
Comune LODI

Provincia LODI

Committente EFFERRE S.r.l.

Oggetto **Progetto di nuova area commerciale in Comune di Lodi (Viale Pavia): STUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO E SISMICO.**

Data 31 gennaio 2017

GEOLAMBDA
Engineering S.r.l.

Sede operativa: via A. Diaz, 22 – 26845 Codogno (LO)
tel. (+39).0377.433021 - fax (+39).0377.402035

www.geolambda.eu – pec:geolambda@geolambda.viapec.it
e-mail: marco.daguati@geolambda.it

INDICE

PREMESSA.....	3
PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO	4
1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico.....	4
1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria	6
1.3 Inquadramento sismico.....	7
1.4 Fattibilità geologica delle azioni di piano	8
ALLEGATI 1 - 4	9
PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO	14
2.1 Analisi sismica di secondo livello	15
2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica	19
2.3 Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione	20
PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO.....	24
3.1 Indagine geotecnica: modalità esecutive e criteri interpretativi.....	24
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.....	31
3.4 Suggerimenti e considerazioni conclusive	37
ALLEGATO 5 - Planimetria e ubicazione delle indagini	39
ALLEGATO 6 – Pozzetti esplorativi	40
ALLEGATO 7 – Prove Penetrometriche.....	43

PREMESSA

In seno al progetto di una nuova area commerciale in Comune di Lodi, EFFERRE S.r.l. ha affidato alla scrivente Società 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. 14.01.2008 e s.m.i. "Norme Tecniche per le Costruzioni".

L'indagine geognostica si è avvalsa di una serie di prove penetrometriche, programmate sulla base della vigente normativa relativa alle indagini sui terreni e realizzata secondo quanto specificato nelle "Raccomandazioni sulla Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" a cura della Associazione Geotecnica Italiana (1977).

È stata eseguita, inoltre, una specifica indagine geofisica per valutare le caratteristiche dell'area in ottica sismica.

L'area di intervento è ubicata nel settore sud-occidentale dell'abitato di Lodi, in Viale Pavia n. 98.



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

PARTE PRIMA: STUDIO GEOLOGICO

1.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

In un intorno significativo dell'area oggetto di intervento affiorano unicamente depositi continentali di origine alluvionale, i quali raggiungono spessori rilevanti e sono caratterizzati da condizioni di giacitura decisamente uniformi.

Per una corretta individuazione delle unità affioranti, in *Figura 2* si riproduce uno stralcio della “Carta Geologica d'Italia” (Foglio 60 – “Piacenza”), dalla quale si evince come il territorio comunale di Lodi sia interamente modellato nei depositi di origine fluviale e fluvioglaciale di età compresa tra il Pleistocene superiore e l'Olocene. Nel dettaglio dell'intervento in oggetto, i depositi di substrato appartengono al *Fluvioglaciale Würm (Pleistocene superiore)*, costituito da depositi tardo-pleistocenici di natura prevalentemente sabbiosa con lenti limose e sottili livelli ghiaiosi che costituiscono il substrato di un piano debolmente immergente verso sud, noto in letteratura come “Livello Fondamentale della Pianura”, terrazzato sulla valle dell'Adda.

La Carta geologica e geomorfologica del PGT (*Allegato 1*) classifica l'unità come “LF.2”: si tratta di settori morfologicamente stabili, pianeggianti o debolmente ondulati appartenenti al Livello Fondamentale della Pianura.

I terreni costituenti il substrato dell'area sono stati oggetto di osservazioni dirette mediante l'esecuzione di 3 pozzetti esplorativi, che hanno permesso di osservare la presenza di una copertura a matrice limosa (*Allegato 6*). Tale informazione concorda con quanto previsto dallo studio geologico del P.G.T. che, nell'area, suggerisce la presenza di depositi sabbiosi (ghiaiosi in profondità), con coperture superficiali limoso-sabbiose e localmente argillose (in *Allegato 3* la “Carta di prima caratterizzazione geotecnica” del PGT).

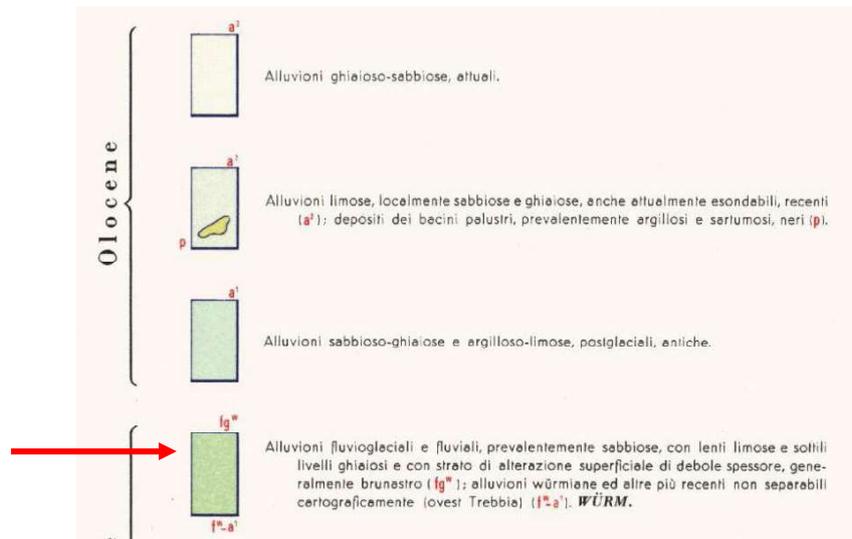
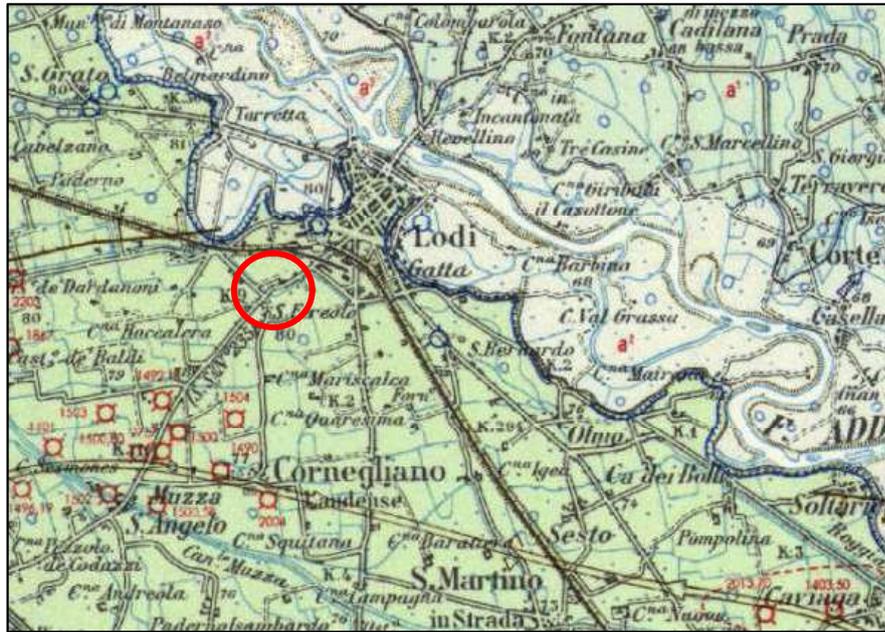


Figura 2 – Stralcio della “Carta Geologica d’Italia” – Foglio 60 “Piacenza” (scala 1:100.000 modificata).

1.2 Caratteristiche idrogeologiche e piezometria

Nell'ambito del territorio lodigiano si sviluppa un complesso idrogeologico sotterraneo la cui porzione più superficiale è in stretta relazione con il sistema idrografico. L'assetto geometrico-strutturale del sottosuolo è assimilabile ad un materasso alluvionale in cui i corpi acquiferi, di natura prevalentemente sabbiosa, sono ospitati entro potenti successioni impermeabili. A scala sovracomunale il complesso acquifero è di tipo "multifalda", all'interno del quale si riconoscono due circuiti idrogeologici separati:

- un circuito superficiale, che si sviluppa per alcune decine di metri in profondità; nel sottosuolo di Lodi, esso assume caratteristiche da freatiche a localmente confinate (in presenza di terreni fini di copertura) e viene alimentato sia da monte, sia per infiltrazione diretta;
- un circuito profondo (o confinato-artesiano), ospitato in orizzonti permeabili protetti al tetto da depositi impermeabili di significativo spessore ed estensione laterale; contrariamente a quello di superficie, nel circuito profondo il deflusso avviene solo in senso laterale con alimentazione da aree poste idrogeologicamente a monte.

Per quanto riguarda la falda superficiale, lo studio geologico del P.G.T. delinea, sull'area di intervento, una direzione di flusso orientata verso NE, influenzata dall'azione drenante esercitata dal fiume Adda. Durante le indagini in sito è stata rilevata la presenza di acqua sotterranea alla profondità di 3.60 m da piano campagna, in accordo con i dati ricavati dal P.G.T. (in *Allegato 2* la "Carta idrogeologica"), probabilmente influenzata anche da fenomeni di infiltrazione degli importanti vasi idrici che lambiscono l'area d'intervento.

1.3 Inquadramento sismico

Per quanto concerne la classificazione sismica, secondo la D.g.r. 11.07.2014 n. X/2129 della Regione Lombardia, il Comune di Lodi appartiene alla **zona sismica 3**.

Nel capitolo successivo del presente elaborato vengono definite le caratteristiche sismiche dell'area di intervento: secondo quanto riportato dallo studio geologico del P.G.T., l'area risulta suscettibile di effetti sismici locali, correlabili a fenomeni di amplificazione litologica-stratigrafica identificati da uno scenario "Z4a - Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi".

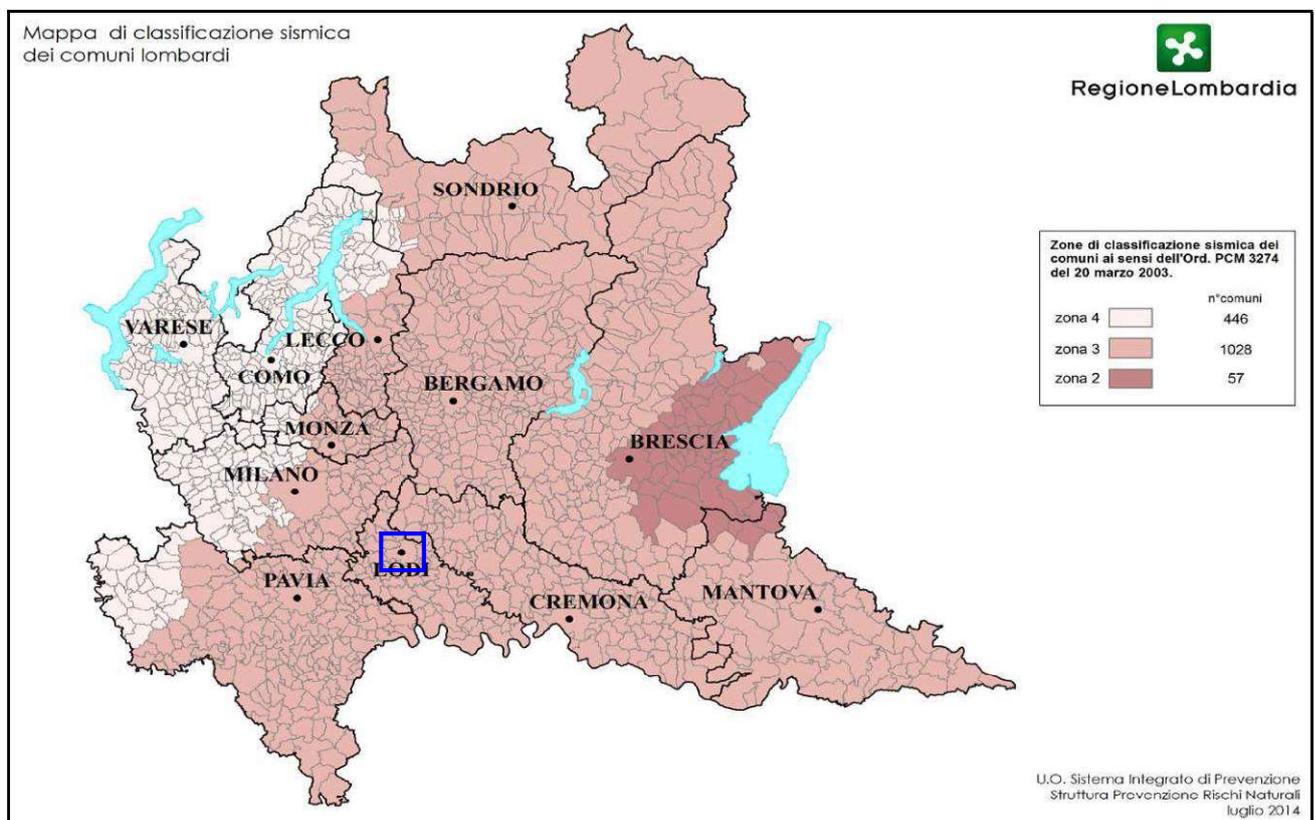


Figura 3 - Classificazione sismica dei comuni della Lombardia (D.g.r. n.X/2129 del 11 luglio 2014).

1.4 Fattibilità geologica delle azioni di piano

Nell'ambito della fattibilità geologica, l'area è azionata nelle seguenti classi (in *Allegato 4* la "Carta di fattibilità geologica e delle azioni di piano"):

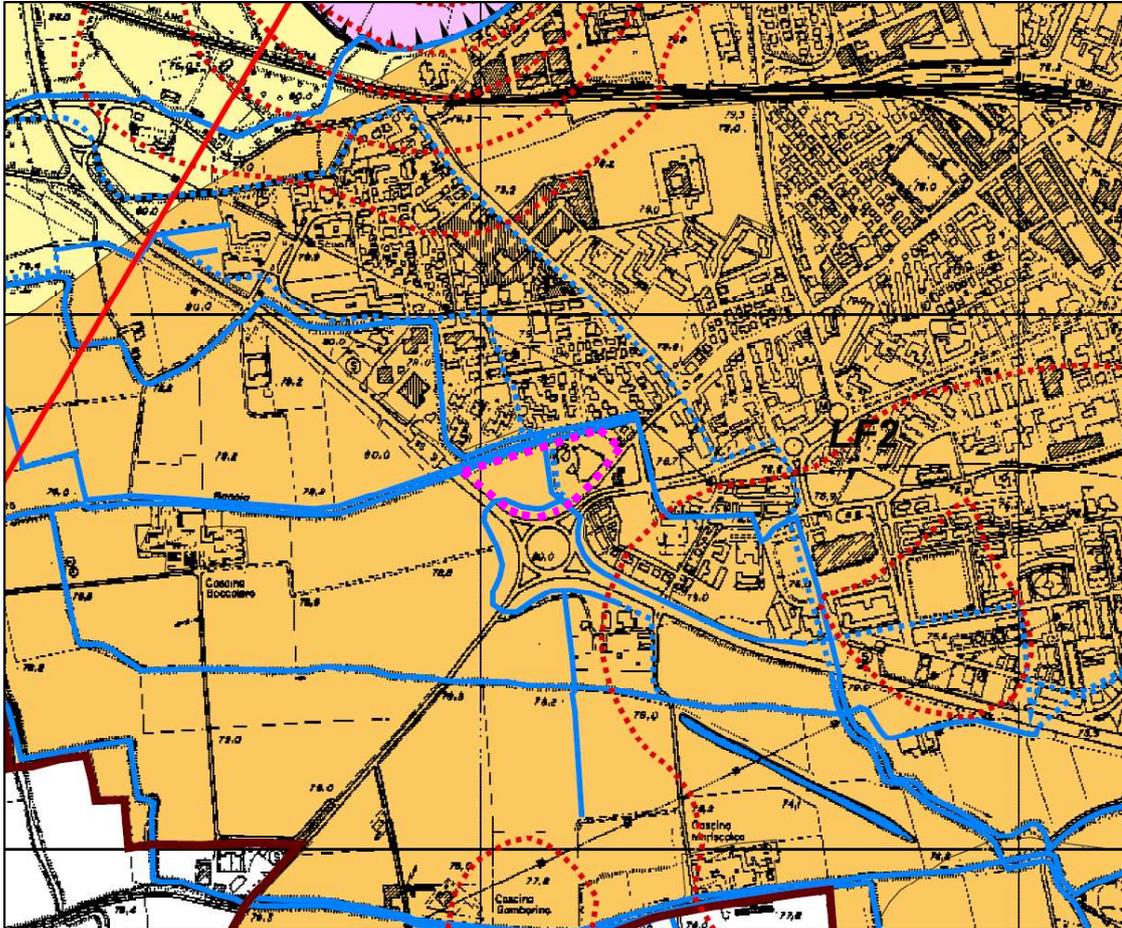
- *Classe 2 "Fattibilità con modeste limitazioni" – sottoclasse 2a "Pianura laudense occidentale"*; appartengono a questa classe le aree ubicate sui depositi costituenti il substrato del Livello Fondamentale della Pianura, ovvero non soggetti a particolari vincoli di carattere geologico, le cui prescrizioni sono contenute nell'art. 1 delle "Norme Geologiche di Piano";
- *Classe 3 "Fattibilità con consistenti limitazioni" – sottoclasse 3c "Corsi d'acqua e specchi d'acqua"*; si tratta dei corsi d'acqua e delle relative fasce di rispetto, oggetto di particolare tutela in quanto elementi paesistici ambientali essenziali della pianura laudense (art. 5 delle Norme Geologiche di Piano), già vincolati dai regolamenti di polizia idraulica.

ALLEGATI 1 - 4

(Stralci tratti da: “Comune di Lodi – Componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del territorio”)

- Allegato 1: Carta geologica e geomorfologica
- Allegato 2: Carta idrogeologica
- Allegato 3: Carta di prima caratterizzazione geotecnica
- Allegato 4: Carta di fattibilità geologica e delle azioni di piano

Allegato 1 – Carta geologica e geomorfologica



■ Livello Fondamentale della Pianura (L.F.d.P):

Porzione meridionale di pianura caratterizzata da aree sufficientemente stabili per la presenza di un'idrografia organizzata di tipo meandriforme. Nel lodigiano l'area è servita da una fitta rete di canali per l'irrigazione.

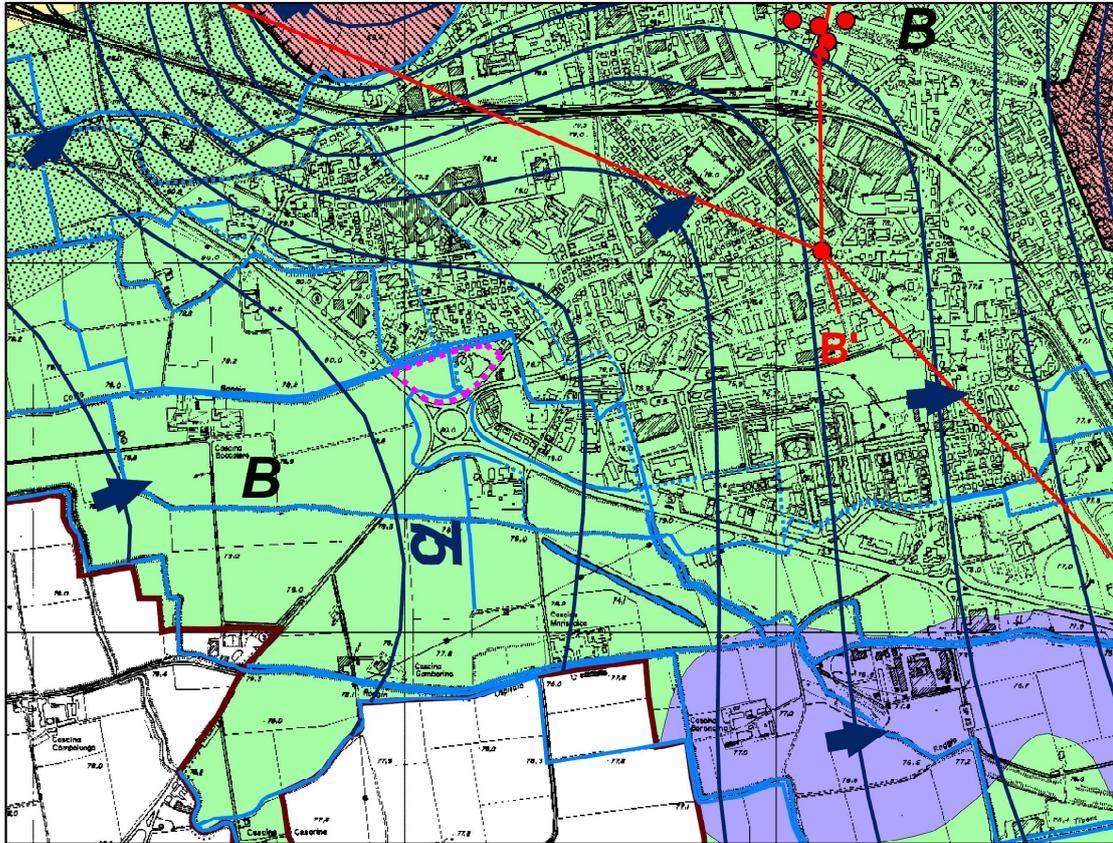
LF3 Depressioni di forma subcircolare a drenaggio mediocre o lento, talora con evidenze di fossi scolanti e baulature dei campi.

LF2 Superficie modale stabile, pianeggiante o leggermente ondulata, intermedia tra le aree più rilevate (dossi) e depresse (conche e paleovalvi).

-  Corso d'acqua
-  Corso d'acqua, ramo secondario
-  Corso d'acqua, tratto tombinato
-  Orlo di scarpata morfologica principale
-  Orlo di scarpata morfologica secondaria
-  Isoipsa
-  Traccia sezione geomorfologica

 Area di intervento

Allegato 2 – Carta idrogeologica



Classi di permeabilità (m/s):

A	ALTA ($10^{-4} < k < 10^{-3}$)
MDA	MEDIO-ALTA ($10^{-5} < k < 10^{-4}$)
MDB	MEDIO-BASSA ($10^{-7} < k < 10^{-6}$)
B	BASSA ($10^{-8} < k < 10^{-7}$)

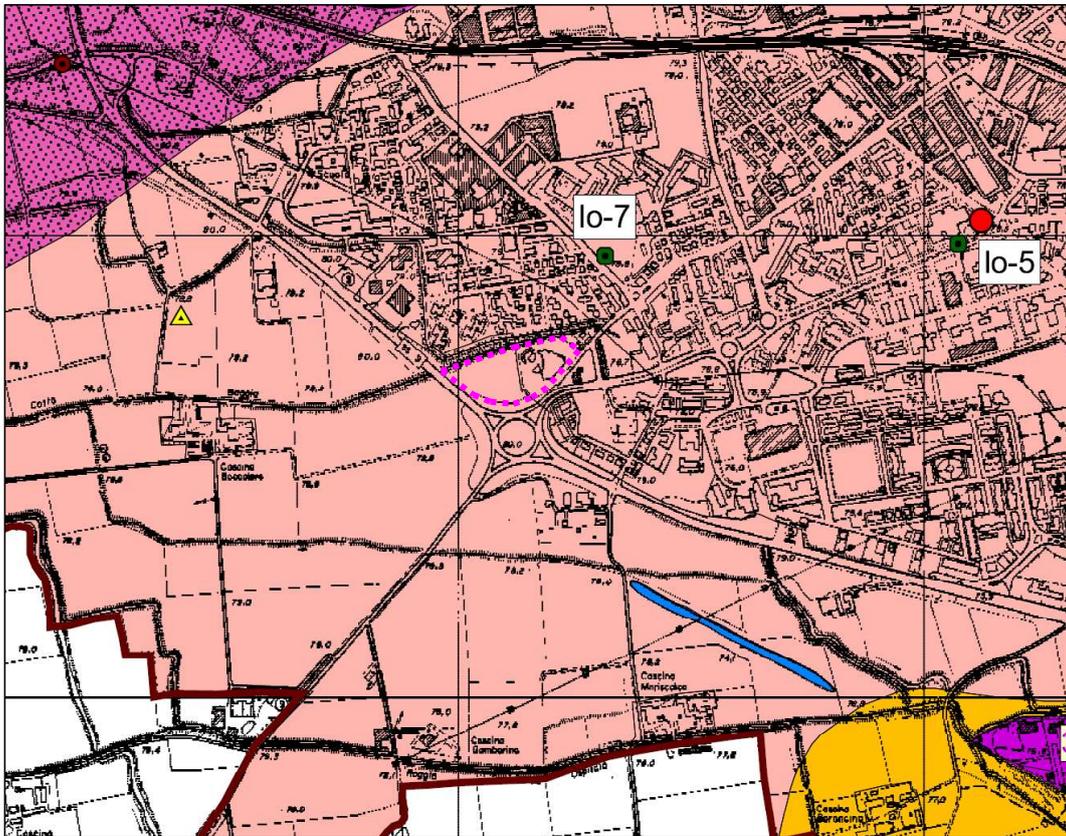
Soggiacenza media della falda superficiale in m da p.c.:

	< 1.50 m
	1.50 - 3.00 m
	> 3.00 m

Area di intervento

	Isofreatica con quota in m s.l.m.
	Direzione flusso falda freatica
	Asse drenante
	Pozzo pubblico
	Specchio d'acqua
	Corso d'acqua
	Corso d'acqua, ramo secondario
	Corso d'acqua, tratto tombinato
	Orlo di scarpata morfologica principale
	Orlo di scarpata morfologica secondaria

Allegato 3 – Carta di prima caratterizzazione geotecnica



Unità geotecniche:

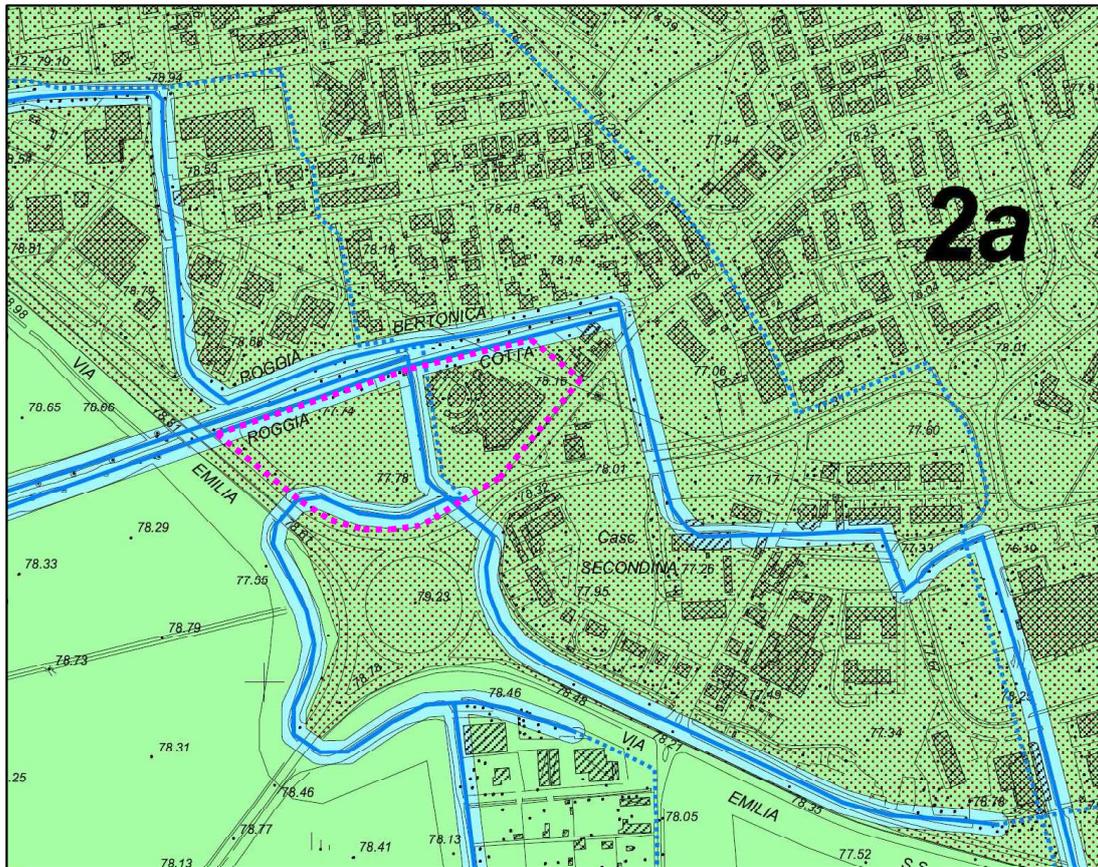
- 1** Unità prevalentemente sabbioso-ghiaiosa, con diffusa copertura limoso-sabbiosa potenza tra 3 e 6 m. Colpi alla punta CPT < 5 nella copertura e > 10 in profondità. Soggiacenza falda generalmente superiore a 3.00 m, localmente variabile tra 1.50 e 3.00 m.
- 2** Unità prevalentemente ghiaioso-sabbiosa con rare zone a copertura limoso-sabbiosa. Soggiacenza falda compresa tra 1.50 e 3.00 m.
- 3** Unità a sabbie prevalenti (n. colpi alla punta CPT > 10) con frequenti zone a copertura limoso-sabbiosa soprattutto in destra orografica con spessori inferiori a 2-3 m (n. colpi alla punta CPT < 5). Soggiacenza falda variabile tra 1.50 m e 3.00 m; inferiore a 1.50 m al piede del terrazzo morfologico principale e nelle zone di paleoalveo e paleomeandro.

Litologia superficiale prevalente:

- | | | | |
|---|--------------------------|---|-----------------|
|  | ghiaie |  | sabbie limose |
|  | ghiaie con sabbia |  | limi con sabbia |
|  | ghiaie con limo e sabbia |  | limi sabbiosi |
|  | sabbie con ghiaia |  | limi |
|  | sabbie con limo |  | argille |

 Area di intervento

Allegato 4 – Carta di fattibilità geologica e delle azioni di piano



LEGENDA

CLASSI DI FATTIBILITA' GEOLOGICA:

Fattibilità con modeste limitazioni:

- 2a** Pianura laudense occidentale
- 2b** Quartiere di Piazza Sommariva

Fattibilità con consistenti limitazioni:

- 3a** Quartiere Martinetta
- 3b** Pianura laudense orientale
- 3c** Corso d'acqua e specchio d'acqua

- Fascia di rispetto 10 m corso d'acqua
- Corso d'acqua, ramo secondario
- Fascia di rispetto 10 m corso d'acqua ramo secondario
- Corso d'acqua, tratto tominato

- 3d** Zona di rispetto pozzo pubblico (raggio variabile per ogni pozzo determinato con criterio temporale)

- 3e** C.na Sandone
- 3f** Zona di elevato interesse geologico e geomorfologico di C.na Portadore

Fattibilità con gravi limitazioni:

- 4a** Area golenale in destra Adda
- 4b** Area golenale in sinistra Adda
- 4c** Discarica incontrollata
- 4d** Pozzo pubblico e zona di tutela assoluta (raggio 10m)
- 4e** Zona di elevato interesse geologico e geomorfologico Parco urbano Pulignano
- 4f** Orlo di scarpata morfologica principale
- Orlo di scarpata morfologica secondaria
- 4g** Area estrattiva **4g** Ex area estrattiva

Rischio idraulico*:

- Aree soggette a rischio idraulico

- 4a.2** Classe di fattibilità geologica aree soggette a rischio idraulico

Opere di difesa idraulica già realizzate:

- 1** Argine "SICC"
- 2** Muretto V.le Milano
- 3** Chiavica su Roggia Gaetana
- 4** Chiavica su Roggia Gelata
- 5** Arginatura a valle del ponte

* Da "Studio idrogeologico-idraulico del tratto di F. Adda inserito nel territorio comunale di Lodi - Gennaio 2010"

PARTE SECONDA: STUDIO SISMICO

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 NTC08 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. 14.01.2008).

Il Comune di Lodi 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., l'area d'intervento rientra nello scenario di *pericolosità sismica locale Z4a*, ovvero "zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi", nella quale possono verificarsi effetti di amplificazione sismica derivanti dalle caratteristiche litotecniche dei terreni (amplificazione litologica - figura 1).

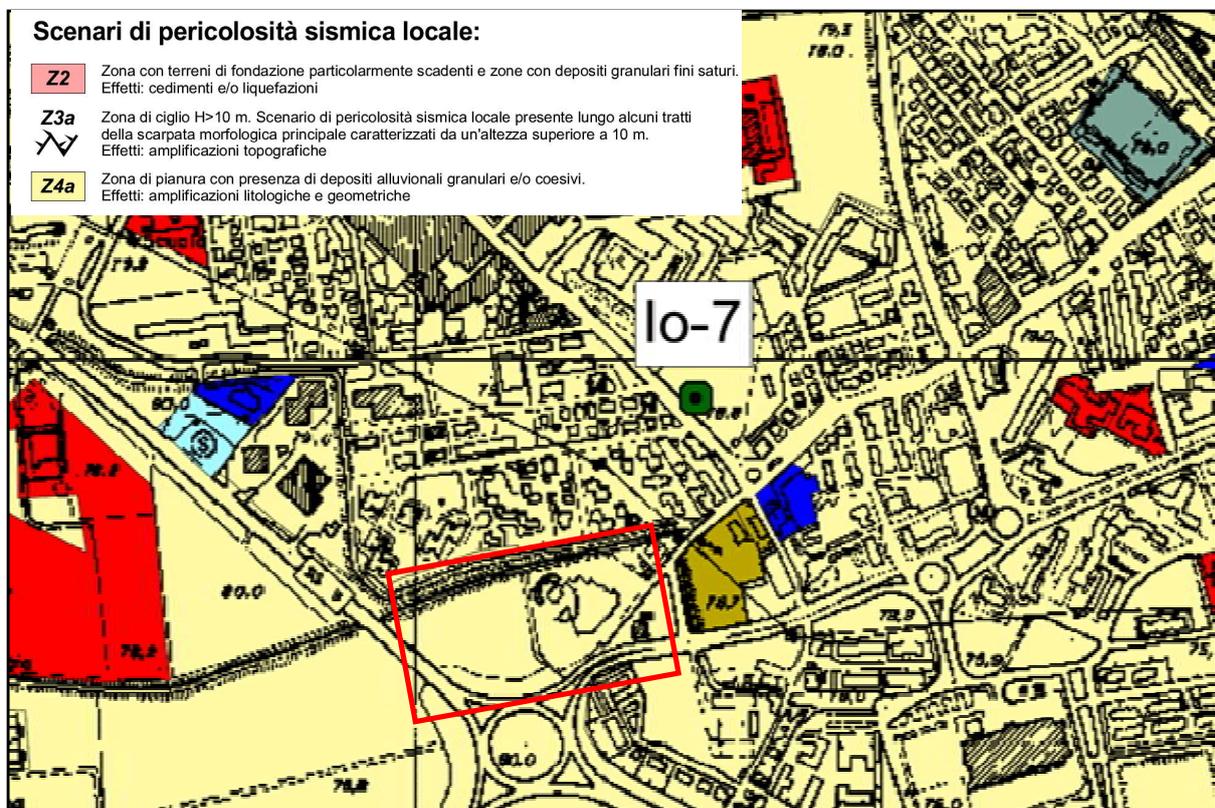


Figura 1: Scenari di pericolosità sismica locale (D.g.r. X/2129/2011) per il territorio comunale di Lodi con ubicazione dell'area in esame.

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) rispetto al valore caratteristico del territorio comunale in cui l'area è inserita (detto "di soglia" Fa_soglia), 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 Lodi i valori di Fa di soglia riferiti all'intervallo 0.1-0.5 s, 0.5-1.5 s e per le diverse categorie di sottosuolo soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D e E) sono i seguenti:

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

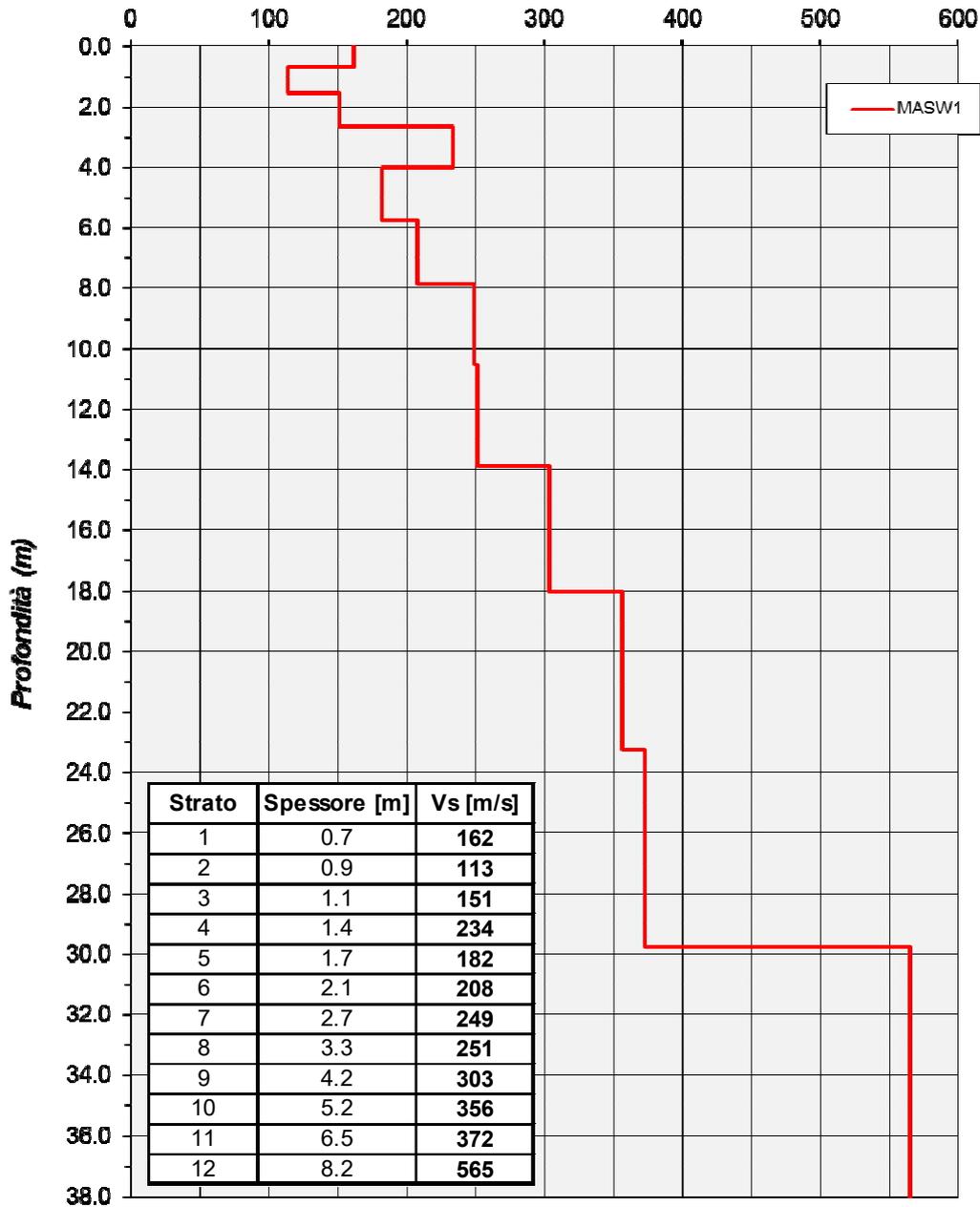
Tabella 1: Valori di soglia del fattore di amplificazione per il comune di Lodi - Regione Lombardia.

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 (V_s) 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 n. 1 linea sismica tipo MASW (vedi Allegato).

Per l'area in esame si ottiene il seguente modello di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità (la quota zero corrisponde alla quota dell'attuale p.c.).

Velocità onde S (m/sec)



Sulla base dell'andamento delle Vs con la profondità a partire dal piano fondazionale (posto a circa 4.0 m di profondità da p.c.) si individua la scheda litologica di riferimento (Allegato 5 alla D.g.r. IX/2616/2011), nello specifico quella “sabbiosa”. All’interno della scheda di valutazione viene scelta, in funzione della profondità e della velocità delle onde S dello strato superficiale, la curva più appropriata per la valutazione del valore di Fa.

Considerando una velocità dello strato superficiale compresa tra 200 e 250 m/s (media dei primi 4-5 m del profilo Vs-z), la curva di riferimento per l'intervallo 0.1-0.5 s è la n. 2, caratterizzata dalla seguente equazione:

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

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

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

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

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

dove h_i e V_{S_i} sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del modello fino al bedrock sismico (strato con $V_s > 750-800$ 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	Fa (0.1-0.5)	Fa (0.5-1.5)
Area1	sabbiosa	0.47 s	1.5	1.8

A questo punto, il valore di Fa proprio del sito deve essere confrontato con il valore Fa di soglia, differente per le diverse categorie di sottosuolo definite, secondo il D.M. 14.01.2008, sulla base del valore di $V_{s,30}$:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n H_i / V_i}$$

H_i = spessore strato i-esimo(in m)
 V_i = velocità onde S strato i-esimo

A partire dal profilo Vs-profondità dell'area in esame, si ottiene il seguente risultato:

<i>Quota da p.c.</i>	<i>V_{s,30} [m/s]</i>	<i>Categoria sottosuolo</i>
-4.0 m	308.7	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 normativa antisismica (D.M. 14.01.2008) 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.

Area	Cat. Sottosuolo	Fa (0.1-0.5)		Verifica	Fa (0.5-1.5)		Verifica
		sito	soglia		sito	soglia	
1	C	1.5	1.8+0.1	Si	1.8	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 NTC08 utilizzando una categoria di sottosuolo di tipo C.

2.2 Spettro di risposta elastico secondo la normativa antisismica

Di seguito si definiscono gli spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica facendo riferimento a quanto contenuto nei *cap. 2 e 3 del D.M. 14.01.2008* e a quanto riportato nei capitoli precedenti (in particolare i risultati dell'analisi sismica di II livello).

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

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

- Vita nominale della struttura: $V_N = 50$ anni;
- Classe d'uso = III;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = 75$ anni ($C_U = 1.5$);
- Valori di accelerazione massima orizzontale e dei parametri spettrali per i diversi stati limite (valori interpolati ottenuti dalla media pesata con i 4 punti della griglia di accelerazioni che comprendono il sito in esame [45.303482; 9.486391] così come definito nell'Allegato A e B):

	P_{VR}	T_R	a_g	F_O	T_C^*
		[anni]	[g/10]		[s]
SLO	81%	45	0.305	2.543	0.2069
SLD	63%	75	0.370	2.572	0.2228
SLV	10%	712	0.795	2.592	0.2956
SLC	5%	1462	0.997	2.594	0.3035

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

	S_s	C_C	S	T_B	T_C	T_D	F_V
				[s]	[s]	[s]	
SLO	1.50	1.77	1.50	0.12	0.37	1.72	0.60
SLD	1.50	1.72	1.50	0.13	0.38	1.75	0.67
SLV	1.50	1.57	1.50	0.15	0.46	1.92	0.99
SLC	1.50	1.56	1.50	0.16	0.47	2.00	1.11

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).

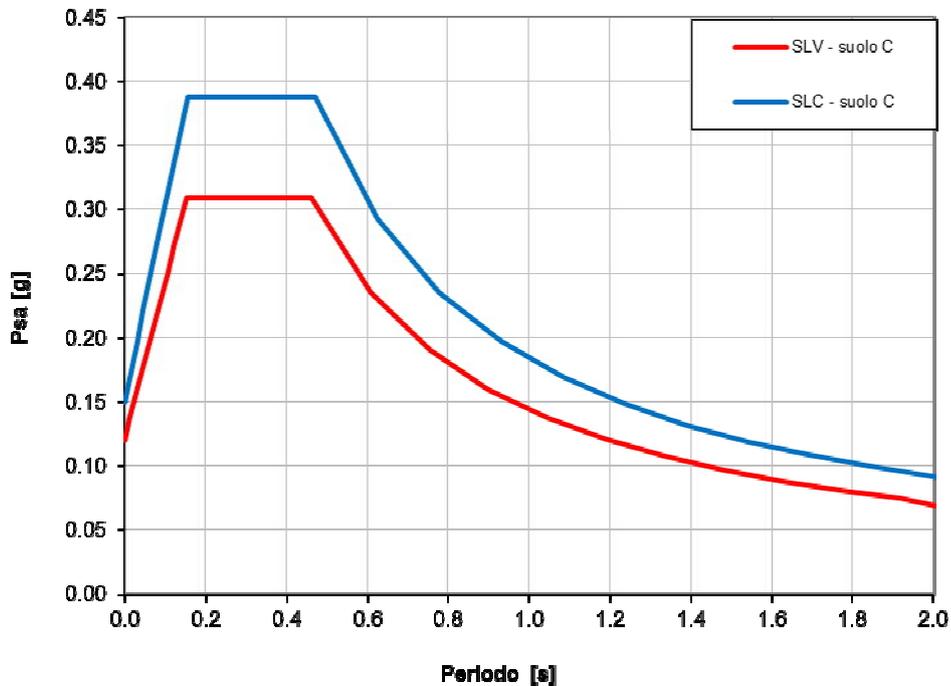


Figura 2: Spettri di risposta elastici previsti dalla normativa antisismica per gli stati limite (SLV e SLC) - Categoria sottosuolo C.

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 NTC08 (Cap. 7.11.3.4.2) la verifica delle liquefazione può essere omessa qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo $M < 5$;
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di campo libero) $< 0.10g$;
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna;
4. 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 NTC08, 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 $a_{max} = 0.119g$ ($a_{max} = a_g \cdot S_s$ – condizione SLV);
- ✓ Magnitudo di riferimento $M_W = 6.14$ (zona sismogenetica più vicina 911 “*Tortona-Bobbio*”);
- ✓ CRR calcolato utilizzando l'analisi semplificata basata sulle correlazioni proposte da *Robertson e Wride* (1998) fondate sulla resistenza penetrometrica misurata nelle prove CPT1, CPT2 e CPT3;
- ✓ 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 = 3.5 m di profondità da p.c.

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

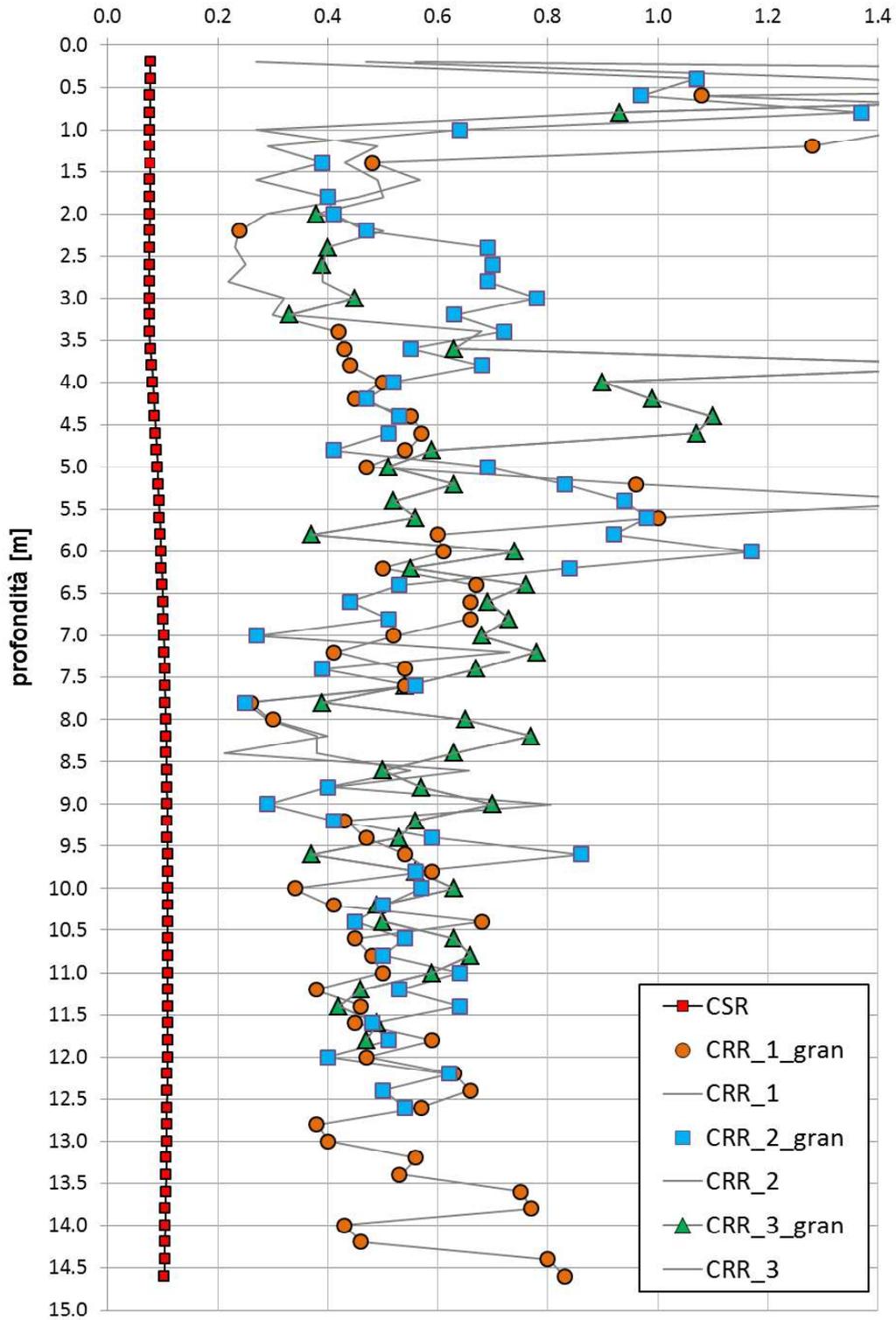


Figura 3: Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione.

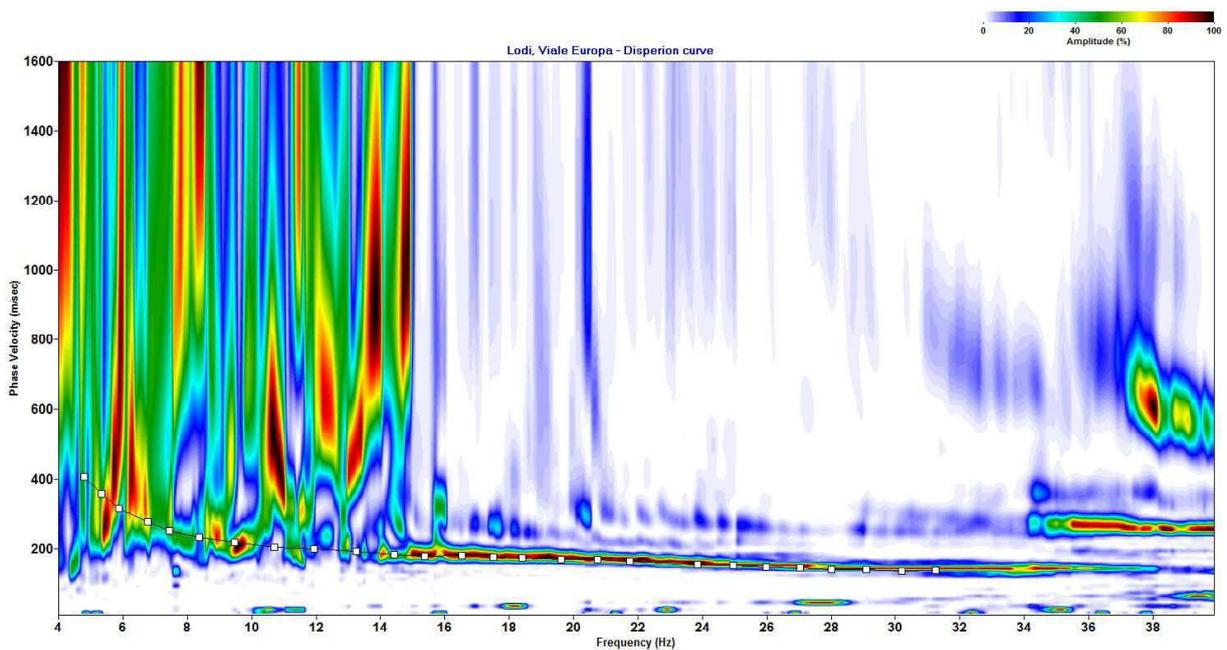
Indagine MASW

Acq. attiva: 24 geofoni con interdistanza = 2.0 m, Sorgente = 8-14 m, $T_S=1$ msec, $T_L=2$ sec.

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



CURVA DI DISPERSIONE



PARTE TERZA: STUDIO GEOTECNICO

3.1 Indagine geotecnica: modalità esecutive e criteri interpretativi

Come accennato in premessa, la campagna geognostica si è avvalsa dei risultati di 5 prove eseguite con penetrometro statico a punta meccanica (CPT), spinte ad una profondità massima di 14.6 m da piano campagna. L'ubicazione, i risultati e la documentazione fotografica delle prove sono riportati in allegato al presente elaborato.

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.

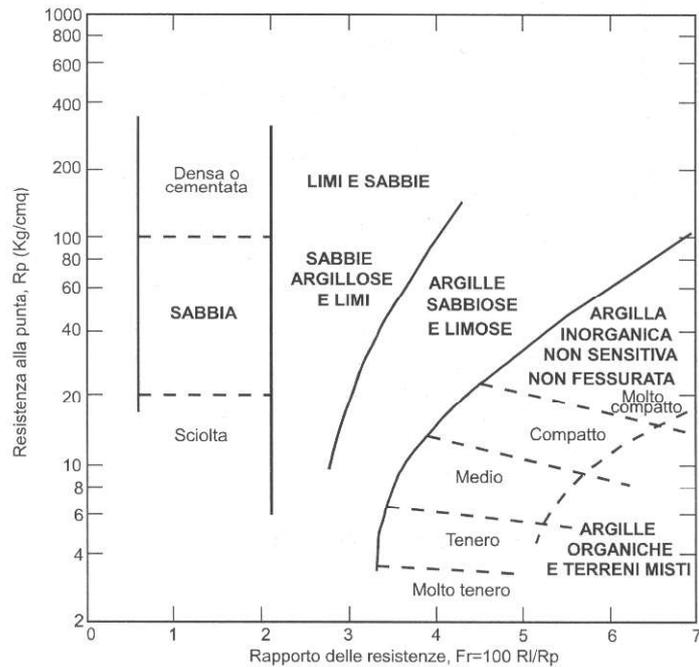
Vengono così rilevati ad intervalli costanti (20 cm):

- 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 Schmertmann (1978); quest'ultimo considera come indicativo della litologia il rapporto fra la resistenza alla punta ed il rapporto F_r (figura seguente).



Tuttavia, si rammenta che, sebbene l'indagine penetrometrica tipo CPT fornisca dati geotecnici attendibili, le informazioni sulla natura litologica e granulometrica dei terreni derivano sostanzialmente da correlazioni di tipo empirico.

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

Per quanto concerne la definizione dei parametri geotecnici, utilizzando le più note e diffuse correlazioni basate sui dati CPT, si è proceduto al calcolo di:

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

I metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici (i cui risultati sono stati successivamente rivisti in modo critico) sono di seguito illustrati.

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO ϕ

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

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

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

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

DENSITÀ RELATIVA DR.

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

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

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

In cui:

σ'_v : tensione verticale efficace

q_c : resistenza alla punta

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

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

MODULO DI DEFORMAZIONE E.

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

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

COESIONE NON DRENATA CU.

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

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

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

MODULO EDOMETRICO ED.

E' stato calcolato attraverso la correlazione empirica Rp-Cu definita dalla seguente relazione, valida come stima di primo riferimento per i terreni coesivi in genere (dai limi plastici alle argille):

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

PESO DI VOLUME NATURALE γ_n .

Per i terreni coesivi, è stata utilizzata la seguente formula di confronto :

$$\gamma_n (t/m^3) = 2 + 0,515 * \text{Log} (Cu)$$

Per i terreni incoerenti, invece, è stato assunto un valore medio di γ_n variabile tra 1,8 e 1,9 t/m³.

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) all'interno dei fori penetrometrici è stata rilevata acqua sotterranea alla profondità minima di circa 3.60 m da piano campagna, in accordo con i dati piezometrici ricavati dal P.G.T. (non sono note le possibili oscillazioni piezometriche);
- 3) facendo riferimento a quanto riportato nel D.M. 14.01.2008 ed alla Circolare Esplicativa del C.S.L.P., per ciascuna unità che compone il modello geotecnico sono stati calcolati i valori caratteristici dei parametri geotecnici ($\gamma(fk)$, $D_r(fk)$, $\phi(fk)$ e $E(fk)$), definiti come media probabilistica della distribuzione dei risultati ottenuti (ovvero il valore al di sotto del quale si colloca il 50% dei risultati).

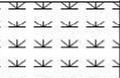
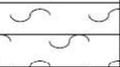
Sulla base delle prove eseguite, quindi, è stato ricostruito il seguente modello geotecnico, rappresentativo dell'area in esame e punto di partenza per le elaborazioni successive.

Unità R	Riperto e terreno di alterazione superficiale di spessore medio pari a circa 1.0 m, non caratterizzato dal punto di vista geotecnico e non adatto come terreno di fondazione.
Unità A	Si tratta di un deposito limoso sviluppato fino a profondità variabile tra 2.5 e 3.5 m, per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito medio $\Phi=23^\circ-24^\circ$ e un modulo di deformazione $E=45-50 \text{ kg/cm}^2$. Nonostante il possibile comportamento semi-coesivo, cautelativamente non è stato considerato il contributo nella resistenza al taglio derivante dalla eventuale coesione della matrice fine. In corrispondenza della verticale n. 5 lo spessore di questa unità raggiunge la profondità di 5.5 m da piano campagna.

Unità B	Oltre la base dell'Unità A si riconosce un deposito sabbioso da poco a mediamente addensato, per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito medio $\Phi=27^{\circ}-28^{\circ}$ e un modulo di deformazione $E=150-200 \text{ kg/cm}^2$. All'interno di questa unità, si sviluppano orizzonti limosi (tra circa 8.0 e 9.0 m di profondità) di proprietà geotecniche peggiori (angolo di attrito medio $\Phi=20^{\circ}$ e modulo di deformazione $E=45 \text{ kg/cm}^2$).
Unità C	A partire da circa 8.5 -9.5 m di profondità, i valori penetrometrici descrivono un deposito sabbioso meglio addensato per il quale sono stati calcolati un angolo di attrito medio $\Phi=28^{\circ}-29^{\circ}$ e un modulo di deformazione $E= 250-300 \text{ kg/cm}^2$.

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

EFFERRE S.r.l.
Viale Pavia n.98 - Lodi

EFFERRE S.r.l.					
		Località: Viale Pavia, 98 - Lodi		Data: 05/01/2017	
		Scala 1:80		Sigla: /CPT n.1	
		Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)		Quota dal p.c.(m):	
		Quota della falda dal p.c.(m): 3,6			
Profondità (m)	Colonna stratigrafica	DESCRIZIONE	Modulo di Young(kg/cm ²)	Peso di volume naturale(t/m ³)	Angolo d'attrito(°)
1.00		Terreno vegetale/riporto	nc	1,6	nc
2.40		Limo/limo sabbioso	45	1,8	23
4.60		Sabbia da poco a mediamente addensata	150	1,8	27
9.00		Limo/limo argilloso	45	1,8	20
14.60		Sabbia mediamente addensata	250	1,8	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

Le vigenti disposizioni in materia di Norme Tecniche per le Costruzioni rendono obbligatorio il metodo di calcolo agli stati limite (D.M. 14.01.2008), fatta eccezione per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4 (cap. 2.7 del D.M. citato). 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. 14.01.2008 (capitolo 6).

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 parla di **stato limite ultimo** (SLU) nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di 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.

Per la valutazione del carico limite, si è fatto ricorso all'espressione trinomia di Terzaghi (programma di calcolo QSB2), 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

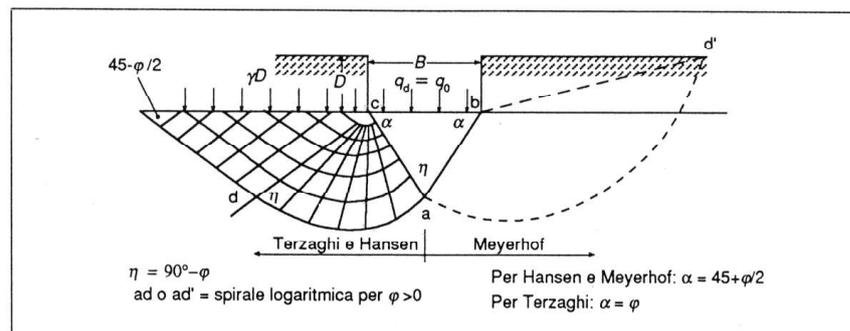
B = larghezza della fondazione (dimensione del lato corto)

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

s_c , s_γ = fattori adimensionali legati alla forma della fondazione

Preliminarmente all'analisi dei risultati, si desidera rammentare come nel calcolo del carico ammissibile svolga un ruolo importante il fattore "profondità", unitamente alla geometria della fondazione ed ai parametri geotecnici del terreno. La reazione del terreno di fondazione sottoposto all'applicazione di un carico, infatti, prevede tre zone a comportamento meccanico e reologico differente:

- una zona geometricamente assimilabile ad un cuneo, in cui il terreno mantiene un comportamento elastico e tende a penetrare negli strati sottostanti in modo solidale con la fondazione;
- una zona di scorrimento radiale, rappresentata da una serie di archi di spirale logaritmica o di cerchio, in cui avviene la trasmissione dello sforzo dalla zona del cuneo alla zona laterale;
- una zona laterale che si oppone alla penetrazione del cuneo nel terreno, la quale assume la forma di un triangolo. Sulla superficie di questa zona agisce, con effetto stabilizzante, il peso del terreno sopra il piano di posa della fondazione (γD).



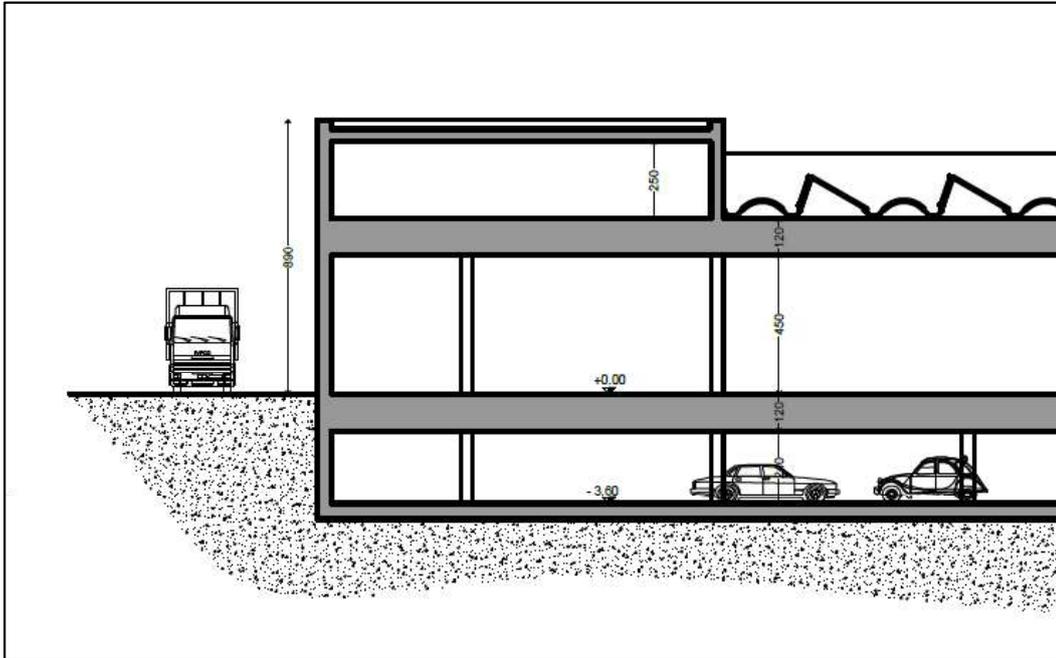
Schema di rottura del terreno sotto una fondazione (Casadio & Elmi, 1995).

Si ricorda la differenza tra profondità di posa (rispetto al piano campagna) e "incastramento nei terreni (D)", da cui deriva il fattore " γD " nell'espressione polinomiale della formula di capacità portante, che esprime il contrasto al cuneo di rottura dei terreni posti lateralmente e sopra il piano di posa della struttura.

Nel caso di fondazioni accostate ad un piano interrato, l'incastramento D deve essere quindi calcolato come differenza di quota tra il piano di posa e la base del volume interrato.

Il progetto prevede la realizzazione di un piano interrato con pavimento posto a 3.60 m di profondità; sulla base del modello geotecnico innanzi definito e rappresentato nel precedente profilo verticale, si è quindi proceduto ad una verifica della risposta dei terreni ipotizzando

strutture di fondazione a plinto a base quadrata con eccentricità nulla, poste nell'Unità B alla profondità di 4.80 m, in modo da ottenere un incastro (D) pari ad almeno 1.2 m.



Particolare della sezione dell'edificio in progetto.

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

Dati geometrici

Tipologia di fondazione = plinto a base quadrata con eccentricità nulla

Terreno di fondazione = Unità B

Profondità di posa della fondazione (da piano campagna) = 4.80 m da p.c.

Incastro minimo (D) nei terreni **rispetto al piano interrato** = 1.20 m

Profondità della falda: 3.6 m da piano campagna.

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi sono state condotte utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. del citato D.M. 14.01.2008.

Le verifiche allo SLU sono avvenute seguendo l'**APPROCCIO 1**, costituito da due combinazioni così articolate:

Combinazione 1 (A1+M1+R1), in cui sono invariati i parametri geotecnici (M) e la resistenza (R);

Combinazione 2 (A2+M2+R2), in cui sono ridotti i parametri geotecnici (M) e la resistenza (R).

Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1)
coefficienti parziali applicati: $\gamma_\gamma = 1$; $\gamma_c = 1$; $\gamma_\phi = 1$

La resistenza R del sistema geotecnico ponendo $R_d = q_{lim} \cdot (B \cdot L) / \gamma_R$ (Tabella 6.4.1 colonna R1) è:

PLINTO DI FONDAZIONE						
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	Rd [kg*10 ³]	Rd [kN]
200	200	2,48	243,20	1	99,20	972,82
250	250	2,66	260,86	1	166,25	1630,36
300	300	2,81	275,57	1	252,90	2480,10
350	350	2,99	293,22	1	366,28	3591,93

Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2)
coefficienti parziali applicati: $\gamma_\gamma = 1$; $\gamma_c = 1.25$; $\gamma_\phi = 1.25$; $\gamma_{cu} = 1.4$

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

PLINTO DI FONDAZIONE								
B [cm]	L [cm]	q_{lim} [kg*cm ⁻²]	q_{lim} [kPa]	γ_R	q_{lim}/γ_R [kg*cm ⁻²]	q_{lim}/γ_R [kPa]	Rd [kg*10 ³]	Rd [kN]
200	200	1,36	133,37	1,8	0,76	74,09	30,22	296,38
250	250	1,44	141,22	1,8	0,80	78,45	50,00	490,33
300	300	1,50	147,10	1,8	0,83	81,72	75,00	735,50
350	350	1,58	154,95	1,8	0,88	86,08	107,53	1054,49

I modesti risultati in termini di capacità portante derivano sia dalla geometria di fondazione, sia dalla presenza di uno stato di saturazione dei terreni a partire dalla quota del piano interrato.

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

$$R_d/E_d \geq 1$$

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

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

In fase di verifica, dopo aver determinato la distribuzione delle tensioni (Metodo di Newmark) prodotte da un'azione (E_d) pari alla resistenza del terreno (R_d) calcolata con l'approccio 1 - combinazione 2 sono stati stimati i cedimenti assoluti ricorrendo alla "Teoria dell'elasticità" (o Metodo semplificato di Terzaghi, 1943) (programma di calcolo QSB2); i risultati ottenuti sono riportati nella seguente tabella:

PLINTO DI FONDAZIONE				
B [cm]	L [cm]	Ed [kg*10 ³]	Ed [kN]	Ced. S [mm]
200	200	30,22	296,38	1-2
250	250	50,00	490,33	1-2
300	300	75,00	735,50	2-3
350	350	107,53	1054,49	3-4

Nel calcolo dei cedimenti è già stato valutato l'effetto determinato dal peso del terreno che verrà rimosso per la realizzazione del piano interrato, il quale avrà agito da carico di pre-consolidazione sul piano di posa della fondazione (effetto "galleggiamento" o "flottazione"): ipotizzando un peso di volume del terreno pari ad almeno 1.8 t/m³, ogni metro di interramento

ridurrà, infatti, di circa 0.18 kg/cm^2 il carico effettivamente responsabile del consolidamento del terreno.

Va tuttavia 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:

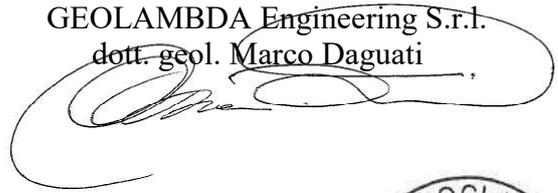
1. La capacità portante di un terreno e conseguentemente la sua resistenza, è funzione diretta oltre che delle caratteristiche geotecniche anche della geometria della fondazione; qualora venissero significativamente variate le caratteristiche geometriche rispetto a quelle ipotizzate, pertanto, sarà necessario 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 rigidezza della struttura di fondazione nel rispetto delle esigenze progettuali dell'opera. Come per la capacità portante, anche l'entità dei cedimenti calcolata nei paragrafi precedenti deve intendersi come una stima di primo riferimento per la definizione dello stato limite di esercizio (ai sensi del vigente D.M. 14.01.2008), da rivedersi in funzione della compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.
4. In corrispondenza della verticale n. 5 il profilo penetrometrico ha evidenziato uno spessore maggiore dell'*Unità A*, costituita da depositi limosi di proprietà geotecniche più scadenti rispetto alla sottostante *unità B*, sino a profondità di poco superiori a quelle previste di posa delle strutture di fondazione ipotizzate. Sarà quindi necessario, in fase esecutiva, verificare la natura dei terreni di fondazione e, in presenza di terreni di scadenti proprietà (quali i depositi limosi dell'unità A), operare attraverso circostanziati interventi di bonifica geotecnica, volta a rimuovere i terreni indesiderati e a riportarne altri di caratteristiche idonee.
5. Si ricorda la presenza di acqua sotterranea misurata nei fori penetrometrici alla profondità di 3.60 m; a tale scopo, considerato che il progetto prevede la realizzazione di strutture prossime (piano interrato) o superiori (fondazioni) a quella indicata, si suggerisce di approfondire il problema attraverso la realizzazione di uno o più scavi esplorativi e/o la realizzazione di piezometri che consentano di verificare e monitorare eventuali escursioni piezometriche nel tempo. La presenza di acqua sotterranea genera due ordini di problemi:

EFFERRE S.r.l.
Viale Pavia n.98 - Lodi

il primo connesso all'esecuzione degli scavi di fondazione (che richiederanno l'impiego di sistemi di dewatering), il secondo riguardante l'impermeabilizzazione dei piani interrati allo scopo sia di evitarne l'allagamento che i fenomeni di risalita igroscopica a danno delle strutture murarie. Tra le azioni progettuali, inoltre, da ricordare le spinte idrostatiche che potranno agire su tutte le strutture poste a contatto con le acque di falda.

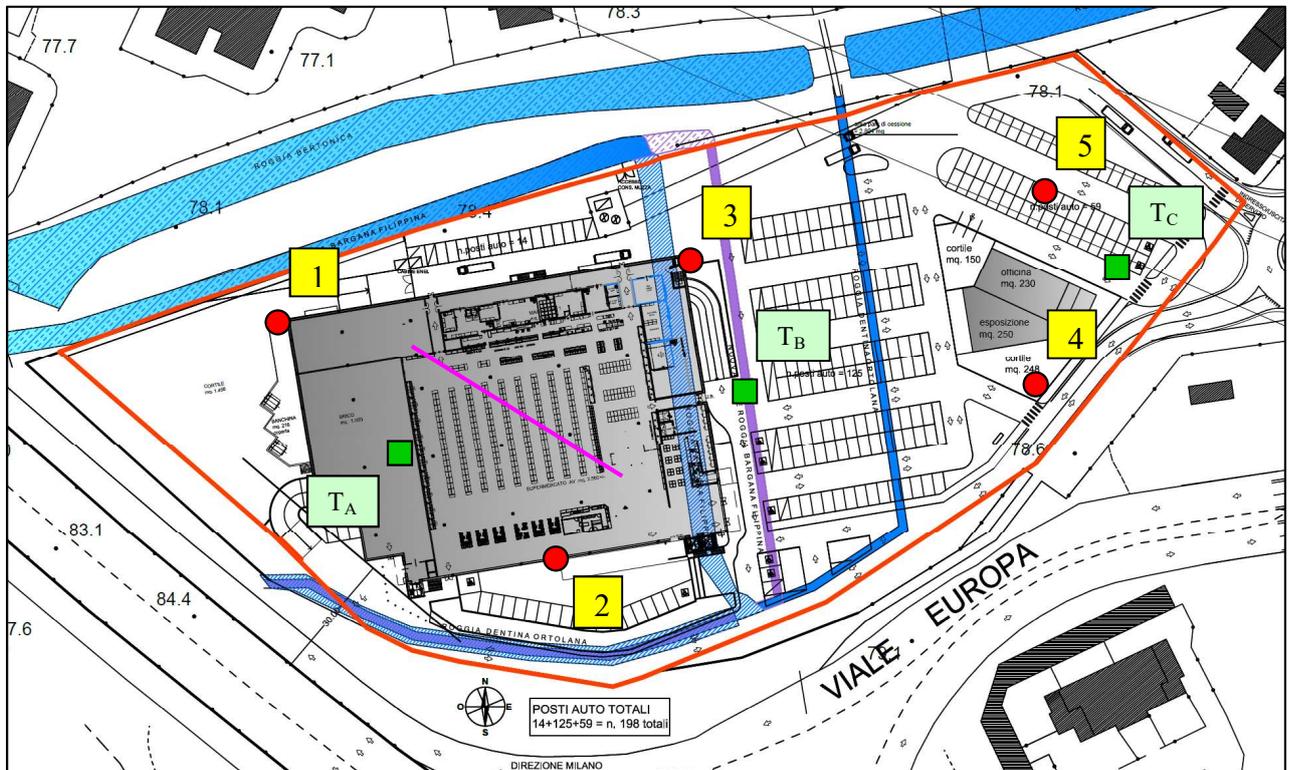
Codogno, 31.01.2017

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



ALLEGATO 5 - Planimetria e ubicazione delle indagini

-   Ubicazione delle prove penetrometriche e relativa numerazione
-  Ubicazione dei pozzetti esplorativi
-  Stendimento MASW?



Planimetria – stato di progetto

ALLEGATO 6 – Pozzetti esplorativi

POZZETTO ESPLORATIVO TA				
profondità (m. da p.c.)				Descrizione
Da	0.00	a	1.00	Terreno agrario
Da	1.00	a	1.50	Limo sabbioso di colore nocciola
<i>Falda: non rinvenuta</i>				

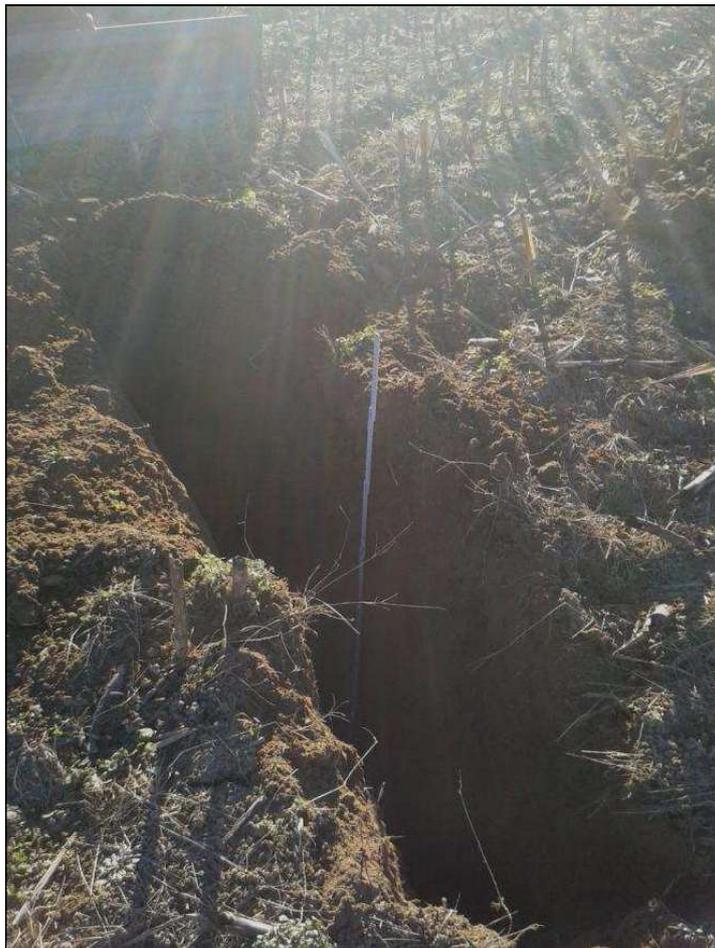


Foto 1 - Pozzetto esplorativo TA

POZZETTO ESPLORATIVO TB				
profondità (m. da p.c.)				Descrizione
Da	0.00	a	0.10	Asfalto
Da	0.10	a	1.20	Riporto (ghiaia con sabbia fine limosa)
Da	0.20	a	1.70	Limo sabbioso di colore nocciola
<i>Falda: non rinvenuta</i>				

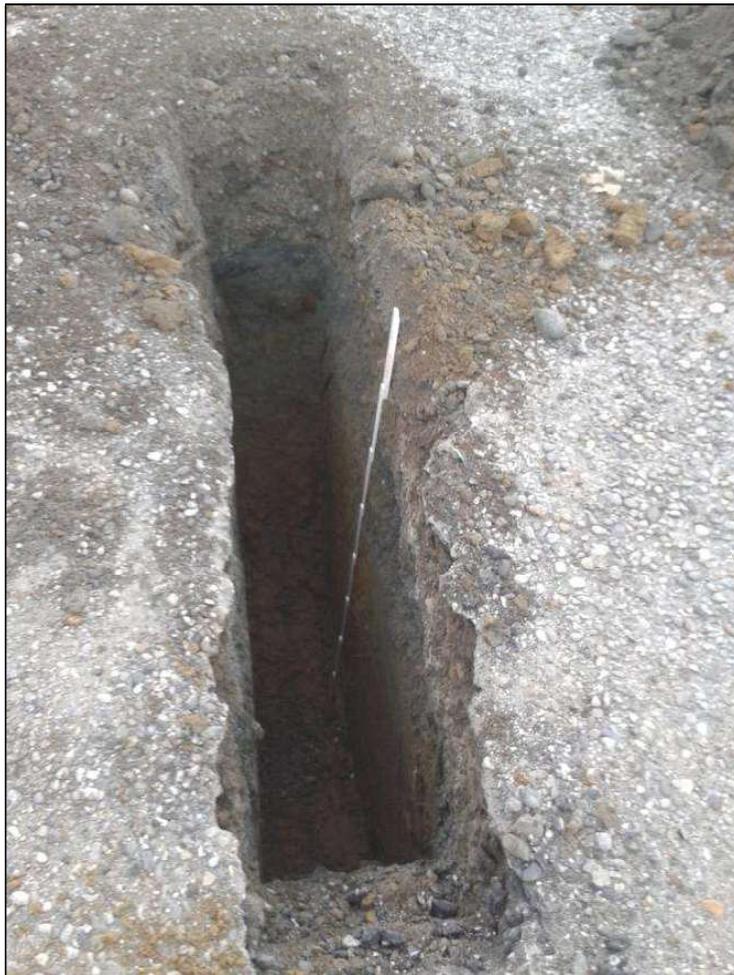


Foto 2 - Pozzetto esplorativo TB.

POZZETTO ESPLORATIVO TC				
profondità (m. da p.c.)				Descrizione
Da	0.00	a	0.10	Asfalto
Da	0.10	a	1.20	Riporto (ghiaia con sabbia fine limosa)
Da	0.20	a	1.70	Limo sabbioso di colore nocciola
<i>Falda: non rinvenuta</i>				



Foto 3 - Pozzetto esplorativo TC.

ALLEGATO 7 – Prove Penetrometriche

REGISTRAZIONI STRUMENTALI DEI VALORI PENETROMETRICI e SVILUPPO DELLE UNITA' GEOTECNICHE

	CPT n. 1			CPT n. 2			CPT n. 3		
	Prof.	Rp	Rl tot	Prof.	Rp	Rl tot	Prof.	Rp	Rl tot
	m	kg/cm ²	kg/cm ²	m	kg/cm ²	kg/cm ²	m	kg/cm ²	kg/cm ²
Unità R	0,2	1	2	0,2	1	2	0,2	1	2
	0,4	31	59	0,4	18	29	0,4	12	35
	0,6	38	65	0,6	36	48	0,6	63	94
	0,8	38	53	0,8	39	53	0,8	34	51
Unità A	1,0	29	55	1,0	20	41	1,0	12	28
	1,2	30	53	1,2	13	31	1,2	13	24
	1,4	27	50	1,4	18	30	1,4	17	36
	1,6	20	32	1,6	9	18	1,6	20	38
	1,8	18	36	1,8	24	34	1,8	22	38
	2,0	15	34	2,0	24	35	2,0	23	40
	2,2	19	31	2,2	38	53	2,2	25	39
	2,4	16	24	2,4	57	72	2,4	24	42
	2,6	11	20	2,6	54	76	2,6	25	37
	2,8	10	19	2,8	44	67	2,8	23	38
	3,0	11	18	3,0	66	89	3,0	30	47
	3,2	17	29	3,2	77	104	3,2	33	51
Unità B	3,4	29	41	3,4	85	107	3,4	34	46
	3,6	50	67	3,6	86	111	3,6	52	78
	3,8	51	69	3,8	83	102	3,8	55	80
	4,0	51	70	4,0	54	81	4,0	93	142
	4,2	52	74	4,2	57	80	4,2	112	147
	4,4	58	79	4,4	59	81	4,4	107	143
	4,6	66	92	4,6	73	98	4,6	119	162
	4,8	55	83	4,8	60	85	4,8	100	141
	5,0	69	96	5,0	66	87	5,0	82	108
	5,2	148	173	5,2	105	139	5,2	73	99
	5,4	169	200	5,4	107	146	5,4	54	87
	5,6	143	194	5,6	112	157	5,6	46	74
	5,8	79	119	5,8	113	160	5,8	60	89
	6,0	67	101	6,0	112	158	6,0	85	107
	6,2	95	130	6,2	122	179	6,2	97	138
	6,4	109	138	6,4	105	148	6,4	119	151
	6,6	98	136	6,6	79	109	6,6	102	143
	6,8	111	151	6,8	82	110	6,8	113	154
	7,0	69	108	7,0	54	87	7,0	120	163
	7,2	52	86	7,2	35	52	7,2	118	158
7,4	107	134	7,4	96	134	7,4	132	179	
7,6	86	121	7,6	70	95	7,6	86	124	
7,8	87	115	7,8	52	82	7,8	75	86	

EFFERRE S.r.l.
Viale Pavia n.98 - Lodi

	8,0	63	77	8,0	23	39	8,0	88	116
Orizzonte limoso - argilloso	8,2	19	40	8,2	31	46	8,2	93	138
	8,4	13	34	8,4	35	57	8,4	104	156
	8,6	17	25	8,6	48	71	8,6	120	165
	8,8	21	31	8,8	60	86	8,8	137	182
	9,0	35	57	9,0	56	86	9,0	141	178
Unità C	9,2	100	143	9,2	84	106	9,2	135	182
	9,4	118	152	9,4	99	132	9,4	127	165
	9,6	119	154	9,6	108	154	9,6	108	147
	9,8	97	139	9,8	113	175	9,8	110	138
	10,0	88	135	10,0	137	182	10,0	142	187
	10,2	111	139	10,2	121	163	10,2	121	167
	10,4	105	138	10,4	108	148	10,4	136	175
	10,6	121	176	10,6	147	185	10,6	140	178
	10,8	95	132	10,8	139	178	10,8	104	153
	11,0	105	147	11,0	130	169	11,0	132	187
	11,2	120	164	11,2	122	175	11,2	130	179
	11,4	119	150	11,4	137	183	11,4	108	146
	11,6	137	178	11,6	146	200	11,6	125	163
	11,8	108	145	11,8	159	197	11,8	144	187
	12,0	110	163	12,0	132	169	12,0	-	-
	12,2	134	178	12,2	145	178	12,2	-	-
	12,4	149	205	12,4	151	205	12,4	-	-
	12,6	163	220	12,6	175	216	12,6	-	-
	12,8	151	197	12,8	-	-	12,8	-	-
	13,0	138	165	13,0	-	-	13,0	-	-
	13,2	162	197	13,2	-	-	13,2	-	-
	13,4	170	218	13,4	-	-	13,4	-	-
	13,6	205	248	13,6	-	-	13,6	-	-
	13,8	192	246	13,8	-	-	13,8	-	-
	14,0	167	229	14,0	-	-	14,0	-	-
14,2	156	188	14,2	-	-	14,2	-	-	
14,4	175	217	14,4	-	-	14,4	-	-	
14,6	204	276	14,6	-	-	14,6	-	-	
14,8	-	-	14,8	-	-	14,8	-	-	
15,0	-	-	15,0	-	-	15,0	-	-	

CPT n. 4			CPT n. 5			
Prof.	Rp	Rl tot	Prof.	Rp	Rl tot	
m	kg/cm ²	kg/cm ²	m	kg/cm ²	kg/cm ²	
0,2	-	-	0,2	-	-	<i>Unità R</i>
0,4	-	-	0,4	-	-	
0,6	-	-	0,6	1	2	
0,8	1	2	0,8	12	18	<i>Unità A</i>
1,0	10	20	1,0	18	28	
1,2	23	37	1,2	13	20	
1,4	17	40	1,4	14	22	
1,6	20	35	1,6	16	24	
1,8	25	38	1,8	24	38	
2,0	24	36	2,0	42	65	
2,2	26	44	2,2	78	97	
2,4	26	36	2,4	55	79	
2,6	28	40	2,6	26	56	
2,8	28	40	2,8	22	38	
3,0	32	41	3,0	25	41	
3,2	33	43	3,2	17	34	
3,4	44	56	3,4	7	17	
3,6	77	89	3,6	9	17	
3,8	119	144	3,8	19	27	
4,0	124	142	4,0	18	23	
4,2	102	139	4,2	13	19	
4,4	114	145	4,4	15	20	
4,6	92	122	4,6	12	18	
4,8	87	117	4,8	9	12	
5,0	92	126	5,0	7	9	
5,2	134	183	5,2	7	9	
5,4	152	170	5,4	13	21	
5,6	54	77	5,6	52	69	<i>Unità B</i>
5,8	51	83	5,8	74	92	
6,0	74	95	6,0	53	79	
6,2	92	132	6,2	72	95	
6,4	69	101	6,4	94	126	
6,6	80	112	6,6	100	127	
6,8	95	132	6,8	95	124	
7,0	139	172	7,0	109	146	<i>Unità C</i>
7,2	197	218	7,2	113	165	
7,4	151	178	7,4	139	169	
7,6	95	132	7,6	153	207	
7,8	63	96	7,8	154	198	
8,0	88	105	8,0	126	171	
8,2	107	138	8,2	95	137	
8,4	112	146	8,4	131	178	
8,6	132	179	8,6	-	-	
8,8	154	197	8,8	-	-	
9,0	130	168	9,0	-	-	

EFFERRE S.r.l.
Viale Pavia n.98 - Lodi

9,2	92	132	9,2	-	-
9,4	63	95	9,4	-	-
9,6	74	106	9,6	-	-
9,8	-	-	9,8	-	-
10,0	-	-	10,0	-	-

**DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA E PROFILI VERTICALI DELLE PROVE
PENETROMETRICHE**



Prova penetrometrica statica (CPT) n.1.



Prova penetrometrica statica (CPT) n.2.



Prova penetrometrica statica (CPT) n.3.



Prova penetrometrica statica (CPT) n.4.



Prova penetrometrica (CPT) n.5.

Committente: EFFERRE S.r.l.

Località: Viale Pavia, 98 - Lodi

Data: 05/01/2017

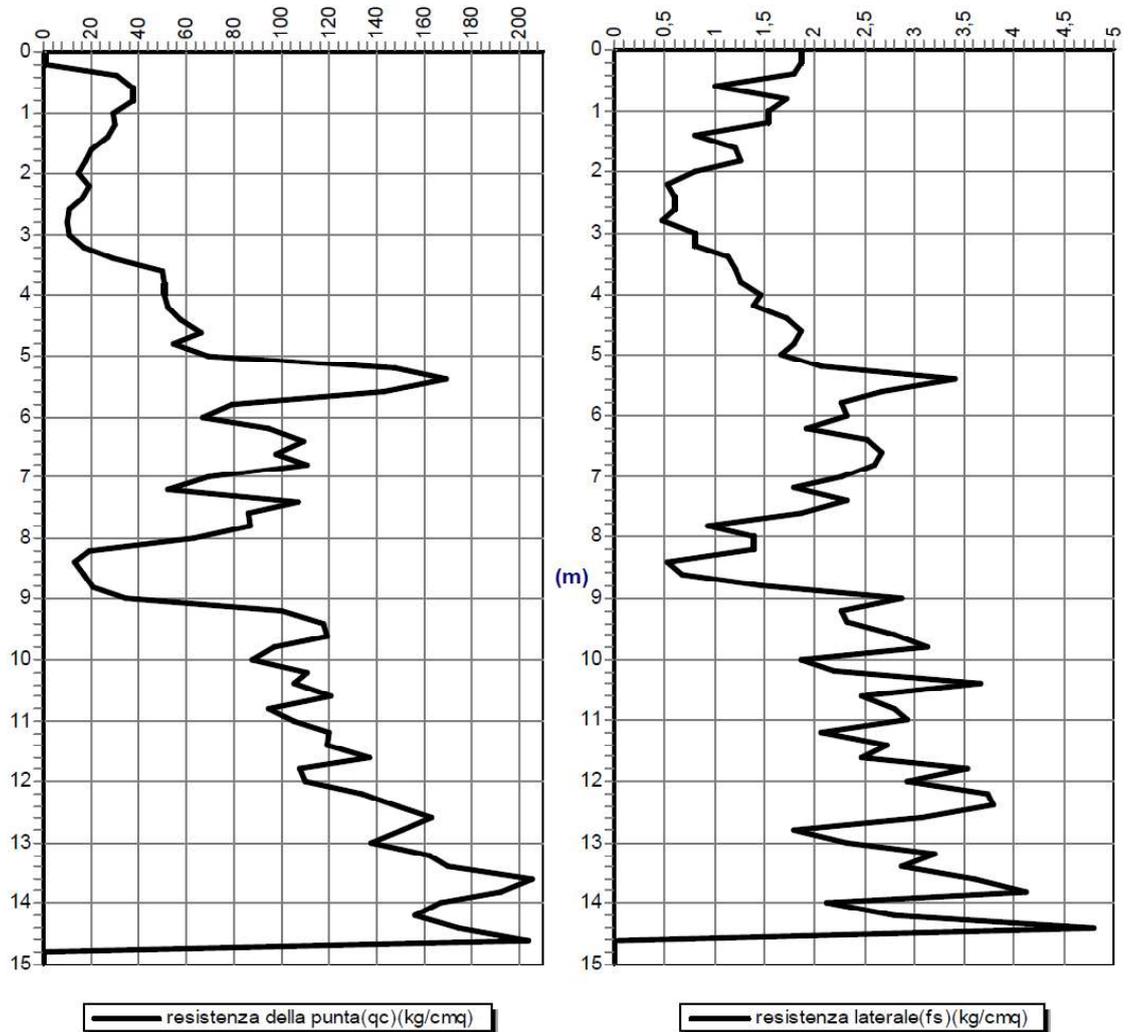
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m): p.c.

Sigla: \CPT n.1

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): 3,6

Committente: EFFERRE S.r.l.

Località: Viale Pavia, 98 - Lodi

Data: 05/01/2017

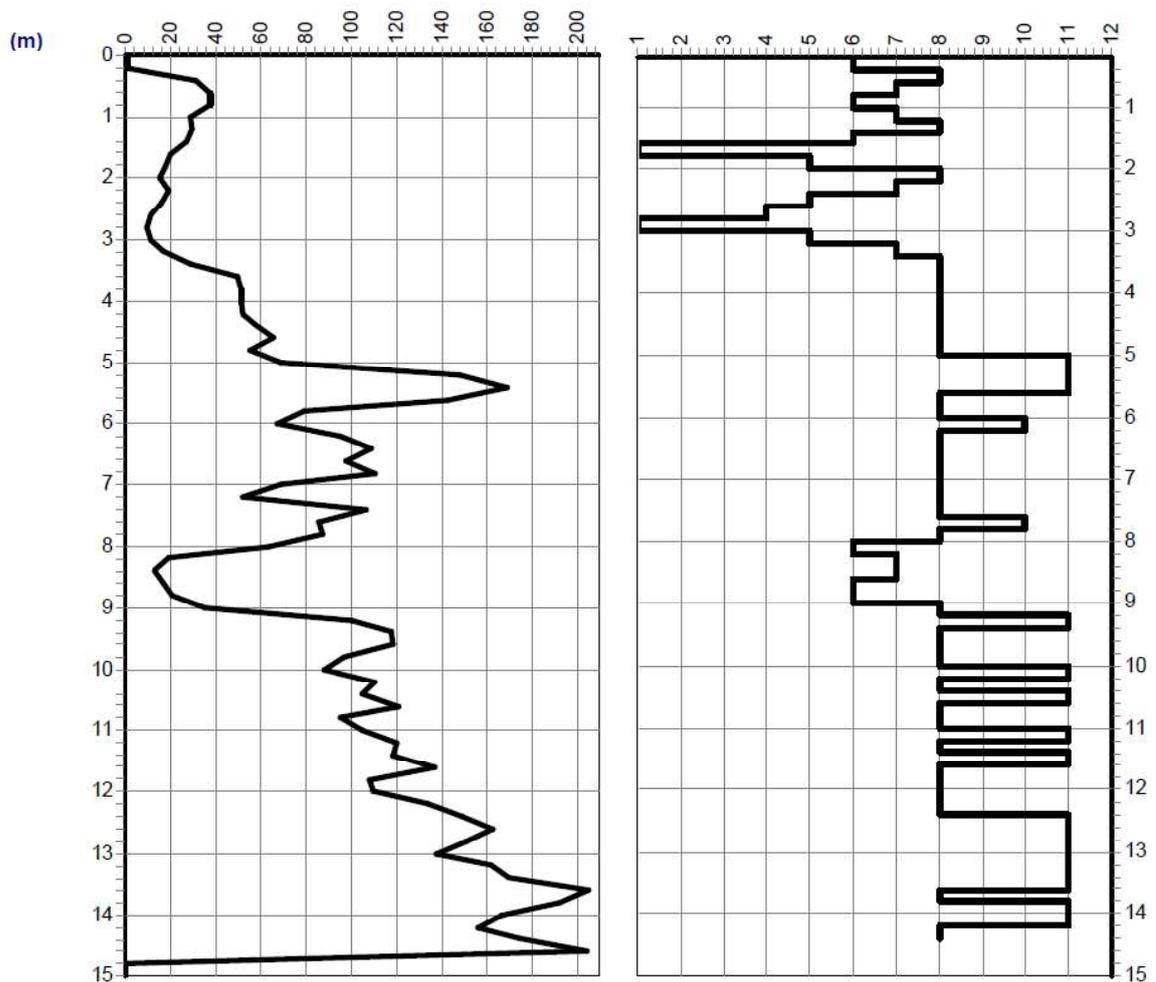
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m): p.c.

Sigla: \CPT n.1

Grafico resistenza punta - litologia



— qc (kg/cm²)

— Andamento litologia

SCHMERTMANN(1978): 1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

Committente: EFFERRE S.r.l.

Località: Viale Pavia, 98 - Lodi

Data: 05/01/2017

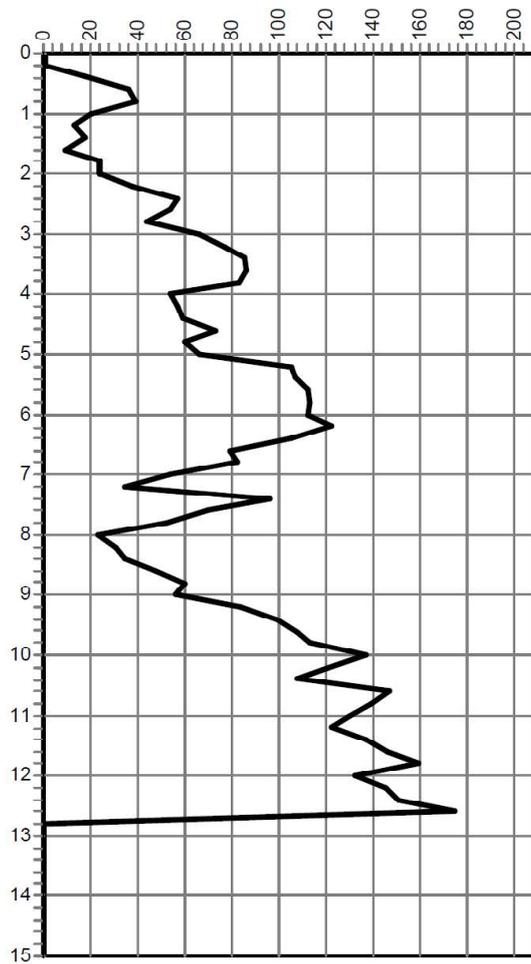
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

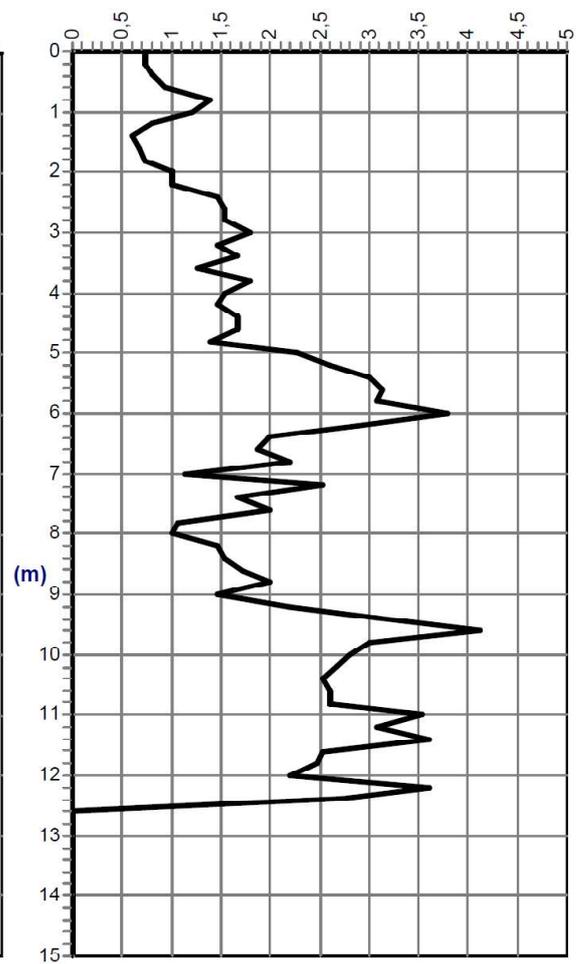
Quota(m):

Sigla: \CPT n.2

Grafico della prova



— resistenza della punta(qc)(kg/cm²)



— resistenza laterale(fs)(kg/cm²)

Profondità della falda dal p.c.(m): Non rilevata

Committente: EFFERRE S.r.l.

Località: Viale Pavia, 98 - Lodi

Data: 05/01/2017

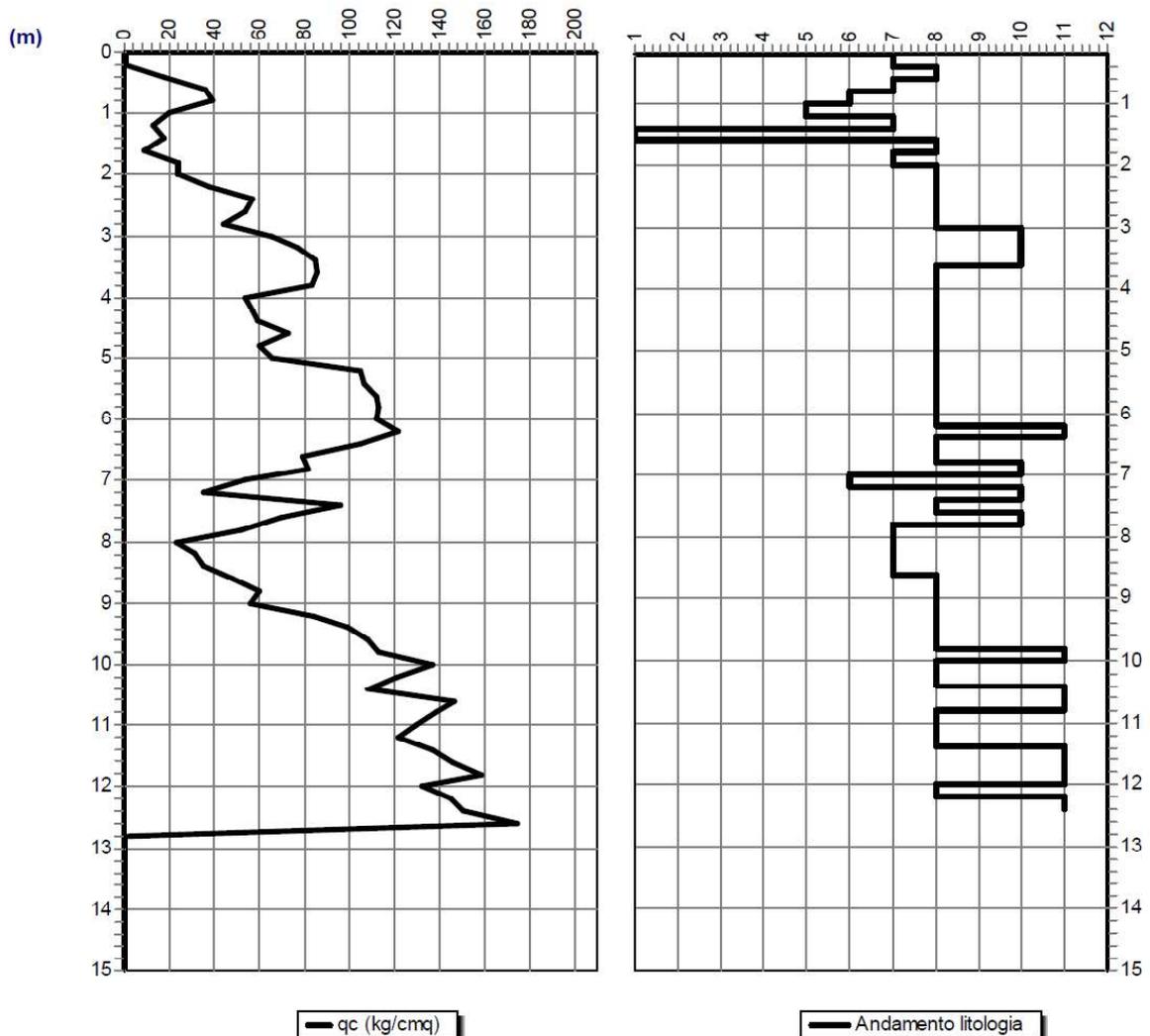
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m):

Sigla: \CPT n.2

Grafico resistenza punta - litologia



SCHMERTMANN(1978):1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

Committente: EFFERRE S.r.l.

Località: Viale Pavia, 98 - Lodi

Data: 05/01/2017

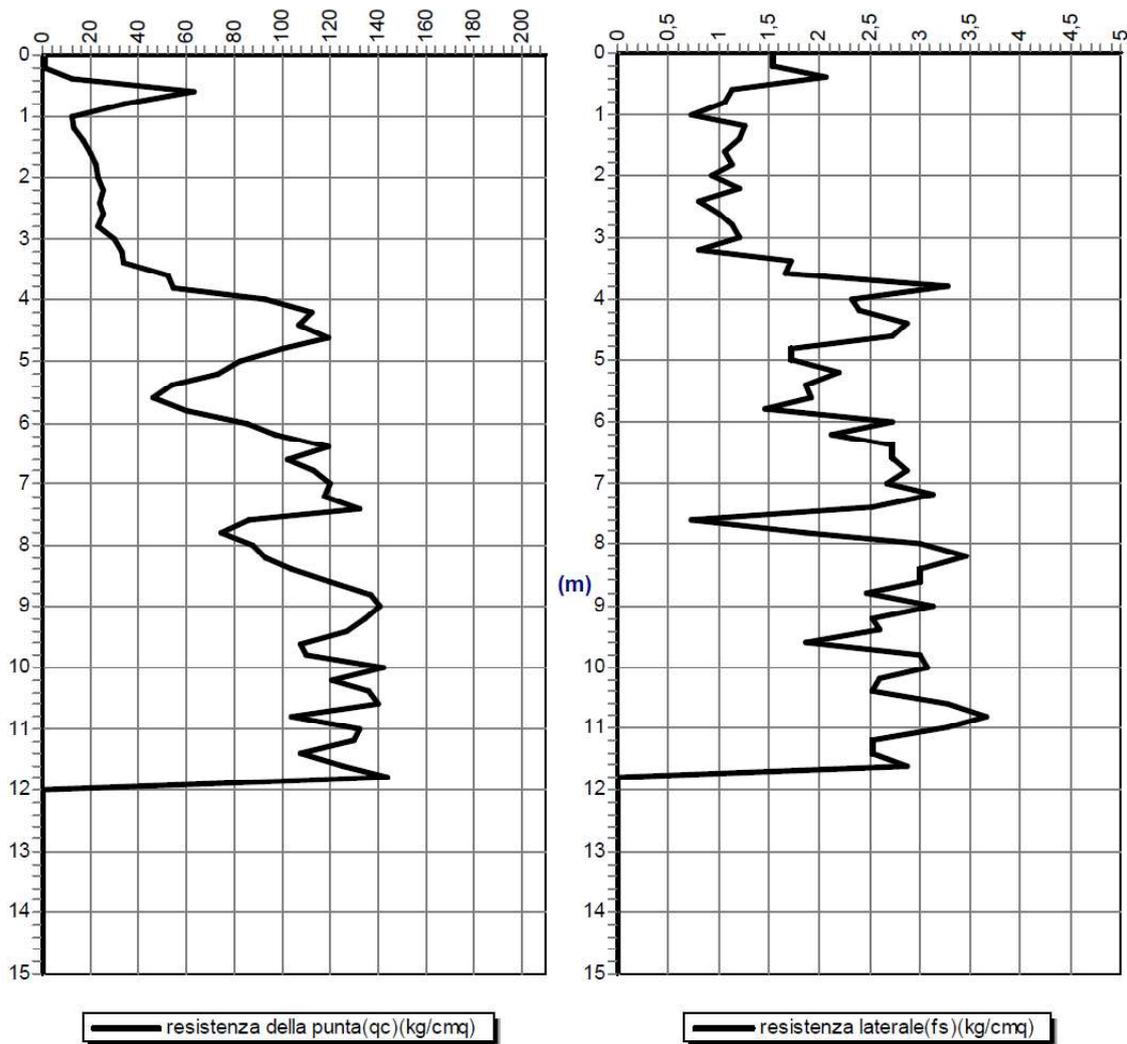
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m):

Sigla: \CPT n.3

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): Non rilevata

Committente: EFFERRE S.r.l.

Località: Viale Pavia, 98 - Lodi

Data: 05/01/2017

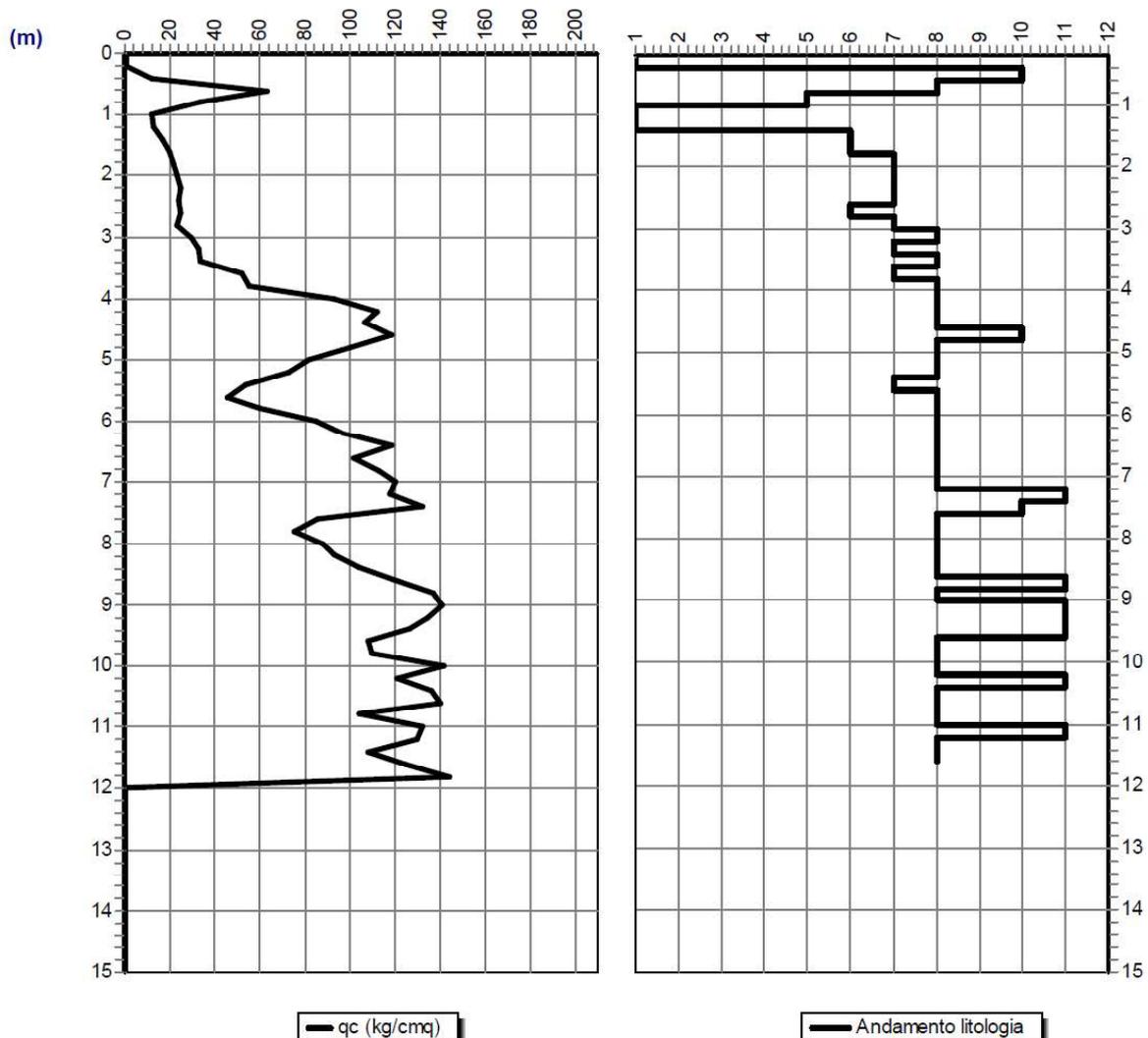
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m):

Sigla: \CPT n.3

Grafico resistenza punta - litologia



SCHMERTMANN(1978):1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

Committente: EFFERRE S.r.l.

Località: Viale Pavia, 98 - Lodi

Data: 05/01/2017

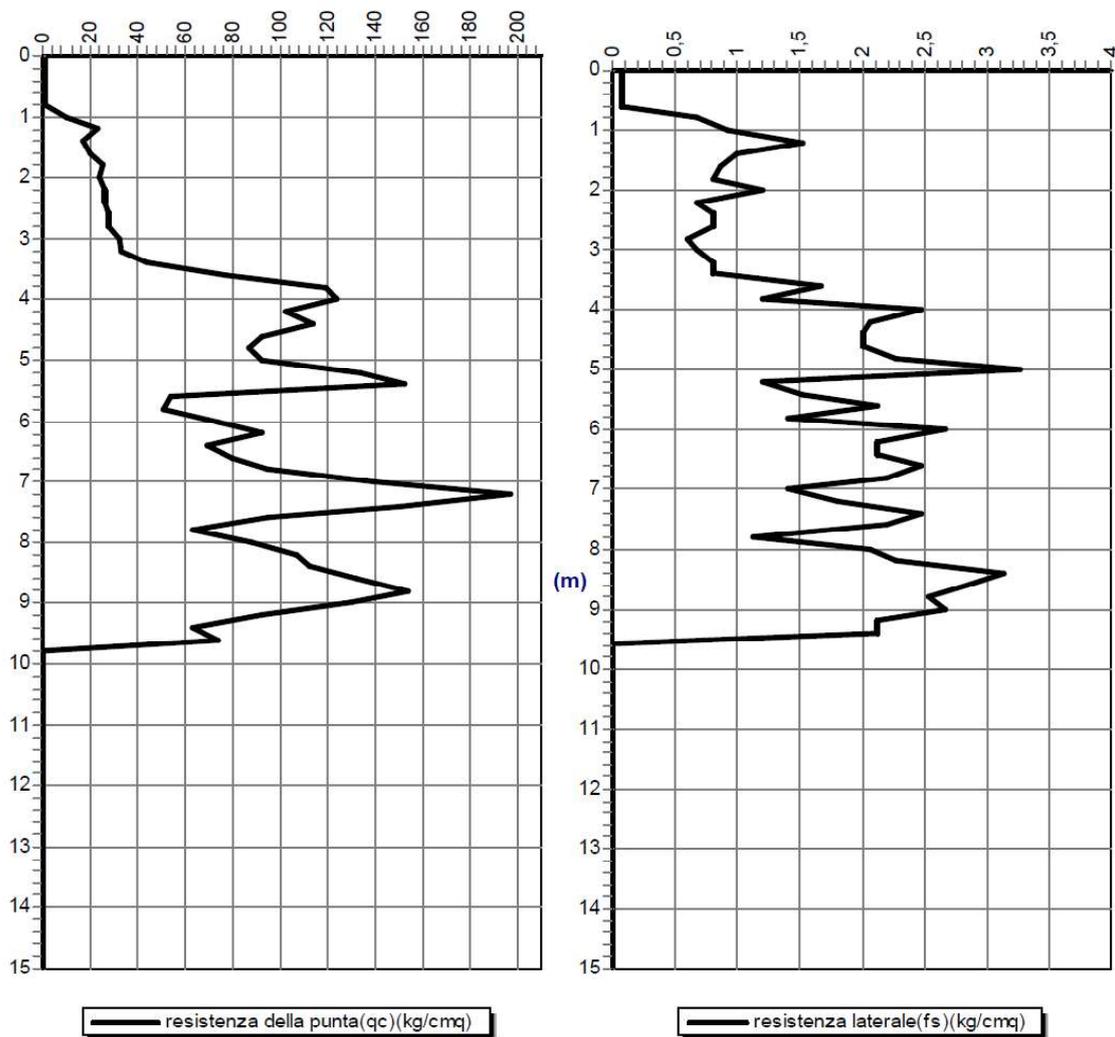
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m):

Sigla: \CPT n.4

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): Non rilevata

Committente: EFFERRE S.r.l.

Località: Viale Pavia, 98 - Lodi

Data: 05/01/2017

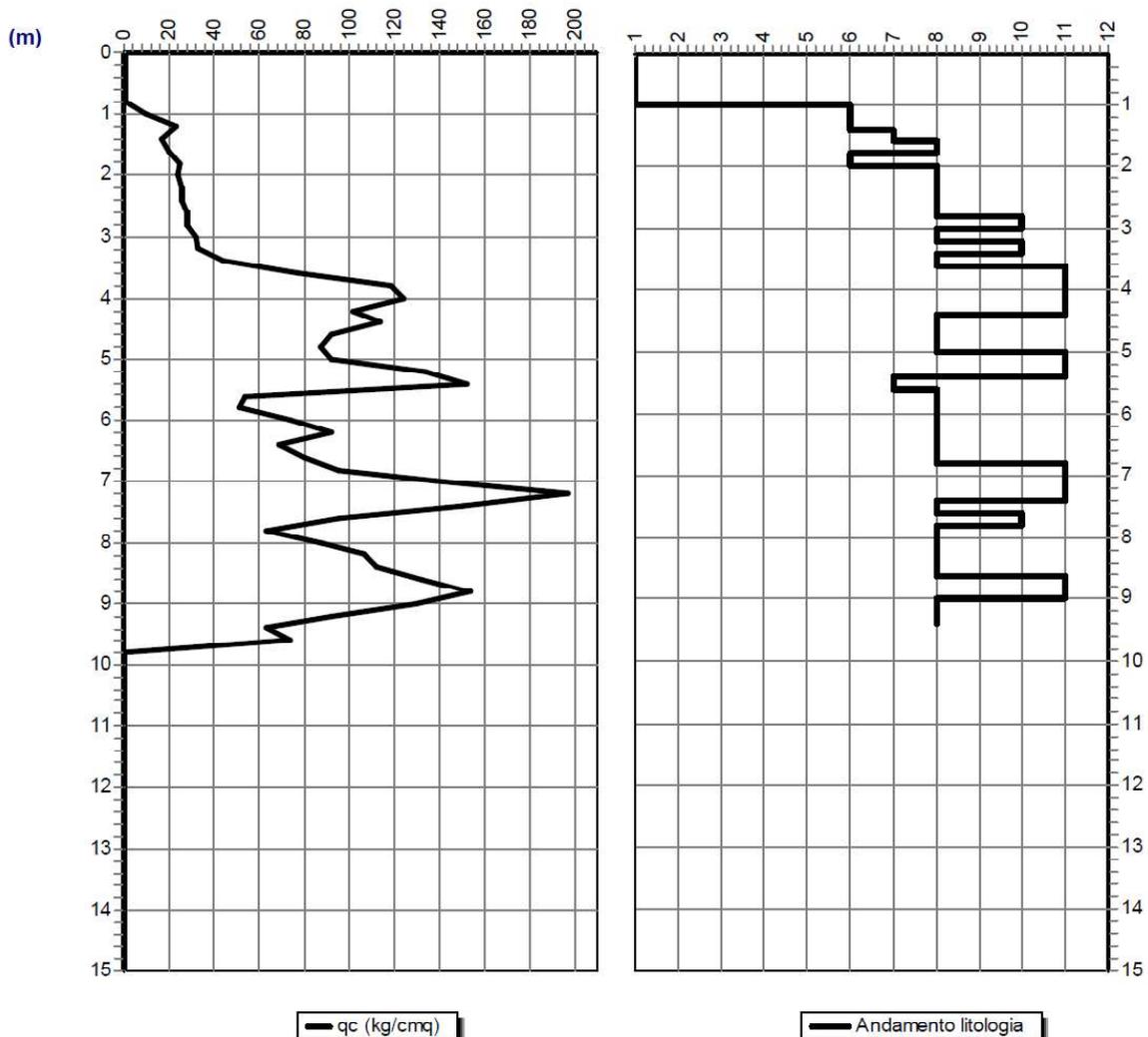
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m):

Sigla: \CPT n.4

Grafico resistenza punta - litologia



SCHMERTMANN(1978):1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata

Committente: EFFERRE S.r.l.

Località: Viale Pavia, 98 - Lodi

Data: 05/01/2017

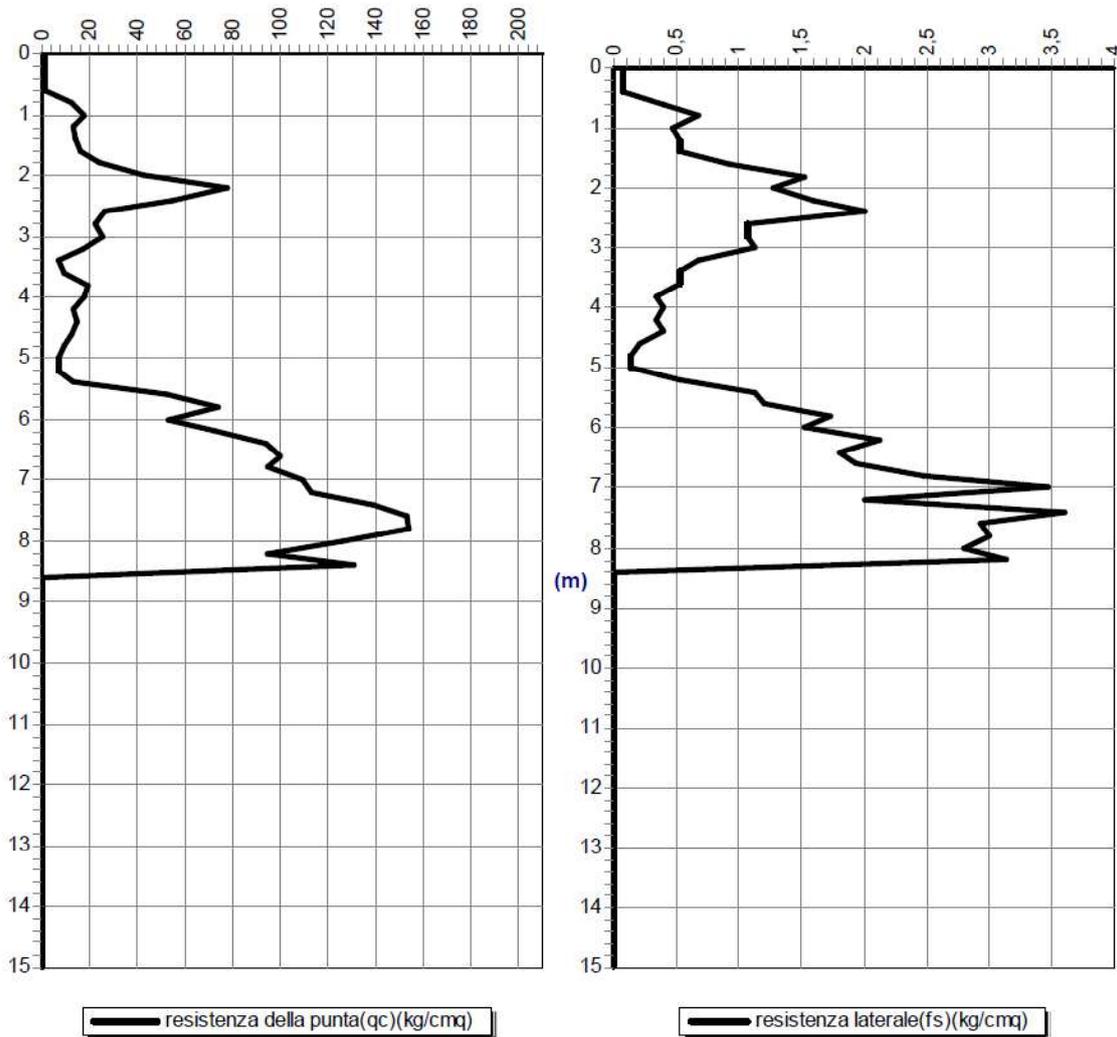
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m):

Sigla: \CPT n.5

Grafico della prova



Profondità della falda dal p.c.(m): Non rilevata

Committente: EFFERRE S.r.l.

Località: Viale Pavia, 98 - Lodi

Data: 05/01/2017

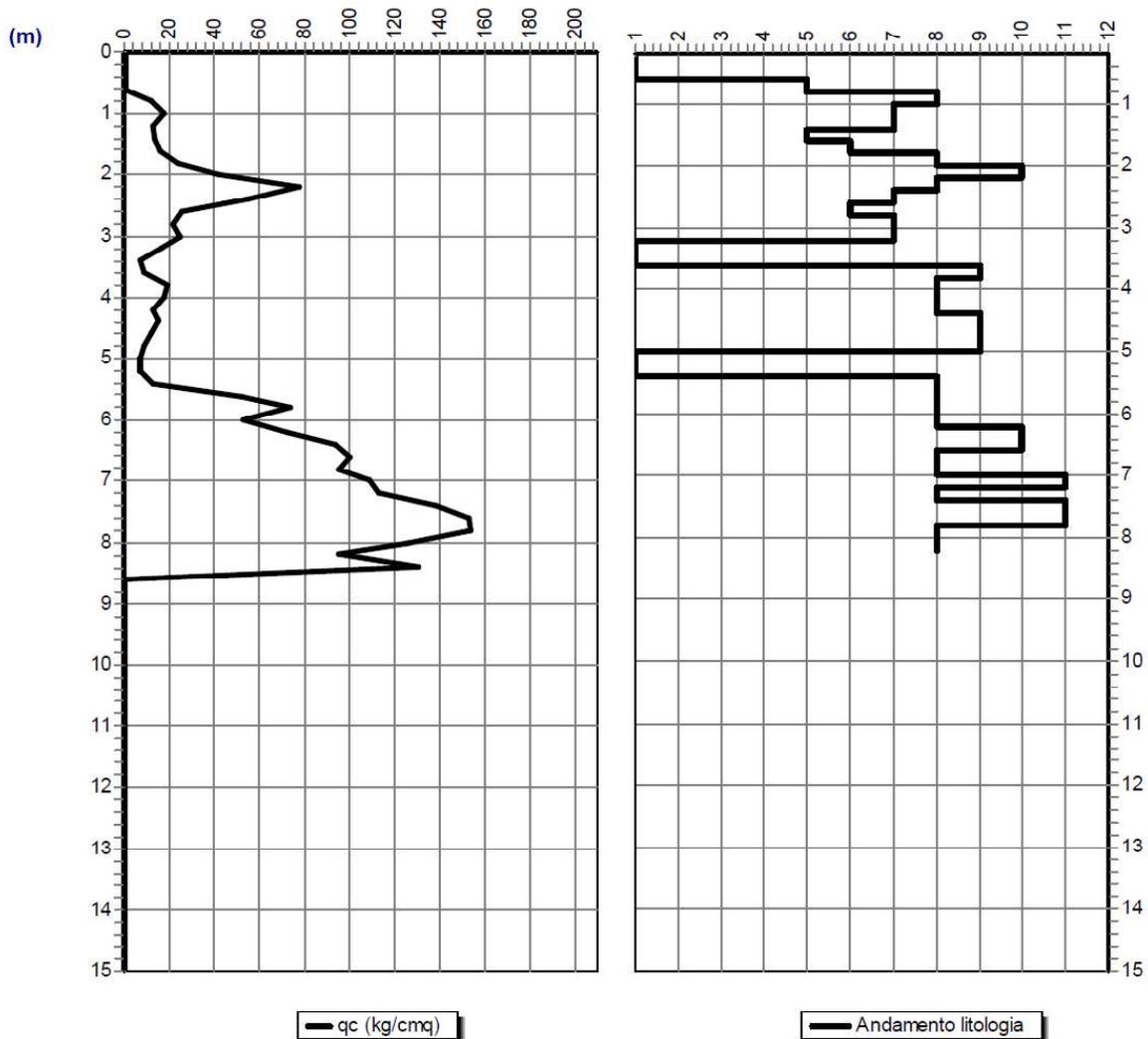
Attrezzatura: Penetrometro statico a punta meccanica (CPT)

Note:

Quota(m):

Sigla: \CPT n.5

Grafico resistenza punta - litologia



SCHMERTMANN(1978):1=Argilla organica-2=Arg.in.molto molle-3=Arg.molle-4=Arg.med.consistente-5=Arg.consistente-6=Arg.molto consistente-7=Arg.sabbiosa/limosa-8=Sabbia e limo-9=Sabbia sciolta-10=Sabbia med.addensata-11=Sabbia addensata-12=Sabbia cementata