavia lo studio geologico del PGT (*Allegato 1 e Allegato 2*) suggerisce la presenza di “sabbie e ghiaie con esili e discontinue coperture limo-argillose generalmente limitate al 1 m di profondità”.

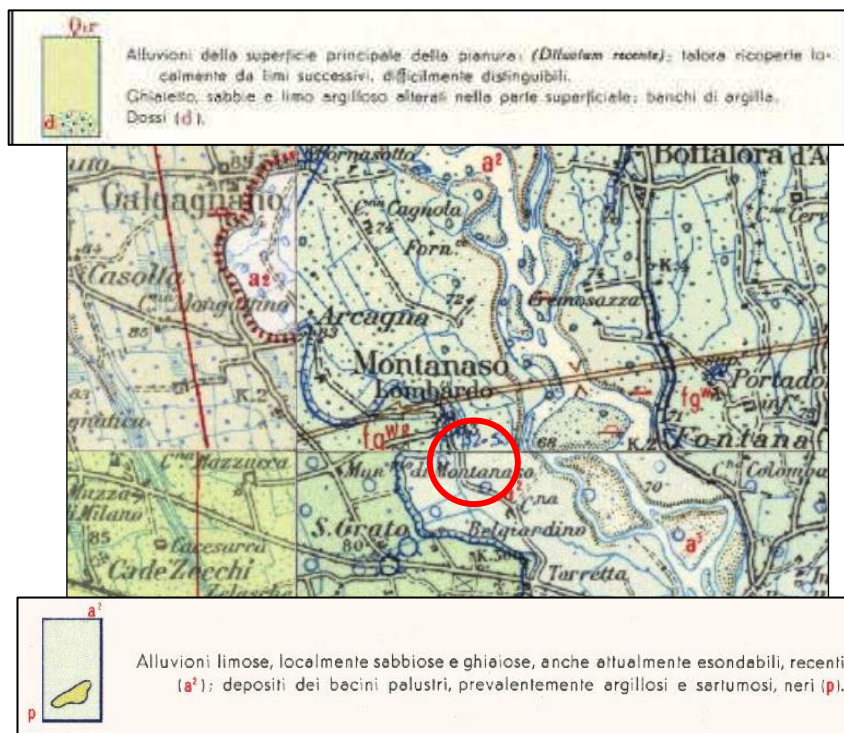


Figura 2 – Stralci tratti da: Carta Geologica d'Italia - Fogli n.45 “Milano”, n. 46 “Treviglio”, n. 59 “Pavia” e n. 60 “Piacenza”.

## 1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria

Nell’ambito del settore di pianura analizzato, il sottosuolo è assimilabile ad un materasso alluvionale in cui i corpi acquiferi, di natura prevalentemente sabbiosa, si alternano a depositi impermeabili, definendo un complesso acquifero di tipo “multifalda”.

Secondo la “Carta idrogeologica” del P.G.T. di Montanaso Lombardo (*Allegato 2*), la falda superficiale ha una direzione di flusso orientata verso settori orientali, influenzata dall’effetto drenante del fiume Adda, e una soggiacenza a limitata profondità (<2 m dal piano campagna).

## 1.3 Inquadramento sismico

Per quanto concerne la classificazione sismica, la D.g.r. n. X/2129 del 16 luglio 2014 della Regione Lombardia classifica il Comune di Montanaso Lombardo in *zona sismica 3* (*Figura 3*).

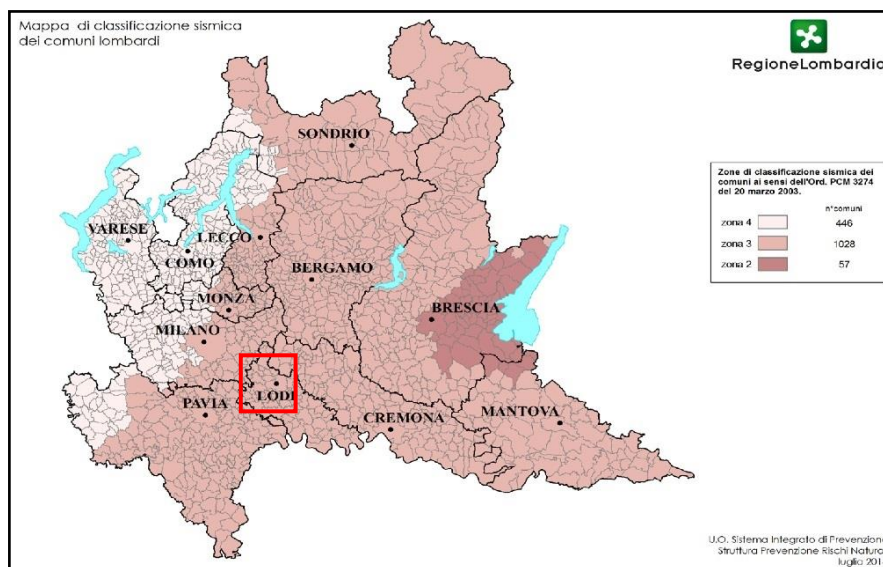


Figura 3: Classificazione sismica dei comuni della Lombardia (D.g.r. n. X/2129 del 11 luglio 2014).

## 1.4 Pericolosità idraulica

Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni “PGRA” (in *figura 3* uno stralcio della “Mappa della Pericolosità Idraulica”) individua uno scenario di pericolosità rara (L) per inondazione dal reticolo idrografico (Fiume Adda); esso coincide di fatto con la fascia C del PAI.

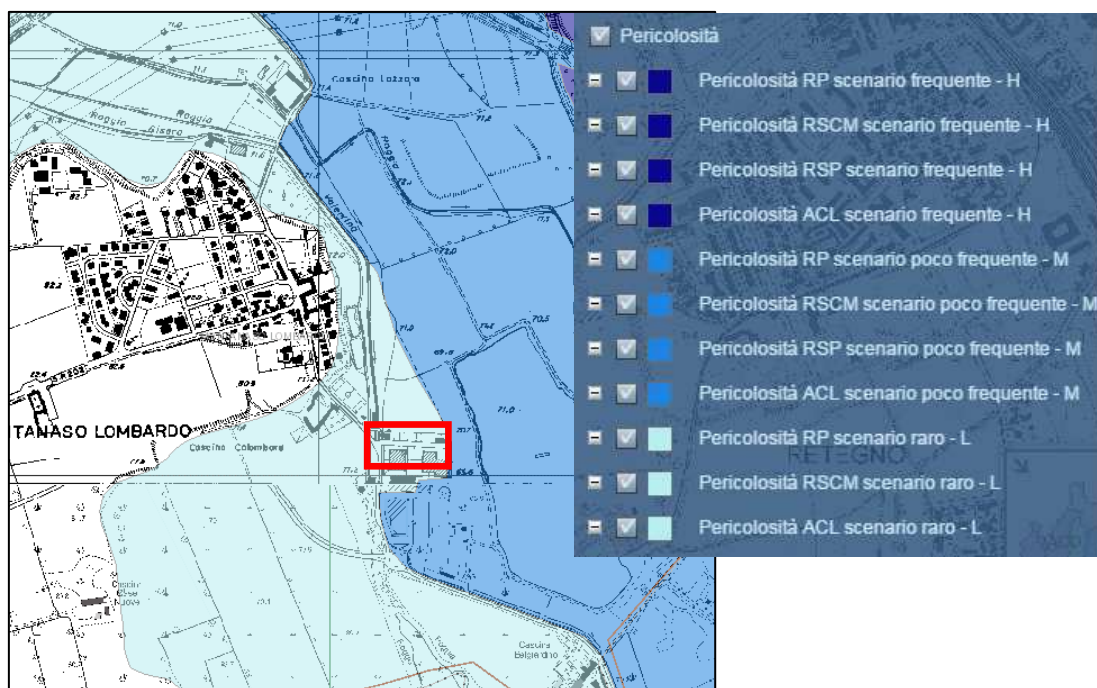


Figura 3 – Stralcio della “Mappa della Pericolosità Idraulica” tratta dal P.G.R.A. dell’Autorità di Bacino del Fiume Po.

## 1.5 Vincoli e fattibilità geologica

L’area d’intervento ricade in Fascia C del PAI e in “Ambito di recepimento delle indicazioni del PTC del Parco Adda Sud” (Allegato 4).

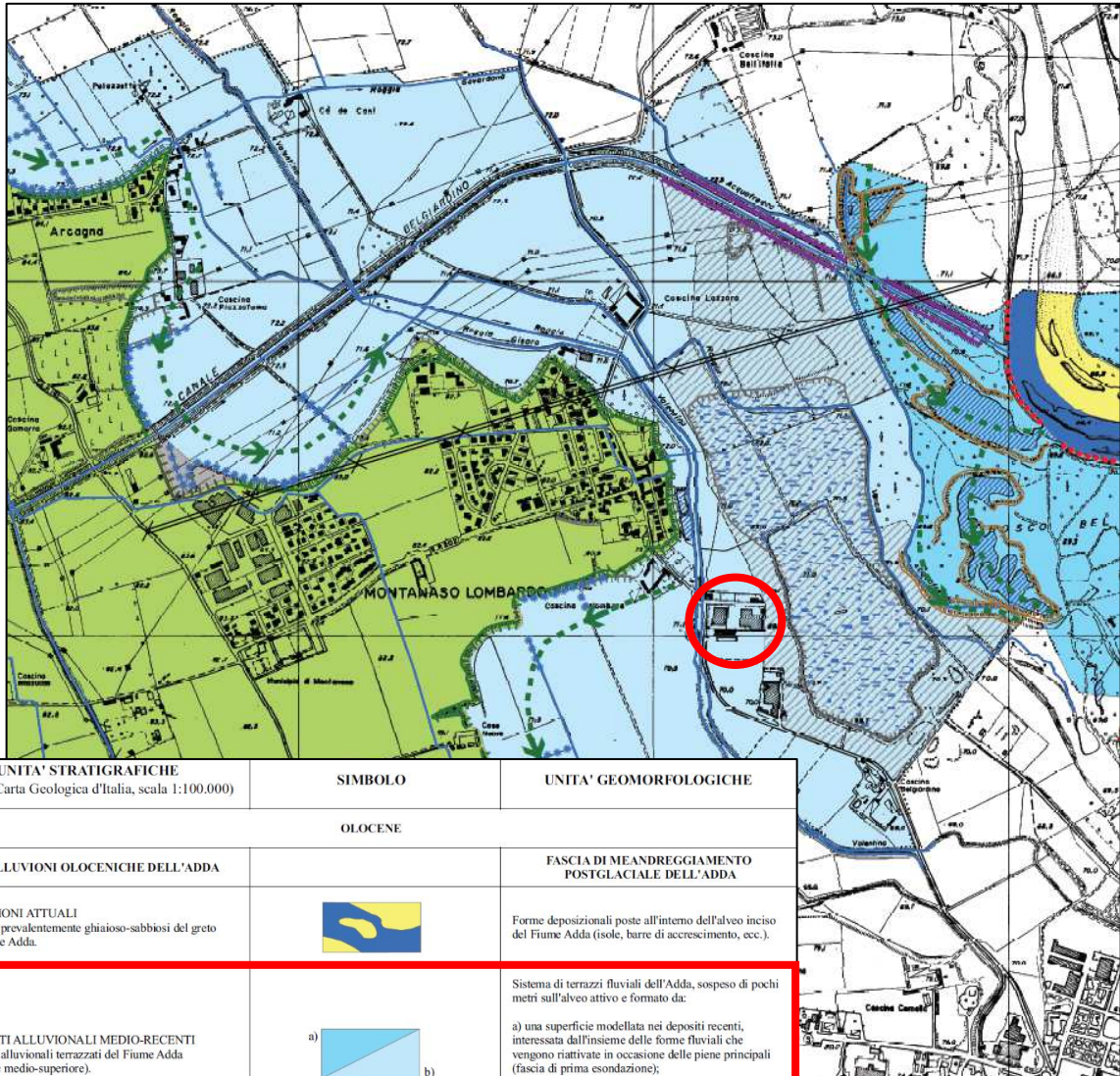
Nell’ambito della fattibilità geologica, l’area è azionata in **Classe 3 – fattibilità con consistenti limitazioni: sottoclasse 3C**, derivante dalla “bassa soggiacenza di falda e vulnerabilità intrinseca dell’acquifero superficiale” e in **sottoclasse 3H**, soggetta a “rischio idraulico-idrogeologico per allagamento diretto o indiretto in caso di piena dell’Adda” (Allegato 5).

## ALLEGATI 1 - 5

(Tratti da: “Comune di Montanaso Lombardo – Piano di Governo del Territorio: Studio geologico, geotecnico e sismico, anno 2013)

- Allegato 1: Carta geologica e geomorfologica
- Allegato 2: Carta pedologica e di prima caratterizzazione litotecnica
- Allegato 3: Carta idrogeologica
- Allegato 4: Carta dei vincoli
- Allegato 5: Carta di fattibilità delle azioni di piano

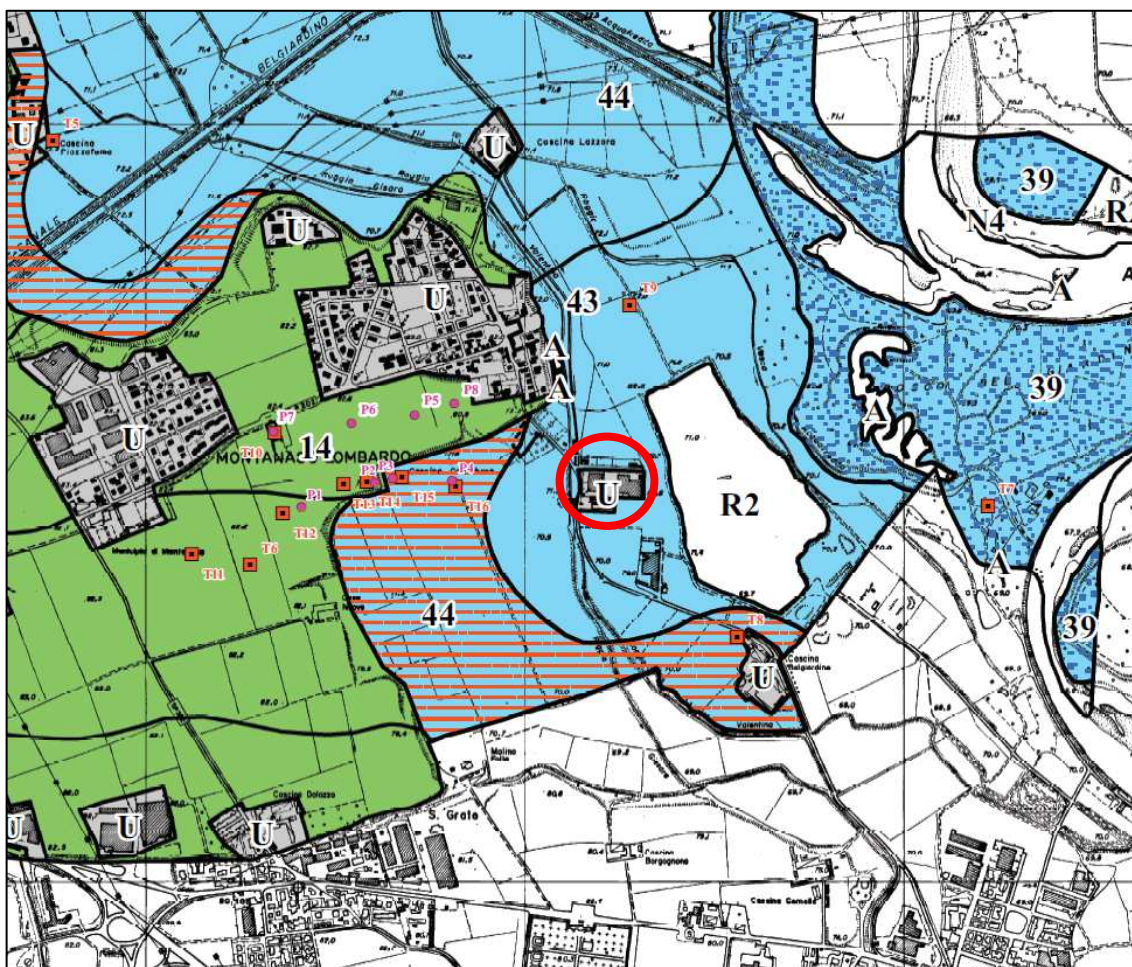
## Allegato 1 – Carta geologica e geomorfologica



UNITA' STRATIGRAFICHE (dalla Carta Geologica d'Italia, scala 1:100.000)	SIMBOLO	UNITA' GEOMORFOLOGICHE
<b>OLOCENE</b>		
ALLUVIONI OLOCENICHE DELL'ADDA		FASCIA DI MEANDREGGIAMENTO POSTGLACIALE DELL'ADDA
ALLUVIONI ATTUALI Depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi del greto del Fiume Adda.		Forme deposizionali poste all'interno dell'alveo inciso del Fiume Adda (isole, barre di accrescimento, ecc.).
DEPOSITI ALLUVIONALI MEDIO-RECENTI Depositi alluvionali terrazzati del Fiume Adda (Olocene medio-superiore).	a)  b)	Sistema di terrazzi fluviali dell'Adda, sospeso di pochi metri sull'alveo attivo e formato da: a) una superficie modellata nei depositi recenti, interessata dall'insieme delle forme fluviali che vengono riattivate in occasione delle piene principali (fascia di prima esondazione); b) una superficie generalmente indisturbata dalla dinamica fluviale, parzialmente esposta a inondazioni in caso di piene straordinarie.
<b>PLEISTOCENE</b>		
FLUVIOGLACIALE WURM Alluvioni fluvio-glaciali e fluviali, prevalentemente sabbiose, con lenti limose e sottili livelli ghiaiosi e con strato di alterazione superficiale di debole spessore, generalmente brunastro.		Livello Fondamentale della Pianura (o Piano Generale Terrazzato): superficie erosiva polifasica modellata nei corpi sedimentari formati per aggradazione fluviale durante il Pleistocene.

ELEMENTI STRUTTURALI MODELLATI NEL SUBSTRATO PRE-QUATERNARIO	
Asse di sinclinale sepolta.	
PRINCIPALI ELEMENTI MORFOLOGICI	
Scarpate morfologiche al margine dei principali ripiani terrazzati (a); scarpate secondarie riconducibili a forme di erosione fluviale relitte o quiescenti (b).	a)  b)
Traccia planimetrica di antico percorso fluviale.	
Depressioni morfologiche naturali con acque di falda affiorante o subaffiorante, riconducibili ad antichi percorsi fluviali ("tanche").	
Manifestazioni sorgentizie al piede della scarpata morfologica principale.	
Reticolo idrografico.	
ELEMENTI ANTROPICI	
Scarpata di origine antropica.	
Superfici derivanti da rimaneggiamento antropico.	
Opere idrauliche lungo il tratto terminale del Canale Belgiardinello.	
Ambito Territoriale Estrattivo (A.T.E.) individuato dal Piano Cave della Provincia di Lodi.	
Sponde del Fiume Adda esposte a fenomeni erosivi, parzialmente protette da opere di difesa.	

## Allegato 2 – Carta pedologica e di prima caratterizzazione litotecnica

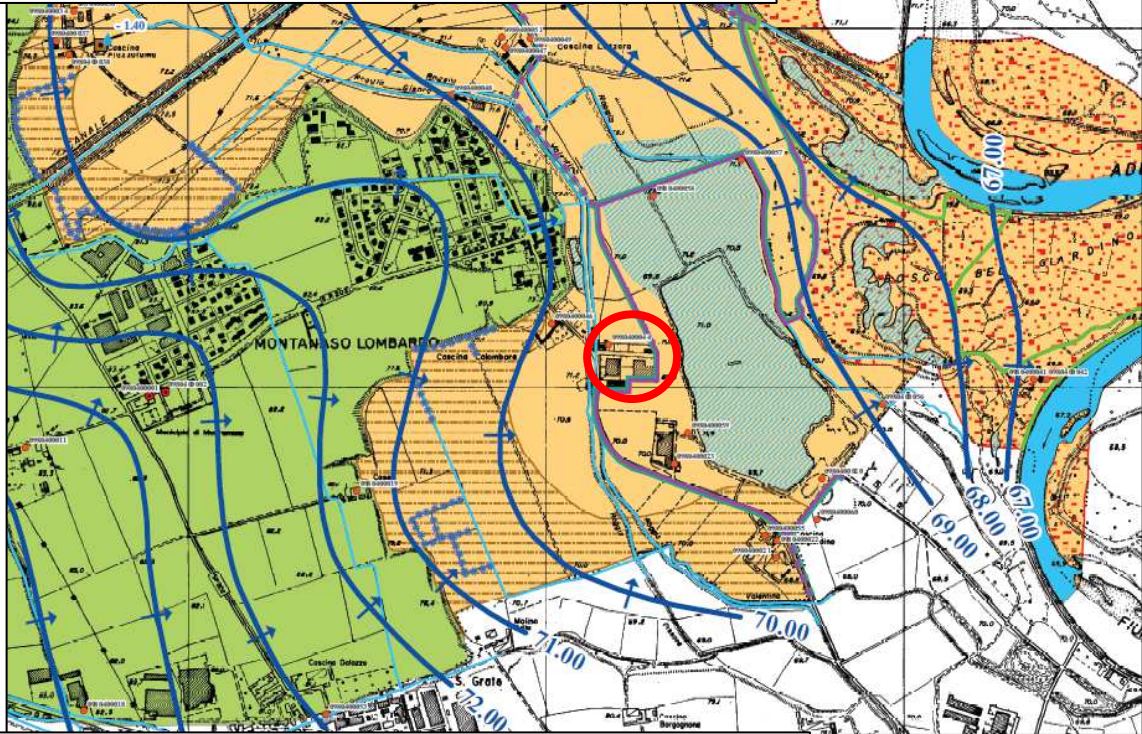


CARTA DI PRIMA CARATTERIZZAZIONE LITOTECNICA		
LEGENDA		
SIMBOLO	DESCRIZIONE	CLASSIFICAZIONE U.S.C.S
	Coperture limo-argillose (2-3 metri di spessore), frequentemente derivanti da fenomeni di alterazione pedogenetica e caratterizzate dalla diffusa presenza di concrezioni carbonatiche, seguite in profondità da depositi granulari (sabbie prevalenti).	SW, SP con coperture ML, SM
	Depositi granulari (sabbie e ghiaie) con esili e discontinue coperture limo-argillose generalmente limitate al primo metro di profondità.	GW, SW prevalenti con coperture ML, CL
	Terreni frequentemente caratterizzati da termini coesivi (limo e argilla), talora associati a una componente organica (caratteristici degli alvei abbandonati del corso d'acqua), seguiti in profondità da depositi granulari generalmente selezionati.	ML, CL a copertura di SP, SW
	Depositi ghiaioso-sabbiosi della fascia perfluviale dell'Adda, caratterizzati da suoli poco evoluti o addirittura assenti.	GW, SW prevalenti
INDAGINI GEOGNOSTICHE		
	Trincee esplorative e relativa numerazione.	
	Prove penetrometriche e relativa numerazione.	



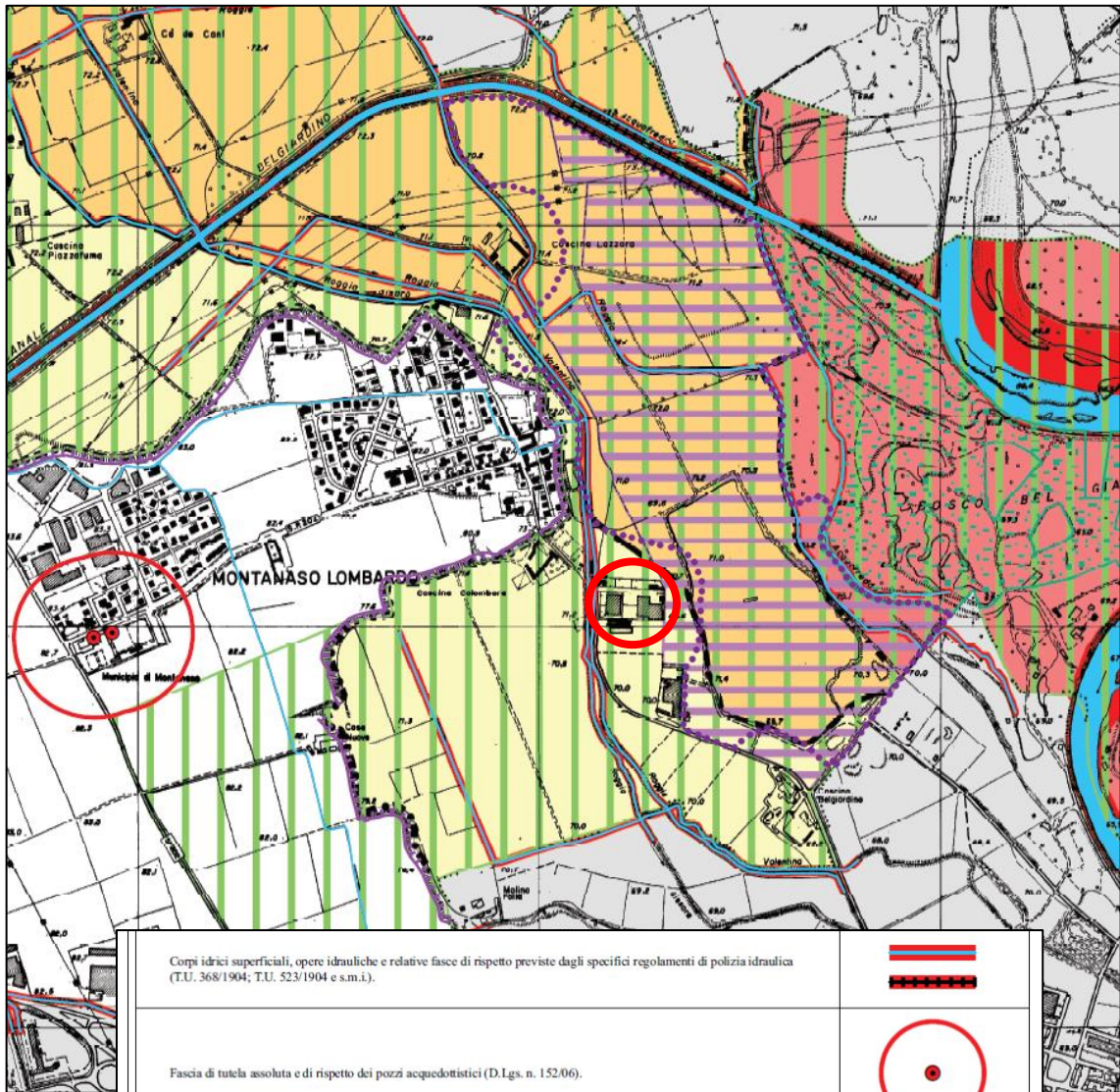
## Allegato 3 – Carta idrogeologica

CORPI IDRICI SOTTERRANEI E SUPERFICIALI	
Misura di soggiacenza in pozzetto esplorativo (data: aprile 2011).	- 1.40
Linea isopiezometrica della falda superficiale e relativa quota in m s.l.m..	70.00
Direzione di flusso della falda superficiale.	
Fenomeni sorgenzivi.	
Reticolo idrografico.	
Depressione morfologica con acqua di falda affiorante o subaffiorante.	
ELEMENTI ANTROPICI	
Pozzi censiti e relativo codice: a) pozzo acquedottistico; b) altro pozzo.	a)  0980400001 b)  0980400021
Area oggetto di indagine e/o bonifica ai sensi del D.Lgs. 152/2006 e s.m.i.	



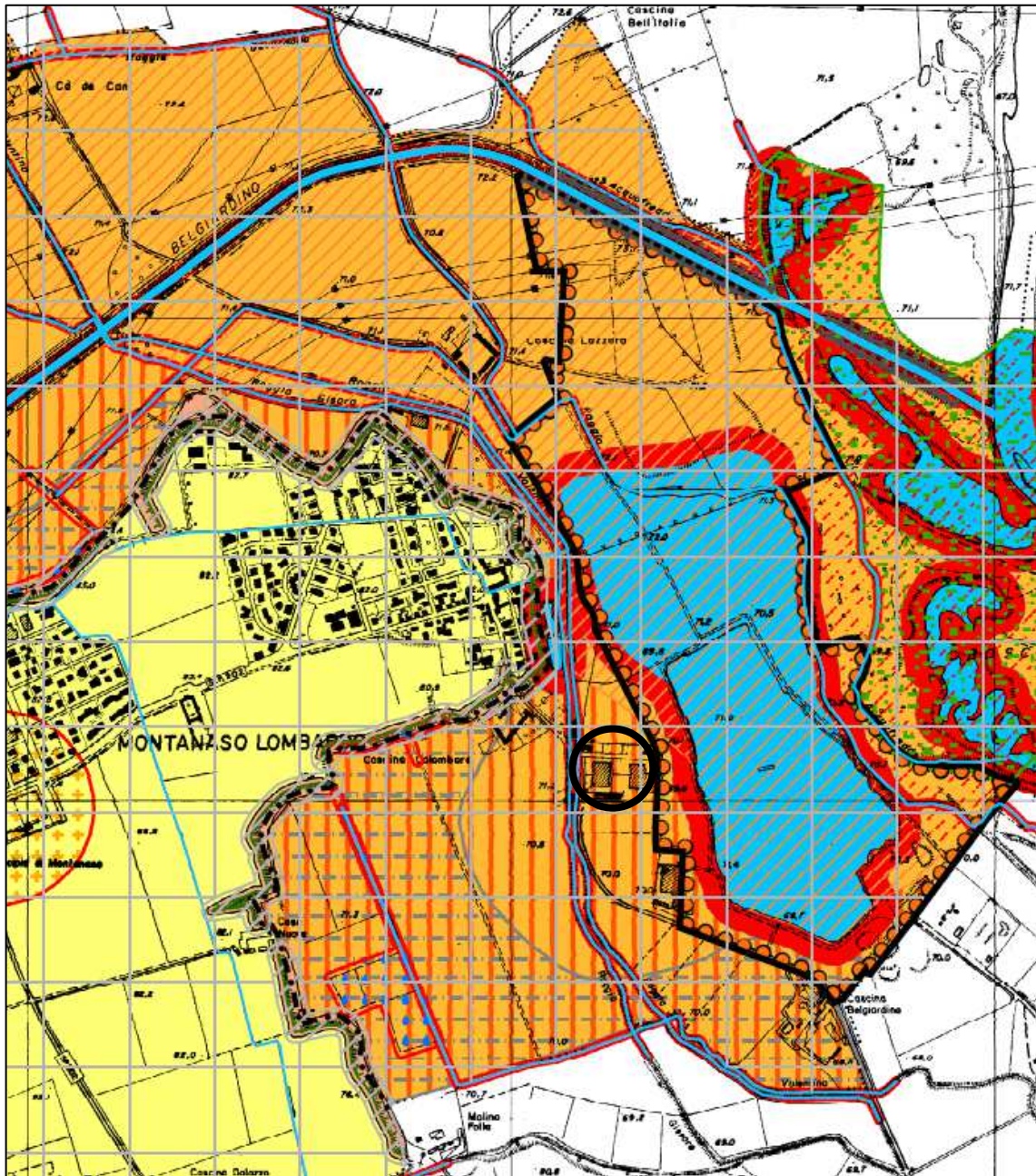
	Da BASSA in superficie a DISCRETA in profondità - Terreni limo-argillosi (2-3 metri di spessore), seguiti in profondità da depositi prevalentemente sabbiosi.
	Da MOLTO BASSA a BUONA - Depositati al piede delle scarpate principali, in cui la variabilità tessiturale e granulometrica (compresa tra i terreni fini caratteristici di ambienti a bassa energia deposizionale e quelli granulari) è responsabile di un'altrettanta variabilità degli indici di permabilità.
	BUONA - Depositati sabbiosi e ghiaiosi con discontinue e limitate coperture limo-argillose.
	Da BUONA a ELEVATA - Depositati sabbiosi e ghiaiosi della fascia perifluviale dell'Adda, privi di significative coperture fini.
SOGGIACENZA MEDIA (S) DELLA SUPERFICIE PIEZOMETRICA (*)	
 S < 2 m (*)	 2 < S < 5 m
 S > 5 m	
(*) La soggiacenza nella fascia sviluppata a margine dell'Adda va intesa come un valore di primo riferimento in quanto soggetta a consistenti escursioni piezometriche correlabili con il regime idrometrico del vicino corso d'acqua.	
VULNERABILITA' DELL'ACQUIFERO SUPERFICIALE	
	MODERATA - Acquifero semi-confinato i cui indici di vulnerabilità sono mitigati da una discreta soggiacenza della superficie piezometrica e da una componente limo-argillosa presente in superficie.
	ALTA - Acquifero da libero a confinato-artesiano, causa la presenza di locali coperture con una frequente componente organica. Nonostante i ricorrenti depositi fini superficiali, le caratteristiche dei terreni e la loro disomogeneità non garantiscono un'adeguata protezione dell'acquifero e mantengono generalmente alto il grado di esposizione della falda, spesso sub-affiorante.
	Da ALTA a ELEVATA - Acquifero libero, solo localmente protetto da esili coperture fini.
	ELEVATA - Acquifero libero, con coperture assenti o molto ridotte (depositi recenti e attuali dell'Adda). Le consistenti escursioni piezometriche e i complessi rapporti tra acque sotterranee e fiume aumentano il grado di esposizione della falda a potenziali agenti inquinanti idroveicolabili.

## Allegato 4 – Carta dei vincoli



Corpi idrici superficiali, opere idrauliche e relative fasce di rispetto previste dagli specifici regolamenti di polizia idraulica (T.U. 368/1904; T.U. 523/1904 e s.m.i.).		
Fascia di tutela assoluta e di rispetto dei pozzi acquedottistici (D.Lgs. n. 152/06).		
<b>FASCE FLUVIALI DEL PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (P.A.I.)</b>		
Fascia A e relativo limite esterno.	Fascia B e relativo limite esterno.	<b>Fascia C e relativo limite esterno.</b>
<b>AREE SOGGETTE A REGIME DI TUTELA DEL P.T.C.P.</b>		
Orti di terrazzo - Art. 20.1 - P.T.C.P. approvato con D.C.P. n.30 del 18 luglio 2005. - Livello prescrittivo 3 - P.T.C.P. adottato con D.C.P. n. 8 del 6 aprile 2009.		
Zone umide - LIV. PRESC. 3 - Art. 20.3 - P.T.C.P. approvato con D.C.P. n.30 del 18 luglio 2005. - LIV. PRESC. 3 - P.T.C.P. adottato con D.C.P. n. 8 del 6 aprile 2009.		
Ambito di recepimento delle indicazioni del PTC del Parco Adda Sud - LIV. PRESC. 4 - ART. 19.2 - P.T.C.P. approvato con D.C.P. n.30 del 18 luglio 2005. - LIV. PRESC. 4 - P.T.C.P. adottato con D.C.P. n. 8 del 6 aprile 2009.		
Ambiti Territoriali Estrattivi (A.T.E.) - LIV. PRESC. 3 - Art. 30.2 - P.T.C.P. approvato con D.C.P. n.30 del 18 luglio 2005. - LIV. PRESC. 3 - P.T.C.P. adottato con D.C.P. n. 8 del 6 aprile 2009.		
Giacimenti - P.T.C.P. approvato con D.C.P. n.30 del 18 luglio 2005. - P.T.C.P. adottato con D.C.P. n. 8 del 6 aprile 2009.		
Principali impianti per il recupero e lo smaltimento dei rifiuti - LIV. PRESC. 3 - Art. 30.3 - P.T.C.P. approvato con D.C.P. n.30 del 18 luglio 2005. - LIV. PRESC. 3 - P.T.C.P. adottato con D.C.P. n. 8 del 6 aprile 2009.		
Principali siti inquinati su cui sono in corso, o sono previsti, interventi di bonifica: - LIV. PRESC. 3 - Art. 30.3 - P.T.C.P. approvato con D.C.P. n.30 del 18 luglio 2005. - LIV. PRESC. 3 - P.T.C.P. adottato con D.C.P. n. 8 del 6 aprile 2009.		

### Allegato 5 – Carta di fattibilità geologica



CLASSE 3 Fattibilità con consistenti limitazioni		3C	Art. 10	Aree con bassa soggiacenza della falda e vulnerabilità intrinseca dell'acquifero superficiale da alta ad elevata.	- Applicazione art. 4 norme geologiche generali. - Sconsigliata la realizzazione di scantinati e seminterrati. - Valutare il grado di saturazione dei terreni costituenti il sedime di fondazione di nuove strutture.
---	--	----	---------	---	---

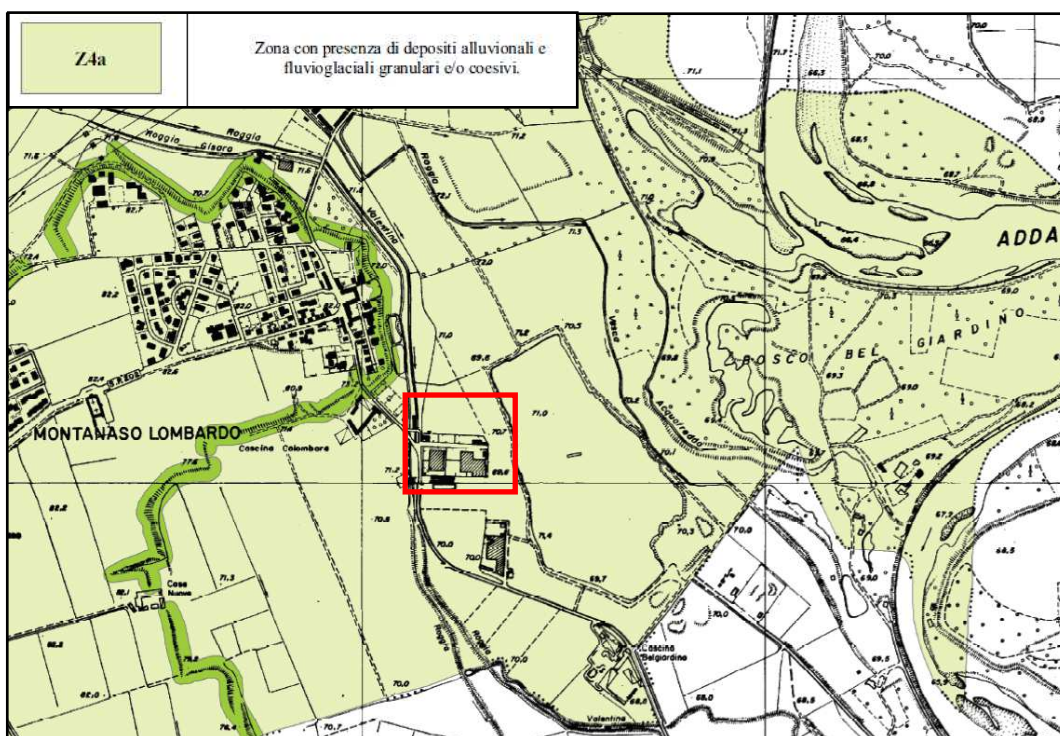
	3H	Art. 15	Area a rischio idraulico-idrogeologico per allagamento diretto o indiretto in caso di piena dell'Adda.	- Valutare mediante specifico studio idraulico-idrogeologico le condizioni di rischio/pericolosità delle aree interessate da nuovi interventi edilizi e di urbanizzazione.
--	----	---------	--	--

## PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO

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

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

La categoria di sottosuolo consente di determinare gli spettri di risposta elastici necessari per una corretta progettazione strutturale in relazione alle condizioni sito-specifiche, garantendo un adeguato livello di protezione antisismica delle costruzioni (O.P.C.M. 3274 e s.m.i; D.M. 17.01.2018).



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

## 2.1 Analisi sismica di secondo livello

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

La valutazione del fattore Fa è stata condotta per uno scenario suscettibile di amplificazione di tipo litologico o stratigrafico, 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 Montanaso Lombardo 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:

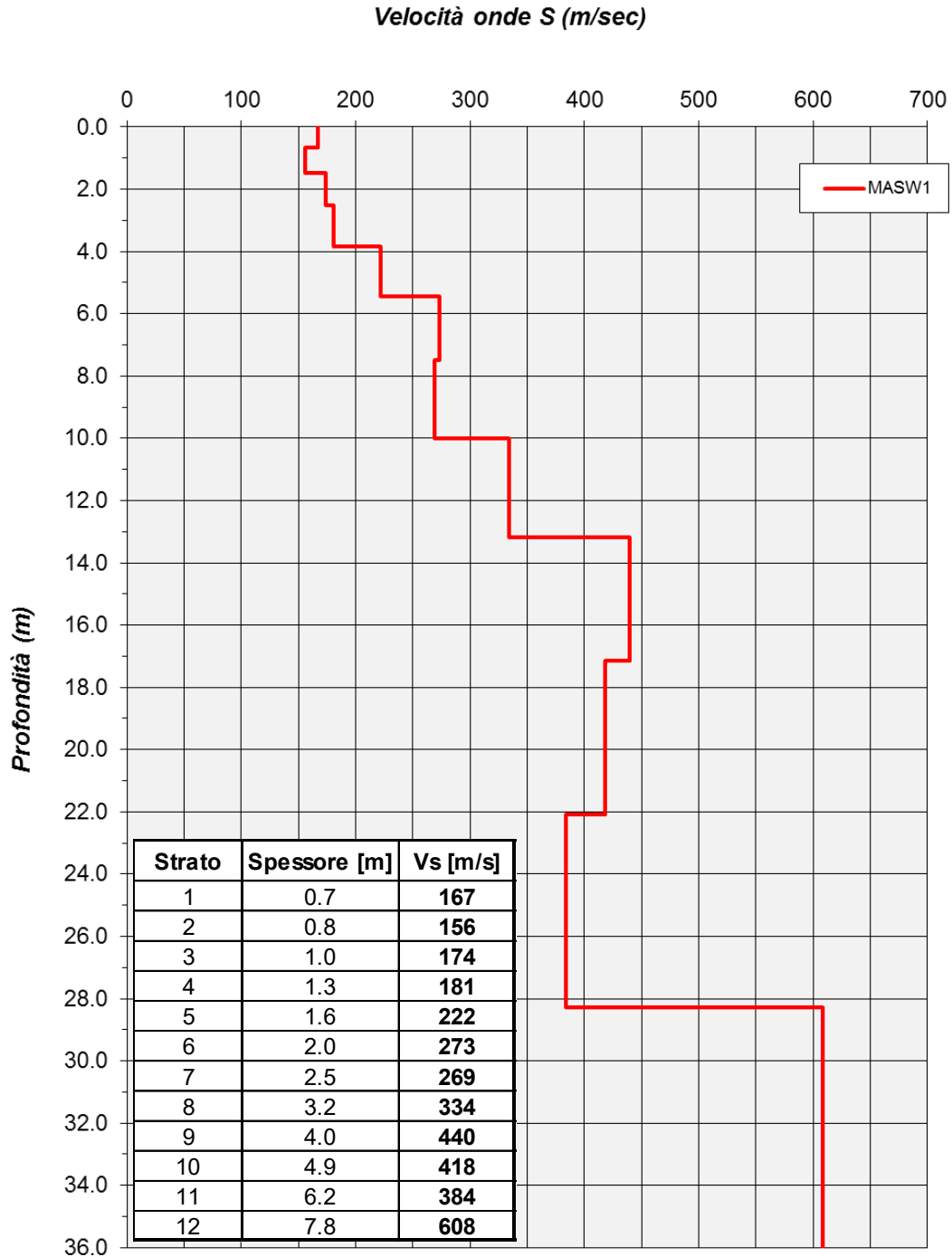
Fa_soglia - FAS				
<i>Intervallo</i>	<i>Suolo B</i>	<i>Suolo C</i>	<i>Suolo D</i>	<i>Suolo E</i>
0.1-0.5	1.4	1.8	2.2	1.9
0.5-1.5	1.7	2.4	4.1	3.0

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

### ***Stima degli effetti litologici***

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

Per l'area in esame si ottiene il seguente modello di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità (la quota zero corrisponde all'attuale piano campagna).



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

Considerando una velocità dello strato superficiale prossima a 200 m/s (media dei primi 4-5 m del profilo  $V_s$ -z a partire dal piano fondazionale), la curva di riferimento per l'intervallo 0.1-0.5 s è la n. 2, caratterizzata dalla seguente equazione:

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

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

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

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

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

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

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

ID	Scheda	Periodo $T_0$	FAC (0.1-0.5)	FAC (0.5-1.5)
<b>Area1</b>	sabbiosa	0.44 s	<b>1.6</b>	<b>1.7</b>

A questo punto, il valore di  $F_a$  proprio del sito deve essere confrontato con il valore  $F_a$  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 da p.c.	$V_{S,eq}=V_{S,30}$ [m/s]	Categoria sottosuolo
-1.0 m	328.3	C
-1.5 m	337.1	C

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

Area	Cat. Sottosuolo	Fa (0.1-0.5)			Fa (0.5-1.5)		
		FAC	FAS	Verifica FAC≤FAS	FAC	FAS	Verifica FAC≤FAS
<b>1</b>	C	1.6	1.8+0.1	Si	1.7	2.4+0.1	Si

*Tabella 2: Verifica dei fattori di amplificazione di sito.*

Sulla base dei risultati ottenuti dall'applicazione dell'analisi sismica di 2° livello è possibile applicare lo spettro di risposta elastico ai sensi delle NTC18 utilizzando una categoria di sottosuolo di tipo C (approccio semplificato).

## 2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica

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

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

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

- Vita nominale della struttura:  $V_N= 50$  anni;
- **Classe d'uso = II;**
- Periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R= 50$  anni ( $C_U=1.0$ );



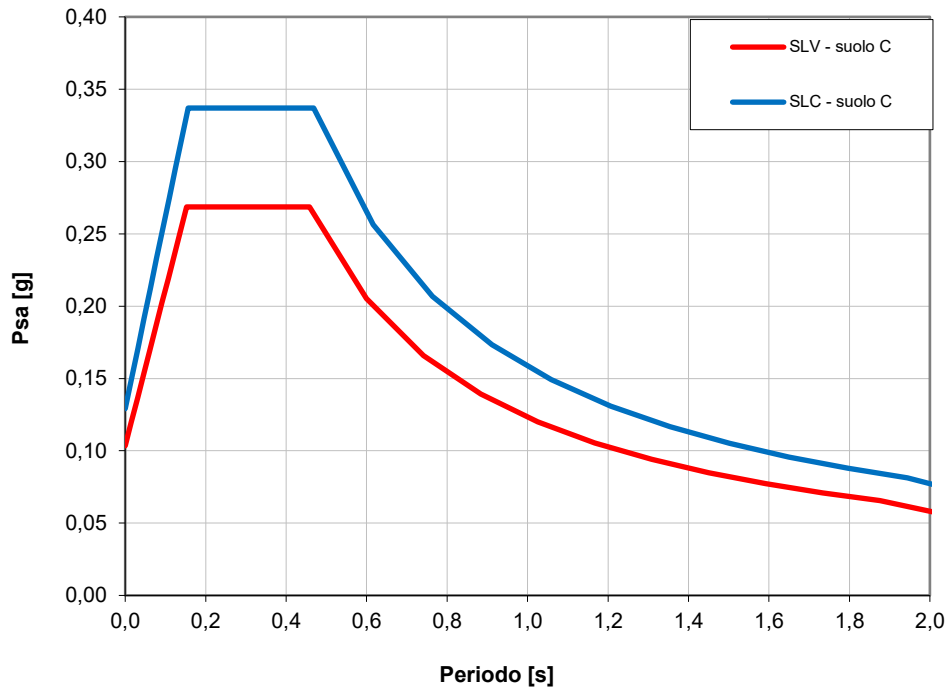
- Valori di accelerazione massima orizzontale e dei parametri spettrali per i diversi stati limite (valori interpolati ottenuti dalla media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni che comprendono il sito in esame [ED50: Lat 45.334282 - Long 9.476461]):

	<b>P<sub>VR</sub></b>	<b>T<sub>R</sub></b>	<b>a<sub>g</sub></b>	<b>F<sub>O</sub></b>	<b>T<sub>C</sub>*</b>
		[anni]	[g/10]		[s]
<b>SLO</b>	81%	30	0.253	2.505	0.1931
<b>SLD</b>	63%	50	0.317	2.546	0.2100
<b>SLV</b>	10%	475	0.689	2.600	0.2900
<b>SLC</b>	5%	975	0.861	2.609	0.3000

- **Categoria di sottosuolo = C, categoria topografica = T1** ( $S_T=1.0$ ) e coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi=5\%$  a cui corrispondono i seguenti valori:

	<b>S<sub>s</sub></b>	<b>C<sub>c</sub></b>	<b>S</b>	<b>T<sub>B</sub></b>	<b>T<sub>C</sub></b>	<b>T<sub>D</sub></b>
				[s]	[s]	[s]
<b>SLO</b>	1.50	1.81	1.50	0.12	0.35	1.70
<b>SLD</b>	1.50	1.76	1.50	0.12	0.37	1.73
<b>SLV</b>	1.50	1.58	1.50	0.15	0.46	1.88
<b>SLC</b>	1.50	1.56	1.50	0.16	0.47	1.94

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:

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

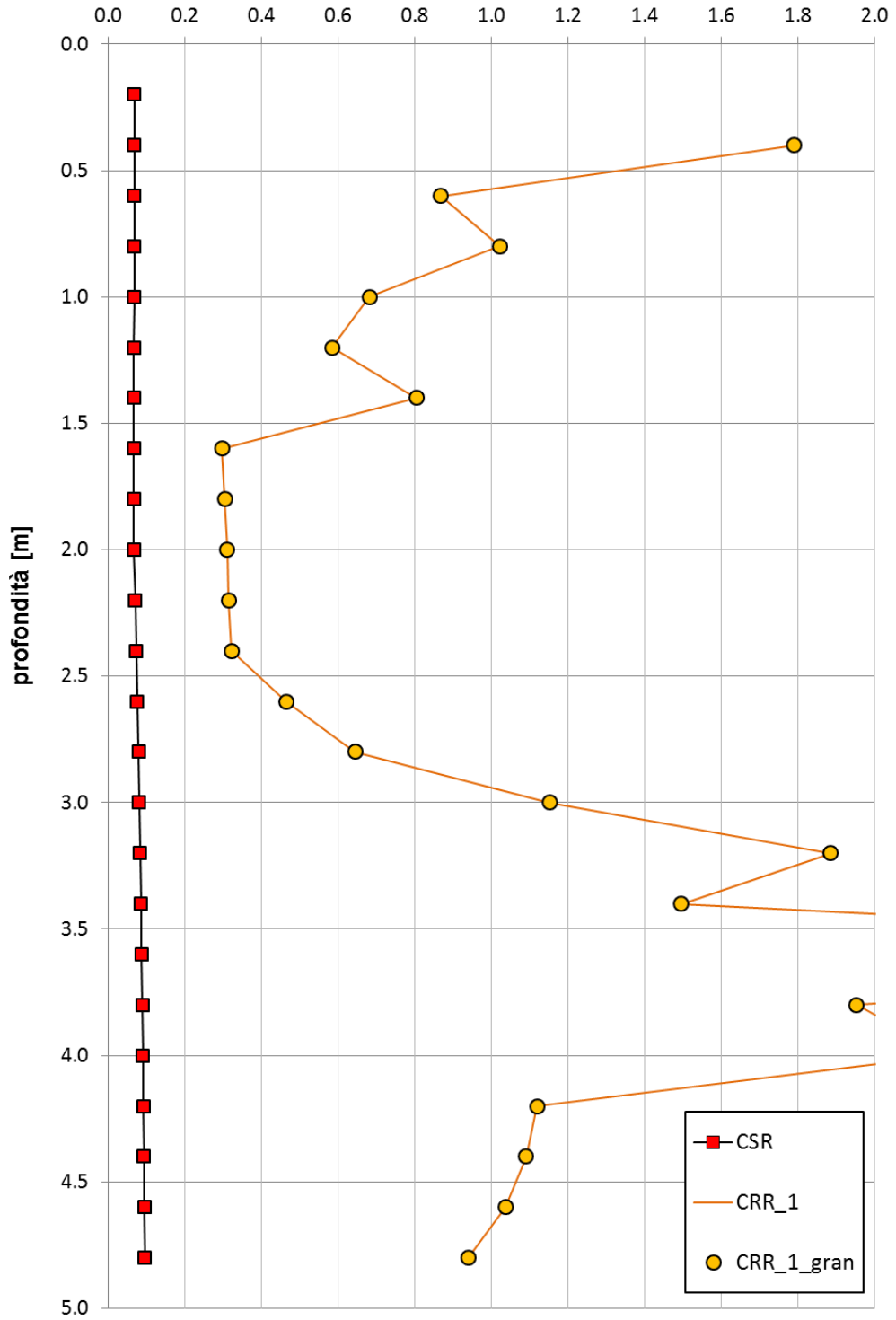
Non essendo soddisfatte le condizioni di esclusione previste dalle NTC18, si è proceduto a valutare il potenziale di liquefazione dei terreni che costituiscono l'area in esame.

Di seguito si riassumono i parametri di input utilizzati nel calcolo del potenziale di liquefazione:

- ✓ Accelerazione massima orizzontale  $a_{max} = 0.103g$  ( $a_{max} = a_g \cdot S_s$  – condizione SLV);
- ✓ Magnitudo di riferimento  $M_W = 6.14$  (in prossimità del bordo della zona 911 “*Tortona-Bobbio*”);
- ✓ CRR calcolato utilizzando l'analisi semplificata basata sulle correlazioni proposte da *Robertson e Wride* (1998) fondate sulla resistenza penetrometrica misurata nella prova CPT eseguita nell'area in esame;
- ✓ CSR calcolato dalla formula  $CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65(a_{max} / g)(\sigma_{vo} / \sigma'_{vo}) \cdot r_d$  (NCEER 1998);
- ✓ Falda di calcolo = 2.0 m di profondità da piano campagna

La liquefazione di un terreno avviene quando  $CSR \geq CRR$ .

I risultati sono diagrammati in *figura 3* da cui emerge l'assenza di rischio in relazione a potenziali fenomeni di liquefazione per i terreni di fondazione investigati.



*Figura 3: Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione*

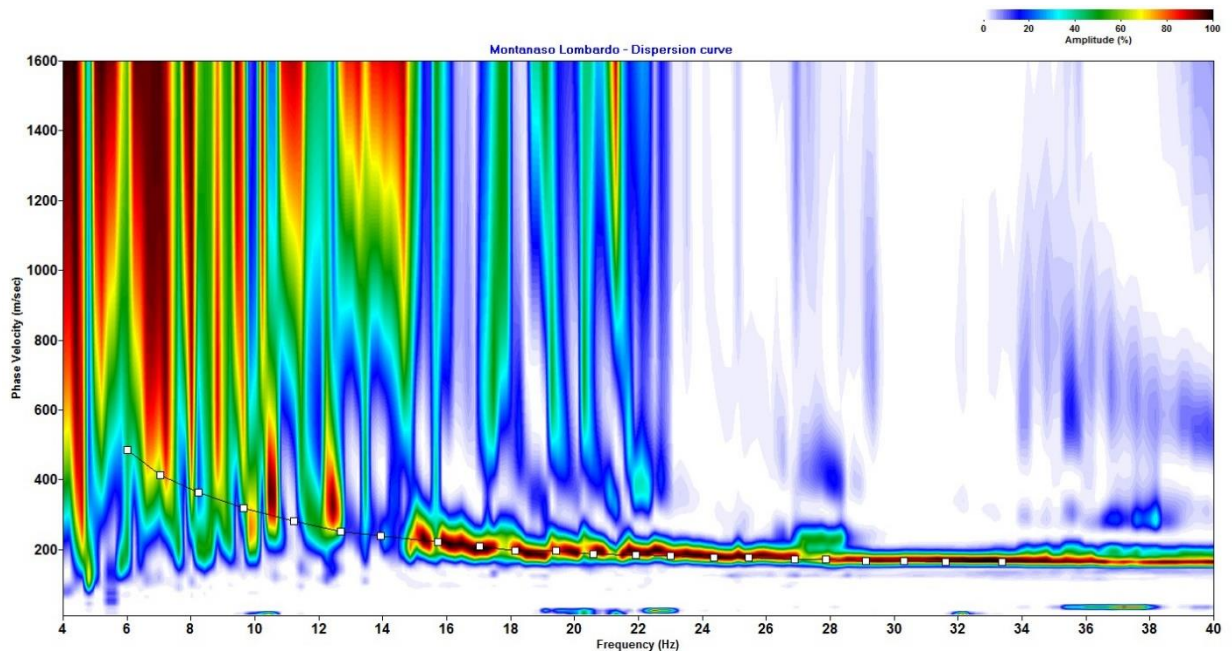
**Indagine MASW**

Acq. attiva: 24 geofoni con interdistanza = 1.0 m, Sorgente = 6-10 m,  $T_S= 1$  msec,  $T_L=2$  sec.

Acq. passiva: 24 geofoni con interdistanza = 1.0 m,  $T_S= 4$  msec,  $T_L=30$  sec.



***CURVA DI DISPERSIONE E PICKING***



## **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:

- 1 prova penetrometrica statica a punta meccanica (CPT), spinta sino a ca. 5 m da piano campagna (profondità entro la quale la prova è giunta al rifiuto strumentale);
- 1 prova eseguita con penetrometro dinamico continuo di tipo superpesante (DPSH), spinta ad una profondità massima di ca. 8 m da piano campagna (anche in questo caso sino al raggiungimento del rifiuto strumentale).

L'ubicazione delle prove è riportata in *Allegato 6*.

#### **Prova penetrometrica statica a punta meccanica (CPT)**

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

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

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

Vengono così rilevati ad intervalli costanti (20 cm):

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

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

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

Dall'analisi dei risultati ed attraverso il rapporto  $R_p/R_l$  è stato possibile risalire con una 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 Rp/RI	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

Va ricordato che tali correlazioni sono maggiormente attendibili per terreni immersi in falda e che, sebbene l'indagine penetrometrica tipo CPT fornisca dati geotecnici affidabili, le informazioni sulla natura litologica e granulometrica dei terreni derivano sostanzialmente da correlazioni di tipo empirico.

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

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

**ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO  $\phi$**

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

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

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

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

**DENSITÀ RELATIVA  $D_r$**

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

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

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

In cui:

$\sigma'_v$  : tensione verticale efficace

$q_c$  : resistenza alla punta

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

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

#### **MODULO DI DEFORMAZIONE E.**

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

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

#### **PESO DI VOLUME NATURALE $\gamma_n$ .**

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

### **Prova penetrometrica dinamica (SCPT)**

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

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

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

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



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

In cui

C=1.5-2.0 Terreni con ghiaie

C=2.0-2.8 Terreni sabbiosi

C=2.8-4.0 Argille +/- limose

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

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

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

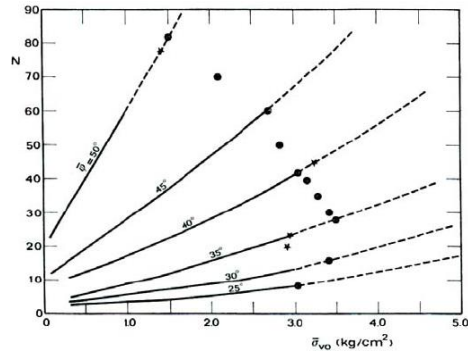
#### ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO $\phi$

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

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

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

DE MELLO (1971): questa correlazione è valida per tutti i tipi di suolo e l'angolo si ricava da un grafico in funzione di  $N_{spt}$  e  $\sigma_{vo}$  [kg/cm<sup>2</sup>].



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

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

#### DENSITÀ RELATIVA DR.

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

#### MODULO DI DEFORMAZIONE E.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

con

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

B = costante variabile in funzione della litologia

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

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

### 3.2 Modello geotecnico di riferimento


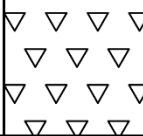
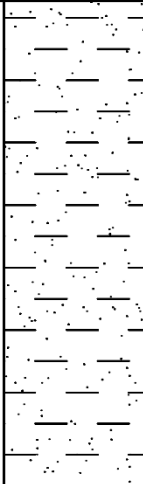
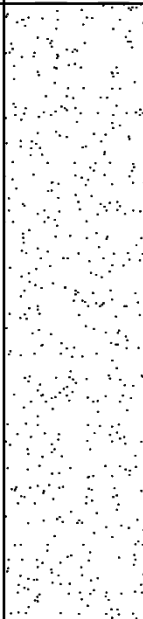
Nella ricostruzione della stratigrafia e del modello geotecnico locale sono emersi i seguenti aspetti:

- 1) il substrato delle strutture in progetto è costituito da unità geotecniche che presentano caratteristiche differenti;
- 2) in fase di esecuzione delle prove in sito non è stato possibile misurare la soggiacenza della falda a causa del franamento dei fori penetrometrici; per lo sviluppo dei successivi calcoli geotecnici è stato assunto il valore di 2 m, secondo quanto segnalato dallo studio geologico del PGT.

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. Si segnala che le prove sono state eseguite nel vicino campo a destinazione agricola, ribassato rispetto al piazzale sul quale sorge l'insediamento.

<b>Unità A</b>	Sotto il riporto utilizzato per la formazione del piazzale esistente (rilevato ca. 1 m rispetto ai limitrofi terreni naturali), si riconosce un deposito a matrice incoerente poco addensato (sabbia e limo prevalenti) e di modeste proprietà geotecniche, per la quale sono stati calcolati un angolo di attrito $\Phi = 24^\circ - 26^\circ$ e un modulo di deformazione $E = 90 - 110 \text{ kg/cm}^2$ .
<b>Unità B</b>	A partire da ca. 3.5 m di profondità e sino alla massima profondità raggiunta dallo strumento, l'incremento dei valori penetrometrici suggerisce il passaggio ad un deposito di migliori caratteristiche geotecniche, con angolo di attrito $\Phi = 29^\circ - 31^\circ$ e modulo di deformazione $E = 180 - 200 \text{ kg/cm}^2$ .

Il profilo geotecnico utilizzato per la definizione della risposta geotecnica alle previste strutture di fondazione è rappresentato nella seguente figura.

 <b>Sig. Gianluigi Croci</b> Località: Montanaso Lombardo (LO) <span style="float: right;">Data: 17/01/2020</span> Profondità della falda da pc (m): 2							
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
4.50		Unità A: Sabbia limosa	nc	100	1.8	nc	25
11.00		Unità B: Sabbia da poco a mediamente addensata	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, si è proceduto a calcolare 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 valutata la risposta geotecnica dei terreni ipotizzando le seguenti fondazioni:

- **FONDAZIONE A PLINTO** con base quadrata ed eccentricità nulla, posato entro l'*unità A* e un incastro nei terreni ("D") pari ad almeno 1.0 m (non è stata valutata alcuna interazione delle fondazioni con il materiale che costituisce il rilevato esistente, le cui caratteristiche non sono note).

Si ricorda, inoltre, che non dovranno essere confusi la profondità di posa (rispetto al piano campagna) e l'"incastro nei terreni (D)", da cui deriva il fattore " $\gamma_D$ " (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.

*Nel caso specifico, l'incastro della fondazione dovrà essere garantito nella situazione più sfavorevole, ovvero rispetto al lato di valle del muro di contenimento del rilevato, evitando che le azioni strutturali possano gravare (in termini di spinta laterale) sul muro stesso (a meno di una verifica e/o di un corretto dimensionamento della struttura muraria).*

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

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

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)

$N_c$  ,  $N_q$  ,  $N_{\gamma}$  = 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

$s_c$  ,  $s_{\gamma}$  = 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  $A1+MI+R3$ .

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  $\gamma_G$  (carichi permanenti) e  $\gamma_Q$  (carichi variabili) da applicare, in funzione della combinazione 1 e 2, ai carichi trasmessi dalla sovrastruttura alla fondazione.

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

**FONDAZIONE A PLINTO**

Tipologia di fondazione = plinto a base quadrata con eccentricità nulla  
Incastro minimo (D) nei terreni = 1.0 m nella condizione più sfavorevole  
Terreno di fondazione = *Unità A* (evitando qualsiasi interazione con l'orizzonte di riporto che costituisce il rilevato esistente)

**Approccio 2 (A1+M1+R3)**

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

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

PLINTO DI FONDAZIONE								
B [cm]	L [cm]	$q_{lim}$ [kg*cm <sup>-2</sup> ]	$q_{lim}$ [kPa]	$\gamma_R$	$q_{lim}/\gamma_R$ [kg*cm <sup>-2</sup> ]	$q_{lim}/\gamma_R$ [kPa]	$R_d$ [kg*10 <sup>3</sup> ]	$R_d$ [kN]
200	200	3,34	327,54	2,3	1,45	142,41	58,09	569,64
250	250	3,57	350,10	2,3	1,55	152,22	97,01	951,35
300	300	3,78	370,69	2,3	1,64	161,17	147,91	1450,53
350	350	4,18	409,92	2,3	1,82	178,23	222,63	2183,26

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

In fase di verifica, dopo aver determinato la distribuzione delle tensioni prodotte da un'azione ( $E_d$ ) pari alla resistenza del terreno ( $R_d$ ) calcolata con l'approccio 2, sono stati stimati i cedimenti assoluti ricorrendo al programma di calcolo "QSB2" di ProgramGeo, la cui compatibilità con la struttura in elevazione andrà verificata in fase di progettazione strutturale. I risultati sono riassunti nella seguente tabella:

PLINTO DI FONDAZIONE						
B [cm]	L [cm]	$q_{lim}/\gamma_R$ [kg*cm <sup>-2</sup> ]	$q_{lim}/\gamma_R$ [kPa]	$E_d$ [kg*10 <sup>3</sup> ]	$E_d$ [kN]	Cedimento S (mm)
200	200	1,45	142,41	58,09	569,64	19-21
250	250	1,55	152,22	97,01	951,35	24-26
300	300	1,64	161,17	147,91	1450,53	29-31
350	350	1,82	178,23	222,63	2183,26	36-38

*Per i plinti di maggiori dimensioni si evincono valori leggermente superiori ai limiti suggeriti dalla geotecnica tradizionale (25-30mm) nel caso in cui si applicassero azioni ( $E_d$ ) corrispondenti alle resistenze del terreno ( $R_d$ ) calcolate come SLU GEO in approccio*



**2; si consiglia, quindi, di ridurre le azioni strutturali (Ed) in condizioni di SLE al fine di contenere i cedimenti entro valori più bassi.**

Pur rammentando come i cedimenti siano funzione anche delle dimensioni della fondazione, nelle seguenti tabelle sono stati calcolati i cedimenti riducendo le pressioni sul piano di posa e mantenendo invariata la geometria della fondazione con lato B = 3.5 m.

PLINTO DI FONDAZIONE						
B [cm]	L [cm]	Ed[kg*cm <sup>-2</sup> ]	Ed [kPa]	Ed [kg*10 <sup>3</sup> ]	Ed [kN]	Cedimento S (mm)
350	350	1,50	147,10	183,75	1801,97	29-31
350	350	1,30	127,49	159,25	1561,71	25-27
350	350	1,00	98,07	122,50	1201,31	19-21

Va comunque ricordato come per la determinazione degli SLE geotecnici sia necessaria una interazione tra valutazioni geotecniche ed esigenze strutturali/progettuali: i cedimenti, infatti, sono funzione sia della geometria della fondazione che dei carichi applicati (azioni progettuali) mentre la massima deformazione accettabile dalla sovrastruttura non può che essere definita nel progetto strutturale.

Le informazioni sui cedimenti, pertanto, non sono da considerarsi una valutazione definitiva sugli SLE geotecnici, bensì un primo approccio indispensabile per la loro determinazione.

### **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, pertanto, 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 rigidità 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.

4. Dovendo realizzare un nuovo corpo di fabbrica in adiacenza a quello esistente, si suggerisce di non collegare rigidamente le due strutture, al fine di evitare lesioni derivanti da comportamenti differenziali (cedimenti e/o risentimenti sismici). In fase progettuale, inoltre, dovrà essere posta particolare attenzione alle possibili interferenze (dirette o indirette) tra le fondazioni della struttura in progetto e quella esistente. In particolare, nel caso in cui parte delle nuove azioni strutturali venissero applicate sulle fondazioni esistenti, sarà necessario verificare che esse siano contenute entro le resistenze del terreno, calcolando l'incremento di cedimenti che potranno manifestarsi nella porzione di edificio che verrà nuovamente sollecitata. Anche nel caso in cui le nuove fondazioni venissero realizzate nel raggio di influenza (bulbo di pressioni) di quelle esistenti, si potranno manifestare nuovi cedimenti su una porzione dell'attuale edificio.
5. Il piano di posa delle fondazioni in progetto, inoltre, dovrà approfondirsi adeguatamente nei terreni naturali, evitando che le azioni strutturali possano gravare sulla struttura muraria esistente che contiene il rilevato verso W e verso N (a meno di verifiche o interventi di adeguamento del muro).

Codogno, 10.02.2020



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

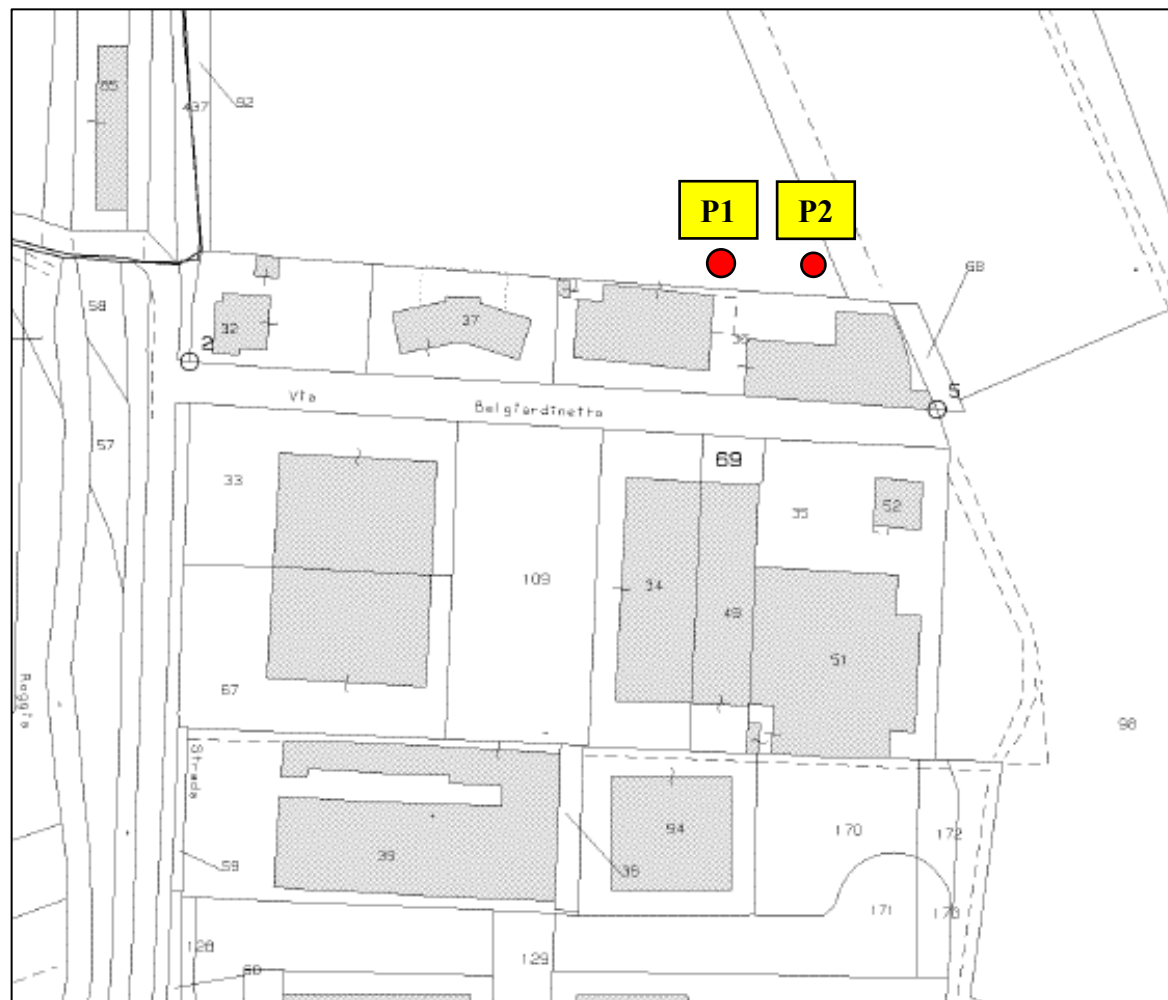
A handwritten signature in black ink, appearing to read "Marco Daguati", written over the printed name.

*Sig. Gianluigi Croci*  
*Via Belgiardinetto – Montanaso Lombardo (LO)*

## ALLEGATO 6 – Ubicazione delle indagini



Prove penetrometriche e relativa numerazione



*Sig. Gianluigi Croci  
Via Belgiardinetto – Montanaso Lombardo (LO)*

## **ALLEGATO 7 – Prove penetrometriche DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA**



*Verticale d'indagine n. 1*



*Verticale d'indagine n. 2*

**REGISTRAZIONI STRUMENTALI DEI VALORI PENETROMERICI e RELATIVA  
CORRELAZIONE TRA LE UNITA' GEOTECNICHE  
PROVA PENETROMETRICA DI TIPO STATICO A PUNTA MECCANICA (CPT)**

CPT P.2			<i>Unità geotecniche</i>
Prof.	Rp	Rp+Rl	
m	kg	kg	
<b>0,2</b>	-		<i>Unità Tv</i>
<b>0,4</b>	52	63	<i>Unità A</i>
<b>0,6</b>	48	60	
<b>0,8</b>	51	60	
<b>1,0</b>	37	52	
<b>1,2</b>	49	63	
<b>1,4</b>	55	67	
<b>1,6</b>	47	65	
<b>1,8</b>	39	44	
<b>2,0</b>	38	46	
<b>2,2</b>	36	45	
<b>2,4</b>	23	33	
<b>2,6</b>	54	67	
<b>2,8</b>	48	65	
<b>3,0</b>	112	136	
<b>3,2</b>	142	173	
<b>3,4</b>	155	198	
<b>3,6</b>	237	264	
<b>3,8</b>	180	223	
<b>4,0</b>	196	231	
<b>4,2</b>	121	158	
<b>4,4</b>	95	137	
<b>4,6</b>	88	136	
<b>4,8</b>	101	149	

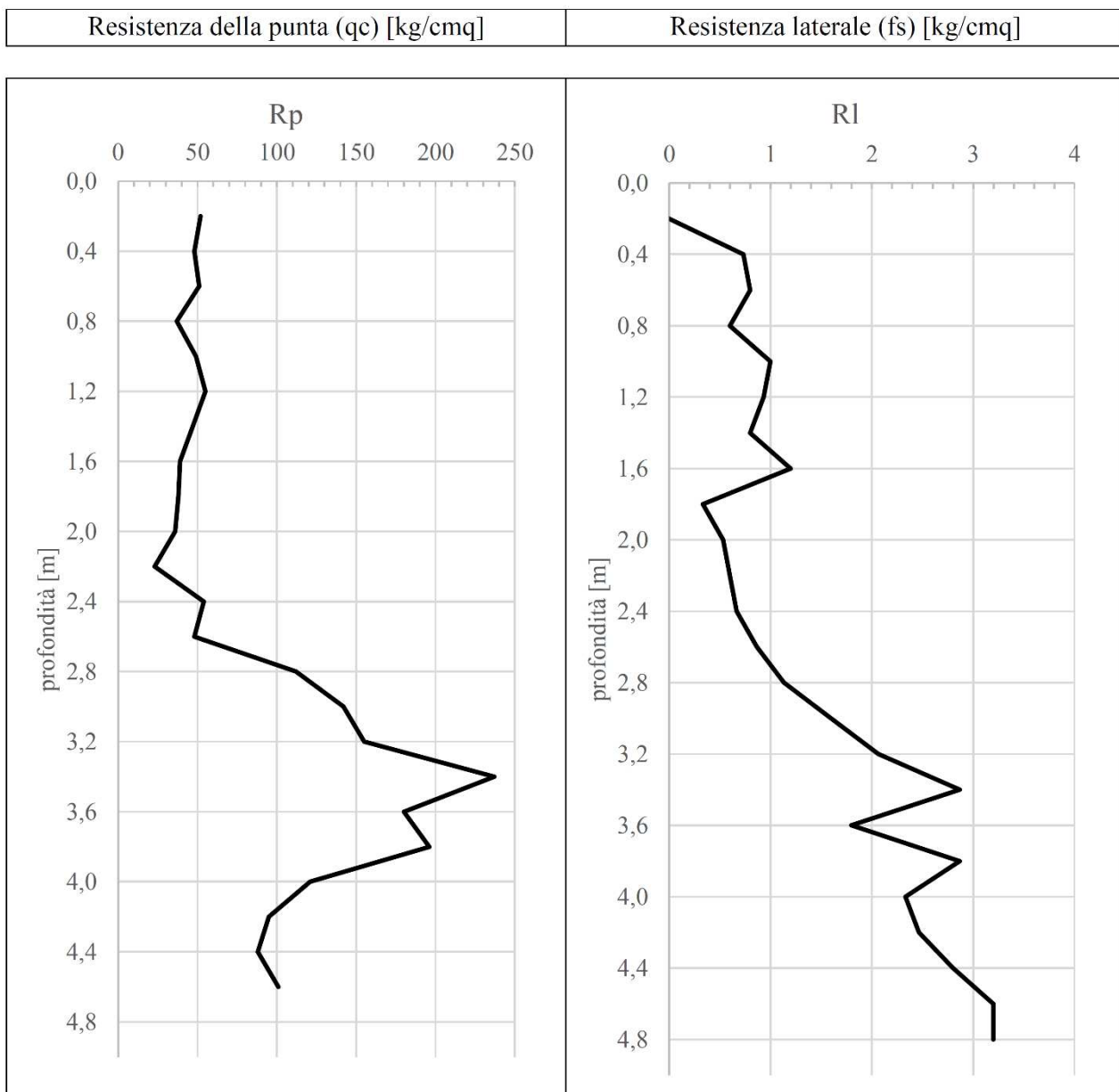
## PROFILI PENETROMETRICI



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

Committente: Sig. Gianluigi Croci	
Località: Montanaso Lombardo (LO)	
Data: 17/01/2020	Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT2)
Profondità della falda da p.c. (m): non rilevata	

### Grafico della prova



Committente: Sig. Gianluigi Croci

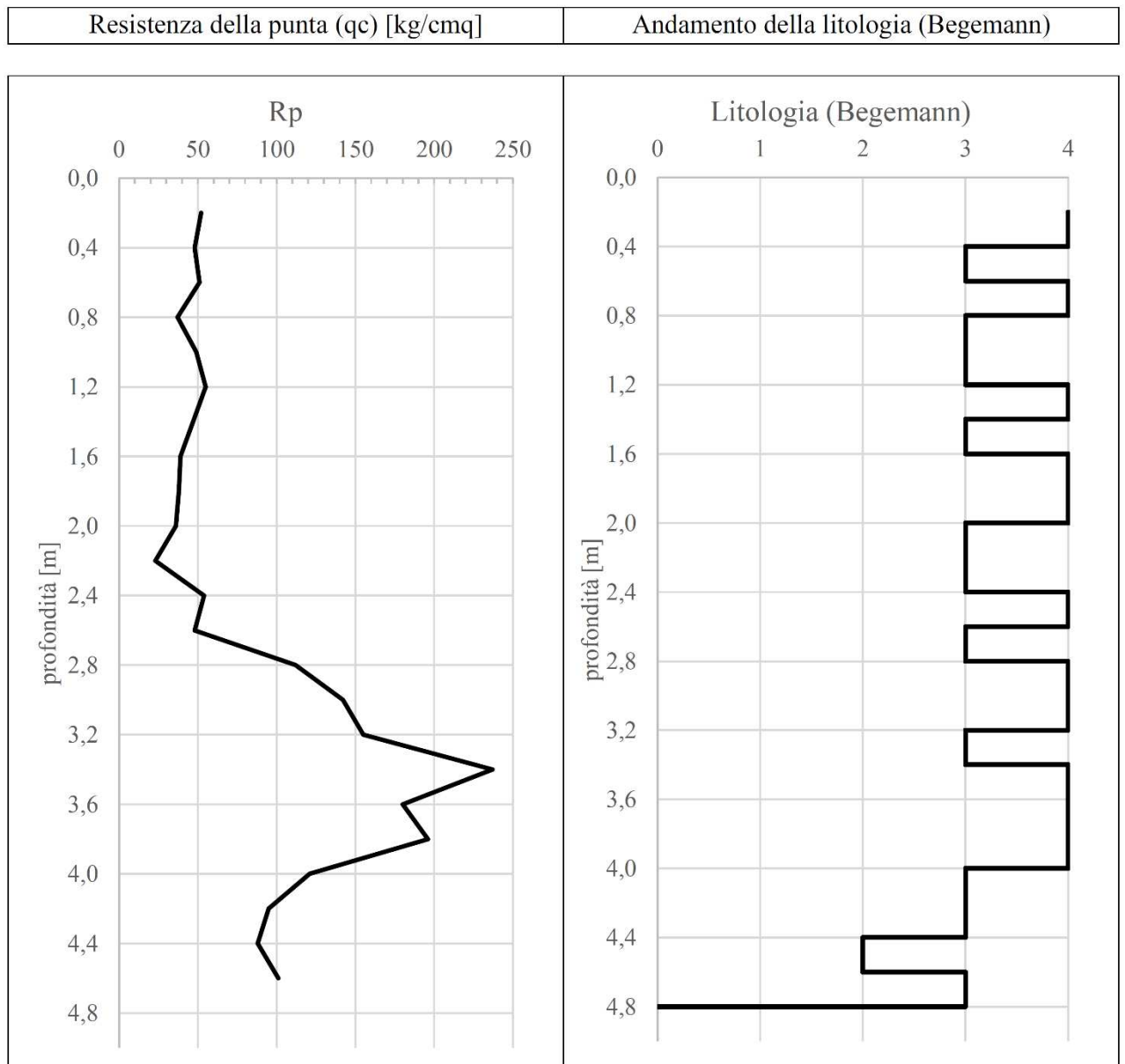
Località: Montanaso Lombardo (LO)

Data: 17/01/2020

Attrezzatura: penetrometro statico a punta meccanica (CPT2)

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

### Grafico resistenza alla punta - litologia



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

**PROVA PENETROMETRICA DI TIPO DINAMICO SUPERPESANTE  
(DPSH)**

<b>DPSH P.1</b>		<i>Unità geotecniche</i>
<b>Prof. (m)</b>	<b>Nscpt</b>	
<b>0,3</b>	4	<i>Unità Tv</i>
<b>0,6</b>	7	
<b>0,9</b>	5	<i>Unità A</i>
<b>1,2</b>	5	
<b>1,5</b>	4	
<b>1,8</b>	3	
<b>2,1</b>	4	
<b>2,4</b>	2	
<b>2,7</b>	2	
<b>3,0</b>	6	
<b>3,3</b>	4	
<b>3,6</b>	9	
<b>3,9</b>	15	
<b>4,2</b>	13	
<b>4,5</b>	9	
<b>4,8</b>	12	
<b>5,1</b>	16	
<b>5,4</b>	18	
<b>5,7</b>	13	
<b>6,0</b>	10	
<b>6,3</b>	10	
<b>6,6</b>	14	
<b>6,9</b>	19	
<b>7,2</b>	23	
<b>7,5</b>	25	
<b>7,8</b>	32	
<b>8,1</b>		



### PROFILO PENETROMETRICO



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

Committente: Sig. Gianluigi Croci

Località: Montanaso Lombardo (LO)

Data: 17/01/2020 | Attrezzatura: penetrometro dinamico superpesante (DPSH1)

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

### Grafico della prova

Numero colpi punta

