

COMUNE DI CERNUSCO SUL NAVIGLIO

PIANO ATTUATIVO  
Campo della Modificazione M1.9  
Cernusco sul Naviglio

Allegato D

RELAZIONE GEOLOGICA  
LOTTO 5

APRILE 2012



**ASACERT**  
ISO 9001:2008  
QUALITY MANAGEMENT SYSTEM



**COMUNE:** CERNUSCO S. NAVIGLIO

**PROVINCIA:** MILANO

**LOCALITA':** VIA MONZA – Piano Attuativo M1-9  
LOTTO 5

**COMMITTENTE:** SOCIETÀ LE ARCATE S.R.L.,  
SIG. ORIANI CESARINO,  
SIG.RA GALIMBERTI ERNESTINA,  
SIG. GALIMBERTI GIANPIETRO,  
SIG.RA SUCCU DOMENICA,  
SIG.RA GALIMBERTI ROSSELLA,  
SIG. CARIONI SERGIO,  
SIG. GALIMBERTI ALESSANDRO,  
SIG.RA FUMAGALLI ANGELINA,

**OGGETTO:**

***INDAGINE GEOGNOSTICA:RELAZIONE GEOLOGICA E  
RELAZIONE GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI  
NUOVI EDIFICI RESIDENZIALI***

**DATA:** APRILE 2012



La presente relazione ha esclusiva finalità geotecnica sulla base della NTC 01/2008. Non consegue finalità ambientali tecnico economiche. Si scoraggia ogni altro uso od interpretazione impropria.  
E' vietato ogni utilizzo anche parziale e la riproduzione non autorizzata di questo documento ed ogni sua divulgazione incompleta

## INDICE

### INDAGINE GEOGNOSTICA

<b><u>1.0 Relazione geologica</u></b>		<b><u>Pag. 2</u></b>
1.1 Premessa		Pag. 2
1.2 Attrezzatura usata e metodologia dell'indagine in sito		Pag. 2
	1.2.1 Prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT	Pag. 2
	1.2.2 Prospezione geosismica con metodo MASW	Pag. 3
1.3	Inquadramento geologico	Pag. 12
1.4	Inquadramento idrogeologico	Pag. 14
1.5	Sismicità dell'area	Pag. 16
	1.5.1 Normativa	Pag. 16
	1.5.2 Il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008-parametri sismici di calcolo	Pag. 17
	1.5.3 Spettri di risposta elastici	Pag. 23
1.6	Stratigrafia locale del sottosuolo	Pag. 27
1.7	Considerazioni riguardanti lo studio geologico del PGT	Pag. 30
<b><u>2.0 RELAZIONE GEOTECNICA</u></b>		<b><u>Pag. 32</u></b>
2.1	Modello geotecnico	Pag. 32
2.2	Condizioni di fondazione	Pag. 37
	2.2.1 Calcolo della portanza	Pag. 37
	2.2.1.1 Introduzione	Pag. 37
	2.2.1.2 Verifiche agli stati limite ultimi	Pag. 439
	2.2.1.3 Verifica allo slittamento (scorrimento)	Pag. 43
	2.2.1.4 Verifiche di sicurezza agli stati limite di esercizio (SLE) - calcolo dei cedimenti	Pag. 45
	2.2.1.5 Calcolo del coefficiente di sottofondo	Pag. 47
2.3	Condizioni di scavo	Pag. 49

## INDAGINE GEOGNOSTICA

### 1.0 RELAZIONE GEOLOGICA

#### 1.1 PREMESSA

Per incarico della committente è stata effettuata una indagine geognostica mediante l'esecuzione di n° 4 prove penetrometriche dinamiche continue e una prospezione geosismica M.A.S.W. su terreni oggetto di realizzazione edilizia. L'ubicazione delle prove è indicata in planimetria in Allegato 1.

#### 1.2 ATTREZZATURA USATA E METODOLOGIA DELL'INDAGINE IN SITO

##### 1.2.1 Prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT

La prova consiste nell'infissione a battitura di aste di  $\emptyset$  34 mm.

L'infissione avviene mediante battitura con un maglio di 73,5 kg di peso che cade automaticamente da un'altezza di 75 cm.

Il numero N di colpi che rappresenta la resistenza alla penetrazione a qualsiasi profondità misurata per ogni affondamento della punta di 30 cm viene riportato in un diagramma continuo di penetrazione che si trova in Allegato 2 della presente relazione.

In ascissa è indicato il numero di colpi necessario per un avanzamento dell'utensile di 30 cm, in ordinata la profondità.

### 1.2.2 Prospezione geosismica con metodo MASW

#### 1.2.2.1 Analisi multicanale delle onde superficiali

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga.

Questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici.

L'intero processo comprende tre passi successivi: l'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$ .

Per ottenere un profilo  $V_s$  bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state

utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati.

Dei valori approssimati per il rapporto di Poisson e per la densità sono necessari per ottenere il profilo verticale Vs dalla curva di dispersione e vengono solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le tipologie dei materiali.

Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di Reyleigh vengono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde. Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane, le onde riverberate (back scattered) dalle disomogeneità superficiali, il rumore ambientale e quello imputabile alle attività umane.

Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale. Quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) e fra le superfici di discontinuità, mentre le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni).

Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane.

Le onde superficiali riverberate (back scattered) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali quali fondazioni e muri di contenimento. Le ampiezze relative di ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente. Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e

proprietà di attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno.

La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza indipendentemente dalla distanza dalla sorgente. La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione. La scelta dei parametri di elaborazione così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale. Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza.

La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili ( $x$ ;  $y$ ) il cui legame costituisce la curva di dispersione. E' anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un singolo sismogramma. In questo caso MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti S/N. Un buon rapporto S/N assicura accuratezza nel calcolo della curva di dispersione, mentre l'ampiezza di banda migliora la risoluzione e la possibile profondità di indagine del profilo  $V_s$  di inversione.

Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza battente. La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura MASW sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine a riflessione (CMP). Però alcune regole operative per MASW sono incompatibili con

l'ottimizzazione della riflessione. Questa similitudine permette di ottenere, con la procedura MASW, delle sezioni superficiali di velocità che possono essere utilizzate per accurate correzioni statiche dei profili a riflessione. MASW può essere efficace con anche solo dodici canali di registrazione, meglio a ventiquattro canali, collegati a geofoni singoli a bassa frequenza (<10Hz).

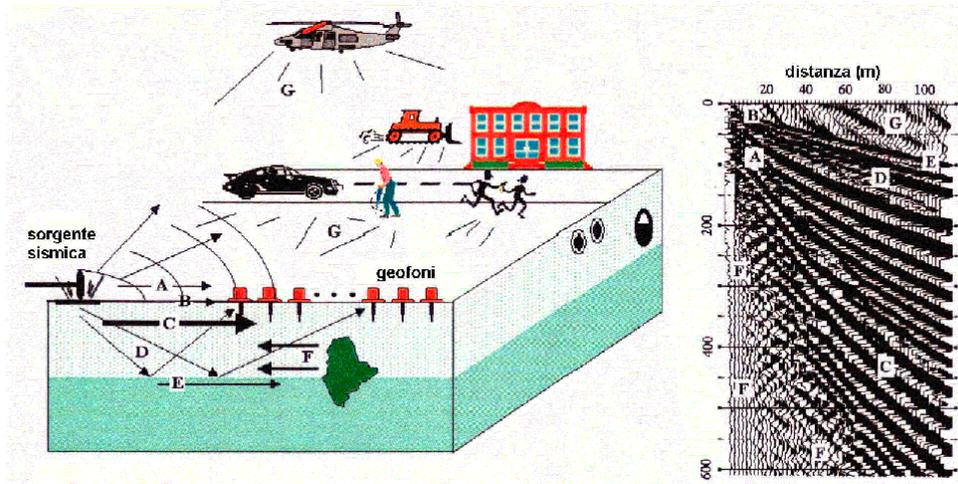
Per quanto riguarda le proprietà di dispersione delle onde di superficie: le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori) sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S ( $V_s$ ) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione. La strumentazione utilizzata per la acquisizione dei dati è costituita da :

- Un sismografo Sara Electronic Instruments a 24 canali;
- 24 geofoni a 4.5 Hz;
- Una mazza da 6 Kg con relativa piastra di battuta.

#### VANTAGGI DELLA REGISTRAZIONE MULTICANALE

Acquisizione multicanale

Sismogramma multicanale



A: onde in aria

B: onde dirette

C: onde di superficie

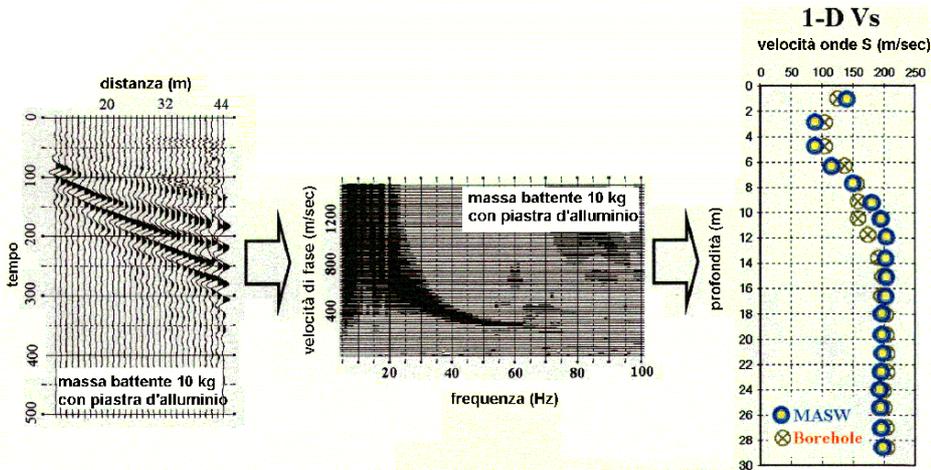
D: onde riflesse

E: onde rifratte

F: onde riverberate

G: rumore ambientale

Il principale vantaggio di un metodo di registrazione multicanale è la capacità di riconoscimento dei diversi comportamenti, che consente di identificare ed estrarre il segnale utile dall'insieme di varie e differenti tipi di onde sismiche. Quando un impatto è applicato sulla superficie del terreno tutte queste onde vengono simultaneamente generate con differenti proprietà di attenuazione, velocità e contenuti spettrali. Queste proprietà sono individualmente identificabili in una registrazione multicanale e lo stadio successivo del processo fornisce grande versatilità nell'estrazione delle informazioni utili.



La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

1. acquisizione dei dati di campo;
2. estrazione della curva di dispersione;
3. inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs (profilo 1-D) che descrive la variazione di Vs con la profondità

#### 1.2.2.2 Risultati

Nella report riassuntivo vengono mostrate la curva di dispersione, lo spettro f-k, il sismogramma ed il profilo delle velocità delle onde  $V_{s30}$  il cui valore è stato

calcolato utilizzando la formula

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio (m/s) dello strato  $i$  - esimo, per un totale di  $N$  strati presenti nei 30 m superiori.

Il sito verrà classificato sulla base del valore di  $V_{s30}$  come riportato nella seguente tabella.

<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi o terreni molto rigidi</i>
----------	--

	<p>caratterizzati da valori di <math>V_{s30}</math> superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m</p>
<b>B</b>	<p><i>Rocce tenere e depositi di terreno a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> compresi fra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>C_{u,30} &gt; 250</math> KPa nei terreni a grana fine)</i></p>
<b>C</b>	<p><i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; C_{u,30} &lt; 250</math> KPa nei terreni a grana fina)</i></p>
<b>D</b>	<p><i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>C_{u,30} &lt; 70</math> KPa nei terreni a grana fina).</i></p>
<b>E</b>	<p><i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i></p>

Nell'indagine eseguita si sono riscontrati i seguenti valori calcolati:

$V_{s30}$  (3.5 - 33.5 m da p.c.) = 362.0

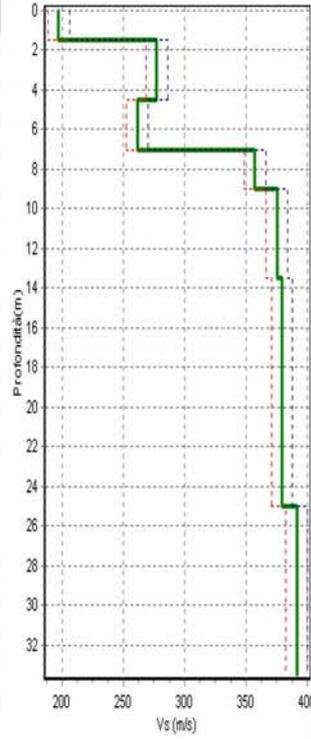
La tipologia stratigrafica risulta quindi la seguente:

**CATEGORIA DI SOTTOSUOLO DI TIPO B**

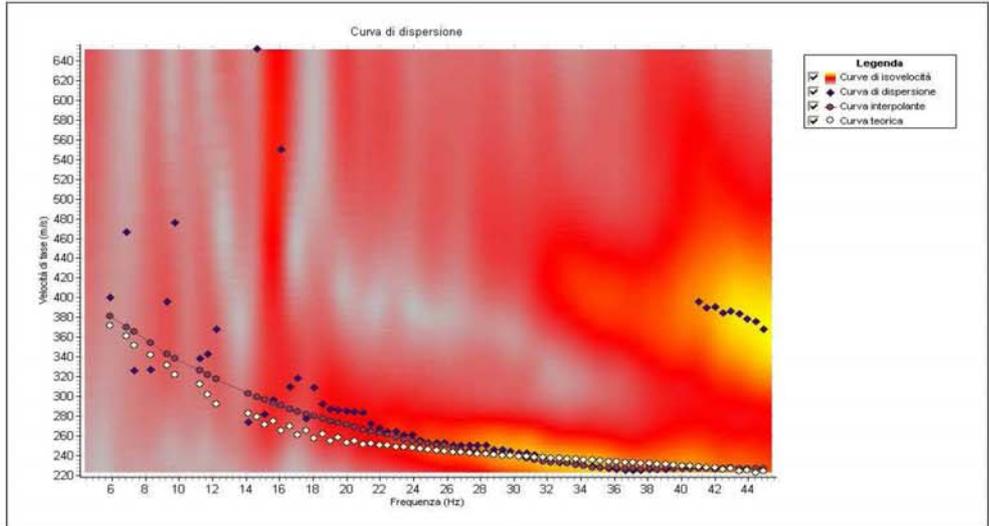
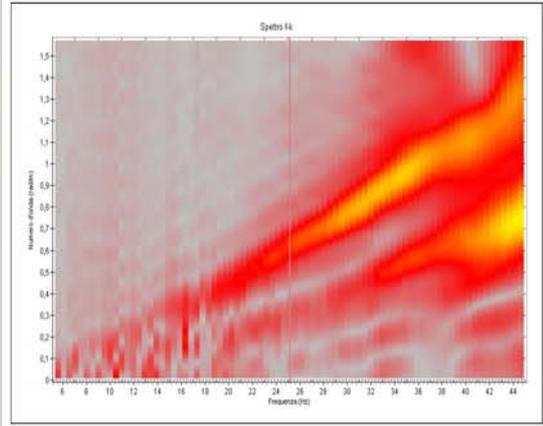
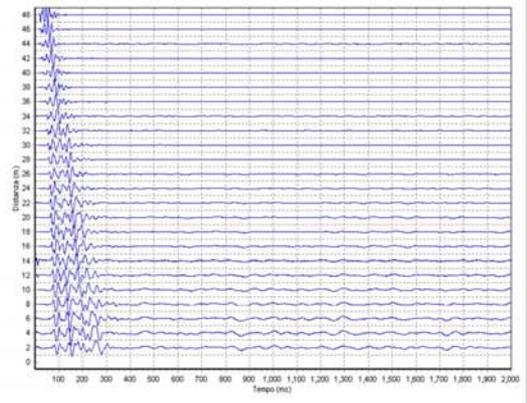
Si veda di seguito il tabulato relativo.

RIASSUNTO interpretazione MASW Cenusco sul Naviglio (MI) - Via Monza

Prof. (m)	Vs (m/s)	
1	1,5	197,0
2	4,5	277,0
3	7,0	261,0
4	9,0	357,0
5	13,5	375,0
6	25,0	379,0
7	33,5	391,0
8	-	-
9	-	-
10	-	-
11	-	-
12	-	-
13	-	-
14	-	-
15	-	-
16	-	-
17	-	-
18	-	-
19	-	-
20	-	-
21	-	-
22	-	-
23	-	-
24	-	-
25	-	-
26	-	-
27	-	-
28	-	-
29	-	-
30	-	-



Classe sito: B - Vs30 (m/s) = 362,0



Geodril S.r.l. - Via F.lli Bandiera 2, Treviolo (BG)

### 1.3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area lombarda ha subito le più importanti trasformazioni in un'epoca geologicamente recente, dal Miocene Superiore in poi, quando hanno avuto inizio intense fasi erosive culminate con la genesi di profondi canyons scavati allo sbocco nella Pianura Padana dai corpi glaciali che percorrevano le vallate alpine. Ciò è avvenuto in concomitanza con l'alternanza di episodi di trasgressione e regressione marina che si sono succeduti in questo periodo; tale fase è durata fino a tutto il Pleistocene Inferiore.

Con il Pleistocene Superiore si è avuta la sedimentazione di depositi di origine glaciale e fluvioglaciale apportati dai corpi glaciali provenienti dalla catena alpina; si è così formata una spessa coltre di sedimenti di origine glaciale (nelle aree pedemontane) e fluvioglaciale ed alluvionale (nelle aree di pianura).

In seguito si è assistito ad un susseguirsi di cicli di erosione e di deposito corrispondenti ad un'alternanza di fasi glaciali e interglaciali che si sono succedute fino ai giorni nostri; questo ha dato origine ad una tipica morfologia a cordoni morenici (visibili nella zona dell'alta pianura lombarda) e a terrazzi (visibile nella media e bassa pianura lombarda).

Nella zona oggetto di studio, ubicata nella media pianura lombarda, lontana dai corsi d'acqua principali, tali forme non sono visibili e la morfologia che si osserva è data da una superficie pianeggiante che costituisce il cosiddetto Livello Fondamentale della Pianura.

Il comune di Cernusco sul Naviglio come si osserva dalla Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 (Foglio 45 -

Milano) è caratterizzato interamente dalla presenza di depositi appartenenti alle alluvioni fluvioglaciali del periodo Würm (DILUVIUM RECENTE).

L'area in esame risulta compresa tra via Monza e via Vespucci ad una quota media di circa 132 m s.l.m. Geomorfologicamente essa si presenta subpianeggiante caratterizzata da deboli pendenze verso sud est secondo quanto visualizzato in Allegato n° 1 (Corografia scala 1:10.000).

La distribuzione areale delle diverse unità litologiche presenti è riportata in Figura n° 1 a scala 1:50.000, costituente uno stralcio della Carta Geologica d'Italia a scala 1:100.000.

Di seguito viene riportata la descrizione delle unità litologiche affioranti nell'area di studio; tale descrizione è tratta da: Quaderni di tecniche di protezione ambientale - Protezione delle acque sotterranee - Criteri idrogeologici per l'ottimizzazione dell'attività estrattiva nella provincia di Milano - Pitagora Editrice Bologna.

A<sub>a</sub>: Alluvioni antiche, (Alluvium antico)

Le alluvioni oloceniche antiche sono costituite da ghiaie ciottolose passanti a ghiaie sabbiose più a Sud, intercalate a livelli sabbioso-limosi legati alle fasi di esondazione.

I ciottoli sono costituiti prevalentemente da calcari, dolomie, arenarie e calcari marnosi derivati dal rimaneggiamento dei precedenti depositi.

Tali alluvioni si sono deposte in una fase immediatamente successiva al Wurm Auct; attualmente si estendono in corrispondenza dei corsi d'acqua principali.

q<sub>a</sub>: Fluvioglaciale Wurm Auct. (Diluvium recente)

Durante il Wurm si determinò il riempimento dei solchi incisi durante la fase interglaciale Riss-Wurm; il materiale fluvioglaciale proveniente dallo smantellamento delle cerchie

moreniche poste a settentrione colmò le depressioni, ed i depositi wurmiani si giustapposero a quelli rissiani, obliterandoli del tutto nel settore più meridionale.

I depositi fluvioglaciali wurmiani nella zona oggetto di indagine sono caratterizzati da ghiaie e sabbie in matrice limosa con locali lenti di argilla e strato di alterazione superficiale limitato ai primi 40-60 cm.

Essi costituiscono i depositi del livello fondamentale della pianura, in essi è rilevabile una variazione dai termini grossolani ai termini più fini passando dal settore settentrionale della pianura lombarda a quello meridionale.

Questa variazione è da collegare alla riduzione, verso Sud, dell'energia dell'agente di trasporto e di deposizione.

Nel complesso i depositi wurmiani presentano una discreta permeabilità favorendo l'infiltrazione delle acque superficiali.

**L'area in esame si colloca nell'ambito di tali depositi.**

#### **1.4 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO**

L'indagine bibliografica individua a scala regionale la presenza di n° 3 diverse unità idrogeologiche che dall'alto verso il basso e dalla più giovane a quella più antica, risultano essere:

- Unità ghiaioso-sabbiosa (Olocene-Pleistocene medio).

Risulta costituita dalle ghiaie e dalle sabbie dei depositi alluvionali recenti e dai depositi fluvioglaciali Wurmiani;

- Unità a conglomerati tipo "Ceppo" (Pleistocene inferiore).

Si tratta di una successione di conglomerati, arenarie e rare ghiaie con scarse intercalazioni argillose, che si può rinvenire a varie profondità nella pianura milanese.

Tale unità, laddove presente, costituisce, unitamente alla precedente unità, quello che è noto in letteratura

con il termine di "primo acquifero" o acquifero tradizionale, comprendente la falda superficiale freatica e le falde semiartesiane talora presenti e con essa in comunicazione, limitate da setti impermeabili privi di grande potenza e/o continuità laterale;

- Unità Villafranchiana (Pleistocene inferiore - Pliocene Superiore).

Si tratta di depositi argillosi e limosi con lenti di torbe e con intercalazioni di sabbie e rare ghiaie. Tale unità costituisce la base impermeabile degli acquiferi sovrastanti e contiene essa stessa acquiferi generalmente riuniti sotto la denominazione di "acquiferi profondi". Nell'ambito della media pianura milanese il primo acquifero, costituito dalla litozona ghiaioso sabbiosa, vede una graduale diminuzione della granulometria dei sedimenti procedendo da Nord verso Sud, accompagnato da un aumento complessivo dello spessore della litozona stessa.

I parametri idrogeologici medi caratteristici dell'acquifero tradizionale sono caratterizzati da trasmissività dell'ordine di  $10^{-3}$  mq/sec e portate specifiche di 10-20 l/s/min.

Per una ricostruzione a più ampia scala dell'assetto piezometrico si è fatto ricorso alla documentazione fornita dalla Provincia di Milano tramite il proprio Sistema Informativo Falda.

La carta della piezometria e soggiacenza relativa all'aggiornamento più recente disponibile on line (settembre 2011) evidenzia per l'area in esame una direttrice di deflusso complessivamente orientata da Nord verso Sud. Sempre dalla suddetta documentazione si ricava una quota della superficie freatica prossima ai 118 metri s.l.m., ed essendo la quota del piano campagna in corrispondenza dell'area in esame di circa 132 metri s.l.m., si ricava un valore di soggiacenza prossimo ai 14 metri di profondità dal piano campagna.

Tale situazione risulta e visualizzata nella figura n° 2 costituente uno stralcio della suddetta carta.

I valori ricavati risultano in accordo con quanto rilevato anche da una misurazione effettuata in un pozzo presente a circa 1km in direzione NE rispetto all'area in esame (misurazione del maggio 2010) all'interno del quale si è misurato un livello statico di 13.80 m dal p.c.

Restano tuttavia da considerare i valori delle possibili escursioni della superficie freatica, ricordando che l'area in esame risultava in passato interessata dalla presenza di numerosi fenomeni sorgentizi (fontanili) e che pertanto, prima dei vistosi abbassamenti registrati dalla Falda di Milano circa a partire dagli anni '50, la soggiacenza doveva essere ridotta a pochi metri dal piano campagna.

Per quanto riguarda l'idrologia superficiale si segnala la presenza del Naviglio della Martesana situato a circa 500 m in direzione sud rispetto all'area in esame che scorre con direzione di flusso da est verso ovest.

## **1.5 SISMICITA' DELL'AREA**

### 1.5.1 Normativa

Secondo la Normativa Italiana Sismica (decreti emessi sino al 1988 e DM 16/01/96) l'area in oggetto non era compresa in area sismica.

Nella recente Normativa Sismica (Ordinanza del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003) tutto il territorio Nazionale è stato suddiviso in quattro zone.

Ogni zona è caratterizzata da un valore di accelerazione orizzontale al suolo  $a_g$  (% di  $g$ ).

Nel caso del comune di Cernusco S.N. esso è compreso nella zona 4 con  $a_g = 5\% g$  (0.05g) (zona di sismicità molto bassa).

Nel settembre 2005 è stato pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale la nuova Normativa Italiana sulle Costruzioni, il

cosiddetto Testo Unico (DM 14/09/2005); poi successivamente viene realizzata una nuova versione (DM 14/01/2008) pubblicata in Gazzetta Ufficiale n°29 del 4 febbraio con successiva pubblicazione della Circolare n° 617 del 02/02/2009, Gazzetta ufficiale n°47 del 27 febbraio 2009-Suppl. Ordinario n°27 : Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 la determinazione delle azioni sismiche non deve più essere fatta sulla base della zona sismica territorialmente definita ma sito per sito secondo l'allegato B del D.M..

Tutte le verifiche vanno fatte con il metodo degli stati limite in condizioni statiche ed in condizioni dinamiche.

#### 1.5.2 Il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 - parametri sismici di calcolo

Nel D.M. 14 gennaio 2008 viene proposto uno spettro di risposta elastico dell'accelerazione, per la componente orizzontale del moto, caratterizzato dal seguente andamento:

$$a(g) = a_g S \eta F_0 \left[ \frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_b} \right) \right] \text{ per } 0 \leq T < T_b$$

$$a(g) = a_g S \eta F_0 \text{ per } T_b \leq T < T_c$$

$$a(g) = a_g S \eta F_0 \left( \frac{T_c}{T} \right) \text{ per } T_c \leq T < T_d$$

$$a(g) = a_g S \eta F_0 \left( \frac{T_c T_d}{T^2} \right) \text{ per } T_d \leq T$$

La grandezza  $a_g$  esprime l'accelerazione di picco nel bedrock in g, ricavabile dalle tabelle allegate al D.M. 14 gennaio 2008 (allegato B). Il parametro  $\eta$  è il fattore di correzione

per lo smorzamento viscoso ed è dato da  $\eta = \left[ \frac{10}{5 + \xi} \right]^{0.5} \geq 0.55$

S è una grandezza data dal prodotto:  $S = S_s S_t$

dove  $S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_t$  il coefficiente di amplificazione topografico, ricavabili dalle tabelle che seguono.

Categoria sottosuolo	$S_s$
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 F_0 a_g \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 a_g \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 F_0 a_g \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 F_0 a_g \leq 1,60$

Le classi A, B, C, D e E si riferiscono alla classificazione del sito da un punto di vista stratigrafico e litologico secondo il D.M. 14 gennaio 2008.

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera	$S_t$
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ .	-	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ .	Sommità del pendio	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ .	Cresta del rilievo	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ .	Cresta del rilievo	1,40

$F_0$  è l'amplificazione spettrale massima, su bedrock orizzontale, e ha un valore minimo di 2,2; si ricava, come  $a_g$ , dalla tabella allegata al D.M.14 gennaio 2008 (allegato B).

$T_c$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da  $T_c = C_c T_c^*$  in cui  $T_c^*$  è un parametro fornito nell'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008, mentre  $C_c$  si ottiene, in funzione della categoria del sottosuolo, con la seguente tabella:

Categoria sottosuolo	$C_c$
A	1,00
B	$1,10 (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,05 (T_c^*)^{-0,33}$
D	$1,25 (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,15 (T_c^*)^{-0,40}$

I parametri  $T_b$  e  $T_d$  sono correlati a  $T_c$  attraverso le seguenti relazioni:  $T_b = \frac{T_c}{3}$ ;  $T_d = 4,0a_g + 1,6$

Dallo spettro di risposta elastico dell'accelerazione si ricava lo spettro di risposta dello spostamento, applicando,

per ogni periodo  $T$ , la relazione:  $u = a(g)g \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2$

dove  $g$  è l'accelerazione di gravità ( $981 \text{ cm/s}^2$ ).

Lo spettro di risposta elastico verticale si ottiene con le stesse relazioni viste per quello orizzontale, sostituendo il parametro  $F_0$  con la grandezza  $F_v$ , data da:  $F_v = 1,35F_0a_g^{0,5}$

Si ricorda che i parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  vanno ricavati dall'allegato B del D.M. in funzione del tempo di ritorno ( $Tr$ ) preso in considerazione. Il parametro  $Tr$  viene ricavato

dalla seguente relazione:  $Tr(\text{anni}) = -\frac{V_r}{1 - P_{V_r}}$

in cui  $V_r$  è la vita di riferimento dell'opera e  $P_{V_r}$  la probabilità di superamento legata allo stato limite di

calcolo. La vita di riferimento ( $V_r$ ) dell'opera si ottiene con la formula:

$$V_r(\text{anni}) = C_u V_n$$

dove  $V_n$  è la vita nominale dell'opera (Tabella I) e  $C_u$  un fattore moltiplicativo funzione della classe d'uso della struttura in progetto (Tabella II e III).

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale $V_N$ (in anni)
Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza	$\geq 50$
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Tabella I

<b>Classe I:</b> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<b>Classe II:</b> Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<b>Classe III:</b> Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<b>Classe IV:</b> Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche

importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella II

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C <sub>u</sub>	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella III

Il parametro P<sub>vr</sub> è invece funzione dello stato limite considerato, secondo la seguente tabella:

Stati Limite	P <sub>vr</sub>
Stato Limite di Operatività (SLO):	0,81
Stato Limite di Danno (SLD):	0,63
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):	0,10
Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):	0,05

Tabella IV

Il coefficiente sismico orizzontale del terreno si ottiene moltiplicando il valore di a<sub>g</sub> per un fattore correttivo β:

$$k_{hk} = \beta a_g$$

Il parametro β, secondo le istruzioni per l'applicazione del D.M.14/01/2008, va ricavato dalla seguente tabella:

	Categoria del sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β	β

$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.20

Tabella V

Per quanto riguarda il coefficiente sismico orizzontale della struttura ( $k_{hi}$ ) va considerato che la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale.

L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza, nell'ipotesi che in condizioni statiche il carico sia perfettamente verticale, può essere valutata in modo conservativo con la relazione:  $\theta = \arctg(a_g)$

dove:

$a_g$  = accelerazione sismica orizzontale massima al piano di posa delle fondazioni;

Un modo più corretto di valutare l'inclinazione del carico dovuta al sisma è quello che passa per la stima dello spettro di progetto dell'opera. Inizialmente si calcola il periodo di vibrazione fondamentale della struttura con la relazione:

$T_1(s) = C_1 H^{\frac{3}{4}}$  in cui  $C_1$  è un fattore che dipende dalla tipologia costruttiva e H l'altezza dell'edificio rispetto al piano di posa delle fondazioni.

Tipologia	$C_1$
Costruzioni con struttura a telaio in acciaio	0,085
Costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato	0,075
Costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura	0,050

Tabella VI

La relazione è valida per edifici con H non superiore ai 40 metri e massa distribuita, approssimativamente, in maniera uniforme lungo l'altezza.

Quindi si entra nello spettro di progetto orizzontale, leggendo sull'asse delle ordinate il valore di  $k_{hi}$  che corrisponde al periodo T1 lungo l'asse delle ascisse. L'inclinazione del carico dovuto al sisma è dato, in questo caso, dalla relazione:

$$\theta = \arctg(k_{hi})$$

Va considerata nel calcolo l'eccentricità del carico dovuta alla presenza dei momenti indotti dal sisma lungo il lato B e lungo il lato L della fondazione. L'eccentricità si calcola

con la relazione:

$$e = \frac{M}{N} \quad \text{dove M è il momento}$$

e N la componente verticale del carico applicato sulla fondazione. Qualora non nota, a favore della sicurezza si può impiegare in via preliminare, un valore prossimo a  $B/6$ , ove B è la larghezza della fondazione.

### 1.5.3 Spettri di risposta elastici

Al fine della valutazione dell'azione sismica sono stati calcolati gli spettri di risposta elastici della componente sia verticale che orizzontale agli stati limite ultimi (SLV e SLC con probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$  rispettivamente del 5% e del 10%) e agli stati limite di esercizio (SLO e SLD con probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$  rispettivamente del 81% e del 63%). Per le verifiche è stato utilizzato il programma di calcolo della PROGRAMGEO "SISMA" aggiornato alle verifiche proposte dal DM 14 gennaio 2008.

Si vedano di seguito i relativi tabulati di calcolo con indicati i principali parametri ricavati per i diversi stati limite: accelerazione al bedrock(g) della componente

orizzontale e verticale, fattore di amplificazione spettrale max, periodo inizio tratto velocità costante.

## Parametri sismici secondo il D.M.14 gennaio 2

Longitudine del sito (°):	9.316222
Latitudine del sito (°):	45.52564
Periodo di riferimento (anni):	50
Probabilità di superamento (%):	5
ID primo nodo d'interpolazione:	12040
ID secondo nodo d'interpolazione:	12041
ID terzo nodo d'interpolazione:	11818
ID quarto nodo d'interpolazione:	11819
Accelerazione sismica orizzontale massima al sito (g):	0.0744
Categoria sottosuolo:	Classe B
Fattore di amplificazione stratigrafico:	1.2
Categoria topografica:	T1
Fattore di amplificazione topografico:	1
Coefficiente di smorzamento (%):	5
Fattore massimo di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale:	2.64
Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizz	0.3
Periodo di ritorno del sisma (anni):	975

## Parametri sismici secondo il D.M.14 gennaio 2

Longitudine del sito (°):	9.316222
Latitudine del sito (°):	45.52564
Periodo di riferimento (anni):	50
Probabilità di superamento (%):	10
ID primo nodo d'interpolazione:	12040
ID secondo nodo d'interpolazione:	12041
ID terzo nodo d'interpolazione:	11818
ID quarto nodo d'interpolazione:	11819
Accelerazione sismica orizzontale massima al sito (g):	0.0598
Categoria sottosuolo:	Classe B
Fattore di amplificazione stratigrafico:	1.2
Categoria topografica:	T1
Fattore di amplificazione topografico:	1
Coefficiente di smorzamento (%):	5
Fattore massimo di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale:	2.62
Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizz	0.28
Periodo di ritorno del sisma (anni):	475

## Parametri sismici secondo il D.M.14 gennaio 2

Longitudine del sito (°):	9.316222
Latitudine del sito (°):	45.52564
Periodo di riferimento (anni):	50
Probabilità di superamento (%):	63
ID primo nodo d'interpolazione:	12040
ID secondo nodo d'interpolazione:	12041
ID terzo nodo d'interpolazione:	11818
ID quarto nodo d'interpolazione:	11819
Accelerazione sismica orizzontale massima al sito (g):	0.0275
Categoria sottosuolo:	Classe B
Fattore di amplificazione stratigrafico:	1.2
Categoria topografica:	T1
Fattore di amplificazione topografico:	1
Coefficiente di smorzamento (%):	5
Fattore massimo di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale:	2.54
Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizz	0.2
Periodo di ritorno del sisma (anni):	50

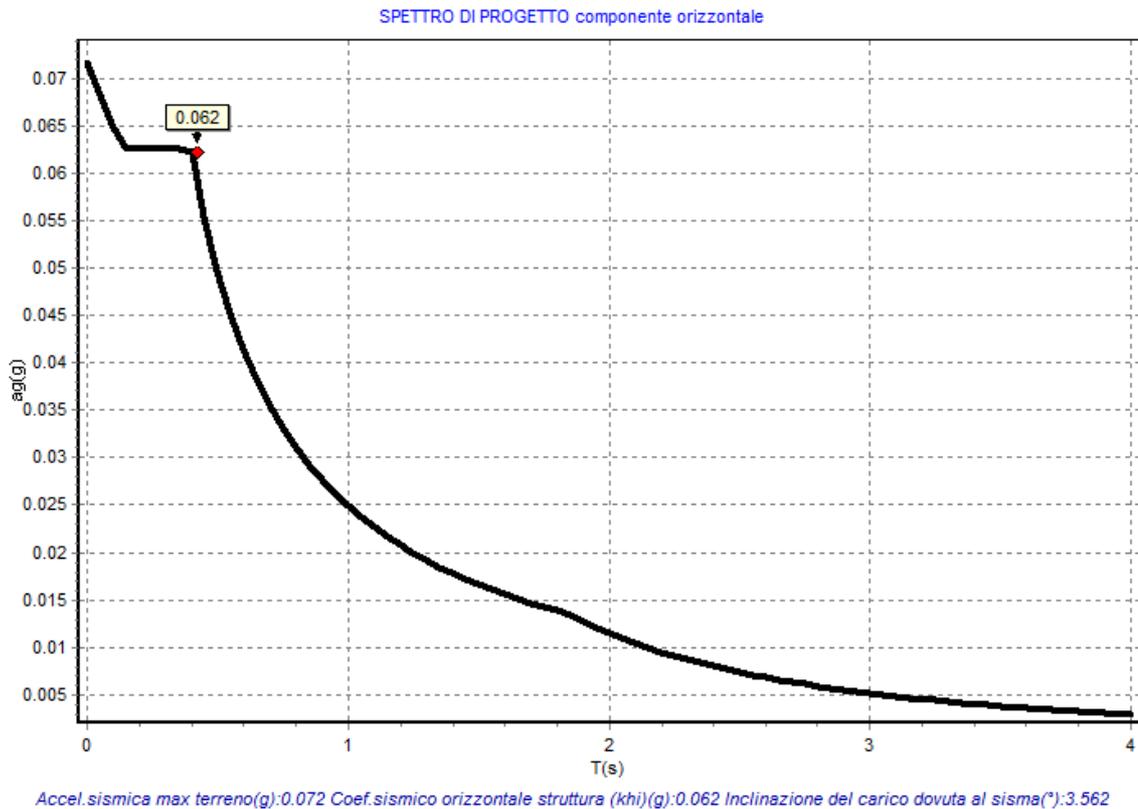
Parametri sismici secondo il D.M.14 gennaio 2	
Longitudine del sito (°):	9.316222
Latitudine del sito (°):	45.52564
Periodo di riferimento (anni):	50
Probabilità di superamento (%):	81
ID primo nodo d'interpolazione:	12040
ID secondo nodo d'interpolazione:	12041
ID terzo nodo d'interpolazione:	11818
ID quarto nodo d'interpolazione:	11819
Accelerazione sismica orizzontale massima al sito (g):	0.0214
Categoria sottosuolo:	Classe B
Fattore di amplificazione stratigrafico:	1.2
Categoria topografica:	T1
Fattore di amplificazione topografico:	1
Coefficiente di smorzamento (%):	5
Fattore massimo di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale:	2.55
Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizz	0.18
Periodo di ritorno del sisma (anni):	30

Per quanto riguarda specificatamente la struttura in progetto di realizzazione viene di seguito proposto, sulla base di quanto precedentemente relazionato si propone il grafico dello spettro di progetto orizzontale di cui alla successiva figura, assumendo le seguenti ipotesi preliminari:

Zona sismica : 4                      Tipo di costruzione : tipo 2

Classe d'uso II con vita nominale dell'opera: 50 anni

Fattore di struttura assunto in via preliminare  
 $q = 3$ .



spettro di progetto orizzontale

### 1.6 STRATIGRAFIA LOCALE DEL SOTTOSUOLO

Premesso che le prove penetrometriche non forniscono riscontri diretti sulla litologia del sottosuolo, determinabile solo con verifiche stratigrafiche di tipo diretto (scavi o sondaggi geognostici), esse permettono tuttavia di determinare le caratteristiche di resistenza dei terreni e di conseguenza di suddividere il sottosuolo in orizzonti a resistenza "comparabile" e nel caso dei terreni incoerenti o poco coerenti di determinare con buona approssimazione i principali parametri geotecnici.

La litostratigrafia del sottosuolo viene di conseguenza valutata sulla base di riscontri bibliografici, suffragati da conoscenza della zona da parte dello scrivente per altre indagini esperite.

Si presume che il terreno di naturale deposizione sia di natura "incoerente" e litologia ghiaioso sabbioso limosa, ricoperto da un orizzonte superficiale di alterazione. E' tuttavia possibile la presenza di materiale di natura non definibile di riporto o rimaneggiato non autoctono, non classificabile in questa fase, nell'ambito dell'orizzonte superficiale.

Su tale base vengono pertanto definiti tre principali orizzonti litotecnici a resistenza uniforme a costituire il sottosuolo dell'area oggetto della presente indagine:

- 1- Orizzonte superficiale, rappresentato dall'orizzonte di riporto o rimaneggiamento antropico. Questo orizzonte assume uno spessore di circa 1,5 - 2 metri e presenta caratteristiche poco addensate;
- 2- Orizzonte successivo, rappresentato dal substrato alluvionale presumibilmente ghiaia e sabbia più o meno limosa, di natura incoerente. Si tratta di terreni caratterizzati da un grado di addensamento medio Si estendono in profondità sino a rifiuto delle prove penetrometriche, 9 - 10 metri. La prospezione geofisica mostra oltre tale profondità ulteriore incremento nei valori delle velocità e pertanto presumibilmente dell'addensamento;
- 3 - Orizzonte interstratificato rappresentato da orizzonti sabbiosi del substrato alluvionale di grado di addensamento moderato. Viene rilevato fra profondità comprese fra 4.2 - 4.8 metri e 5,5 - 7,5 metri

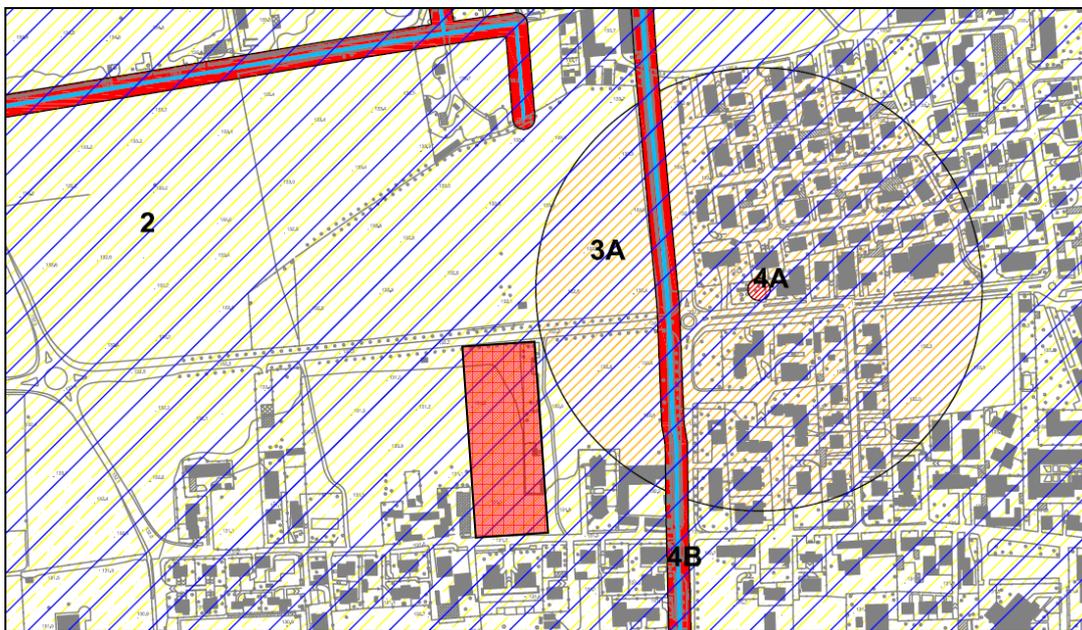
Si veda la seguente tabella n°1 ove si sono distinti gli orizzonti a comparabile resistenza sulla base di quanto rilevato dalle prove penetrometriche.

Prova n°	Orizzonte 1		Orizzonte 2	Orizzonte 3		Prof. prova (m)
	Spessore (m)	Nscpt	Nscpt	Spessore (m)	Nscpt	
1	1.2	2.2	22.2	1.5	5.8	8.5
2	1.8	2.8	27.2	3.3	10.1	9.4
3	2.1	3.0	19.8	1.2	10.0	8.9
4	1.5	2.2	20.6	0.9	9.6	8.8
Media	1.7	2.6	22.5	2.4	8.9	8.9
Nspt	-	4	26	-	10	-

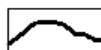
Le modalità di correlazione fra le prove SCPT e SPT verranno specificate nella successiva relazione geotecnica.

**1.7 CONSIDERAZIONI RIGUARDANTI LO STUDIO GEOLOGICO COMUNALE**

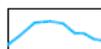
Il comune di Cernusco sul Naviglio è attualmente dotato di una Componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. redatta dal Dr. Geol. Carlo Leoni nel dicembre 2009. Dall'esame della Tav. 10 - Carta di Fattibilità geologica per le azioni di piano si evince che l'area in esame risulta classificata in sottoclasse 2 (colore giallo) e scenario di pericolosità sismica locale Z4a (retino barrato diagonalmente blu). Tale scenario sismico prevede l'approfondimento di indagine di secondo livello solamente per costruzioni strategiche e/o rilevanti, quindi non per il caso in esame. Viene presentata di seguito ed in pagina seguente uno stralcio della suddetta carta con relativa legenda.



## LEGENDA



Limiti amministrativi



Reticolo idrografico



Specchi d'acqua di matrice antropica



## Scenari di pericolosità sismica locale

Classe Z3a:



Le aree estrattive, individuate alle classi di fattibilità geologica 3B e 3C, vengono classificate come soggette ad amplificazioni sismiche di tipo topografiche in seguito alla presenza di zone di ciglio con  $H > 10$  corrispondenti ai bordi di cava.

Classe Z4a:



L'intero territorio comunale ad eccezione delle aree estrattive (classi di fattibilità geologica 3B e 3C) viene classificato come soggetto ad amplificazioni sismiche di tipo litologico o geometrico in seguito alla presenza di zone di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.

## SOTTOCLASSE 2 - Fattibilità con modeste limitazioni

### Descrizione

Aree caratterizzate da media vulnerabilità dell'acquifero freatico: soggiacenza di falda compresa tra i 6 e i 18 m. dal piano campagna (Agosto 2008).

Suoli molto profondi nella porzione meridionale del territorio comunale, da profondi a mediamente profondi nella porzione settentrionale del territorio comunale.

Permeabilità elevata:  $1,0 \cdot 10^{-3} \div 1,0 \cdot 10^{-4}$  m/s.

### Prescrizioni

Per le nuove opere edificatorie e/o di ampliamento, le opere in sotterraneo potranno essere eseguite con particolari cautele di impermeabilizzazioni, in quanto l'intero territorio comunale è soggetto a fluttuazioni anche metriche dell'acquifero libero.

## 2.0 RELAZIONE GEOTECNICA

### 2.1 MODELLO GEOTECNICO

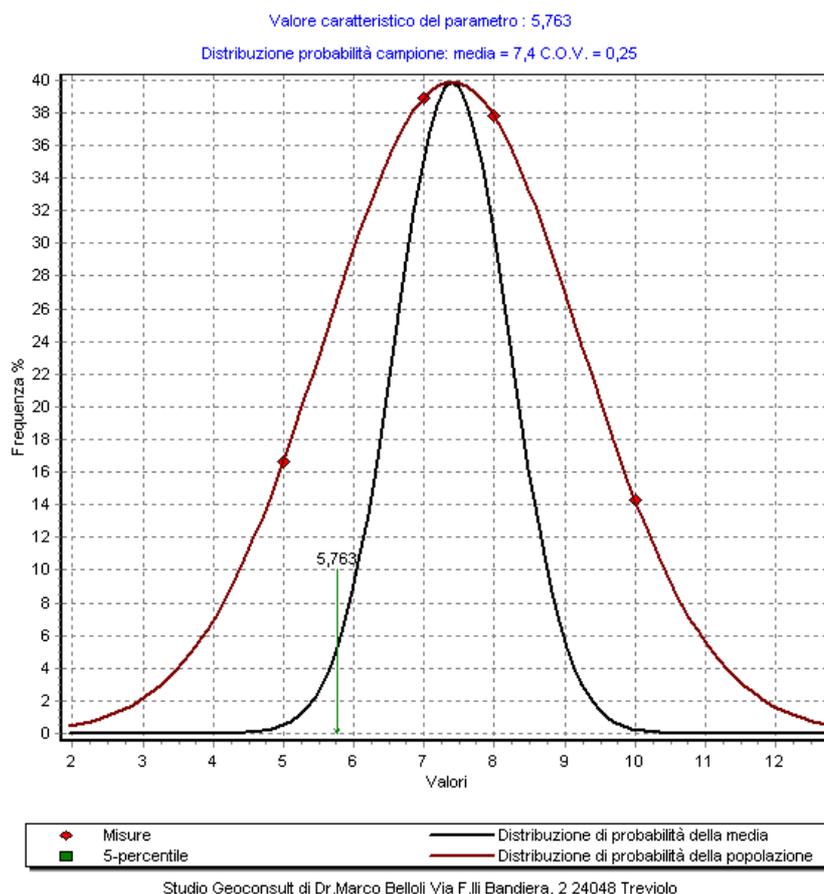
Sulla base del modello stratigrafico viene definito il modello geotecnico attribuendo valori ai principali parametri geotecnici degli orizzonti individuati.

I parametri geotecnici del terreno vengono valutati come caratteristici con metodo statistico a partire dalle resistenze penetrometriche misurate in modo diretto. Nell'approccio statistico la probabilità di non superamento da utilizzare deve essere quella del 5% come specificato sia nell' EC1 che nell' EC7 ed è coerente con quanto indicato nella Normativa Nazionale.

Trattandosi di campioni poco numerosi ( $N < 30$ ) si è ritenuto utilizzare la distribuzione di Student applicata al valore di  $N$  inteso come valore di resistenza SPT (correlato ad esso nel nostro caso per le prove SCPT come specificato in seguito); nel caso di campione unitario o molto piccolo si può anche operare introducendo un coefficiente di variazione (C.O.V.) dedotto dalla letteratura scientifica.

Si procede quindi calcolando il valore caratteristico della media; viene quindi ricavato il valore medio dei caratteristici calcolati; il valore medio è indicato ad utilizzarsi quando siano coinvolti elevati volumi di terreno (ad esempio quando si originino una compensazione delle eterogeneità del terreno - ad esempio: fondazioni estese o rigide, opere di contenimento, portata laterale di pali, ecc.-). Il valore minimo (sempre caratteristico) è indicato ad utilizzarsi ove si abbiano resistenze non compensate (ad esempio, coinvolgimento di modesti volumi di terreno con concentrazione delle superfici di rottura nelle porzioni meno resistenti del volume significativo: in scavi o plinti

isolati o portate di punta di pali, o insufficiente rigidezza delle strutture). Nello specifico caso, ritenendo che si ricorrerà a fondazione continue e rigide, in prima ipotesi si è ritenuto di fare riferimento al valore medio. Si tenga presente che è stata eseguita una sola prova in corrispondenza di ciascun corpo di fabbrica, pertanto in presenza di una indagine con un significativo numero di prove da un punto di vista statistico, eseguite in corrispondenza dello specifico corpo di fabbrica, il risultato potrebbe risultare più favorevole. Si allega di seguito un esempio di curva di distribuzione statistica calcolata.



Prova 1 orizzonte 3

Le resistenze SCPT possono essere correlate allo standard SPT con un coefficiente  $1.15 < \beta < 1.5$  sulla base di dati bibliografici (Tissoni 1987, S.G.I., Meardi, Pagani, Cestari), della energia strumentale e della litologia.

Non risultando certa la natura del terreno ed in presenza di un limitato campione quindi si è ritenuto precauzionalmente di adottare il valore di correlazione inferiore.

Nella attribuzione di valori ai parametri geotecnici, le valutazioni espresse si basano sui risultati delle prove eseguite, tenuto conto della litologia presunta dei terreni - non sono state nel caso specifico commissionati sondaggi ed analisi di laboratorio - ed elaborate facendo riferimento ai seguenti principali Autori ed all'esperienza dello scrivente.

Peso di volume - $\gamma$	Peck e Terzaghi
Densità relativa - $d_r$	Marcuson & Bieganousky - Bazaara
Angolo di attrito interno - $\phi'$	Peck - Hanson & Thorburn - Meyerhoff - Road Bridge Specification - Japanese National Railway - Owasaki & Iwasaki - Sowers - De Mello
Modulo di deformazione - $E'$	Bowles - Schmertmann - Webb - Mezebach e Malcev - Schultze-Mezebach -D'Appollonia et Alii - Tornaghi et Alii
Modulo di Poisson - $\mu$	Yaky
Modulo di taglio	Ohsaki & Iwasaki
Modulo di elasticità tangenziale dinamico	Imai & Tanuochi
Velocità onde di taglio	Imai & Tanuochi

Si vedano in allegato 3 i tabulati di elaborazione dei parametri geotecnici.

ORIZZONTI LITOTECNICI

-1-

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume umido	$\gamma_w$	t/m <sup>3</sup>	1,75
Peso di volume saturo	$\gamma_{sat}$	t/m <sup>3</sup>	1,88
Modulo di Poisson	$\mu_K$	-	0,36
Numero di colpi correlato SPT	$N_{cK}$	-	4
Densità relativa	$dr_K$	%	30

**Condizioni drenate**

Angolo di attrito interno	$\phi'_K$	gradi	26
coesione	$c'_K$	Kg/cm <sup>2</sup>	0
Modulo di elasticità drenato	$E'_K$	Kg/cm <sup>2</sup>	30

-2-

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume umido	$\gamma_w$	t/m <sup>3</sup>	1,90
Peso di volume saturo	$\gamma_{sat}$	t/m <sup>3</sup>	1,03
Modulo di Poisson	$\mu_K$	-	0,30
Numero di colpi correlato SPT	$N_{cK}$	-	26
Densità relativa	$dr_K$	%	65

**Condizioni drenate**

Angolo di attrito interno	$\phi'_K$	gradi	35
coesione	$c'_K$	Kg/cm <sup>2</sup>	0
Modulo di elasticità drenato	$E'_K$	Kg/cm <sup>2</sup>	300

-3-

<i>parametro</i>	<i>simbolo</i>	<i>U.M.</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume umido	$\gamma_w$	t/m <sup>3</sup>	1,80
Peso di volume saturo	$\gamma_{sat}$	t/m <sup>3</sup>	1.93
Modulo di Poisson	$\mu_K$	-	0,34
Numero di colpi correlato SPT	$N_{cK}$	-	10
Densità relativa	$dr_K$	%	40

**Condizioni drenate**

Angolo di attrito interno	$\phi'_K$	gradi	29
coesione	$c'_K$	Kg/cm <sup>2</sup>	0
Modulo di elasticità drenato	$E'_K$	Kg/cm <sup>2</sup>	80

## 2.2 CONDIZIONI DI FONDAZIONE

### 2.2.1 Calcolo della portanza

#### 2.2.1.1 Introduzione

In fase progettuale preliminare considerando la realizzazione di un interrato viene ipotizzato che il piano fondazione sia posto a 3,5-3,8 metri di profondità. Le strutture fondazionali interesseranno in tale ipotesi con il loro piano di appoggio i terreni dell'orizzonte -2- che risulta estendersi sino mediamente a 4,5 metri di profondità rispetto la quota attuale del piano di campagna; poi l'orizzonte -3- interstratificato che assume uno spessore medio di 2,4 metri. Le verifiche della portanza vengono condotte applicando le formule di Brinch Hansen per terreni incoerenti.

La portanza viene calcolata allo Stato Limite Ultimo, applicando la formula proposte elaborate avvalendosi del Programma QSB2 WIN di Programgeo di Carpenedolo (BS).

La formula proposta da Brinch Hansen deriva da quella di Meyerhoff differendo per i fattori correttivi di forma, approfondimento, inclinazione dei carichi, e per il fattore di portanza  $N_y$  e per l'introduzione di fattori correttivi relativi al caso di fondazioni su pendio o con base ruotata.

Ha la seguente espressione per  $\Phi > 0$

$$Q_{lim} = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c \times b_c \times g_c + s_q \times y_1 \times D \times N_q \times d_q \times i_q \times b_q \times g_q + 0.5 \times y_2 \times B \times N_y \times s_y \times d_y \times i_y \times b_y \times g_y$$

E per  $\Phi = 0$

$$Q_{lim} = 5.14 \times C_u \times (1+s_c+d_c-i_c-b_c-g_c) + y_1 \times D$$

La variante modificata della formula di Brinch Hansen differisce dall'originale per una diversa definizione del fattore  $N_y$  e del fattore di forma  $s_q$ .

In cui:  $N_c, N_q, N_y$  = fattori adimensionali di portanza.

$$N_q = \exp[\text{PixTg}(\Phi)] \times \text{Tg}^2(45+\Phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \text{Cotg}(\Phi)$$

$$N_y = 2 \times (N_q - 1) \times \text{Tg}(\Phi);$$

sc, sq, sy = fattori di forma dati da:

$$sc = 0.2 \times B/L \text{ per } \Phi = 0$$

$$sc = 1 + (Nq/Nc) \times (B/L) \text{ per } \Phi > 0$$

$$sq = 1 + (B/L) \times \sin(\Phi)$$

$$sy = 1 - 0.4 \times (B/L);$$

dc, dq, dy = fattori correttivi per l'approfondimento, dati da:

$$dc = 0.4 \times K \text{ per } \Phi = 0$$

$$\text{dove } K = D/B \text{ per } D/B \leq 1 \text{ e } K = \arctang(D/B) \text{ per } D/B > 1$$

$$dc = 1 + 0.4 \times k$$

$$dq = 1 + 2 \times \tan(\Phi) \times [1 - \sin(\Phi)]^2 \times K$$

$$dy = 1$$

ic, iq, iy = fattori correttivi per carichi inclinati:

$$ic = 0.5 - 0.5 \times \sqrt{1 - H/(A \times c)} \text{ per } \Phi = 0$$

$$ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1) \text{ per } \Phi > 0$$

$$iq = [1 - 0.5 \times H/(V + A \times c \times \cotg(\Phi))]^5;$$

$$iy = [1 - 0.7 \times H/(V + A \times c \times \cotg(\Phi))]^5 \text{ per } b^\circ = 0$$

$$iy = [1 - (0.7 - b^\circ/450) \times H/(V + A \times c \times \cotg(\Phi))]^5 \text{ per } b^\circ > 0$$

dove H = componente longitudinale del carico;

V = componente assiale del carico;

$b^\circ$  = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale;

A = area effettiva della fondazione;

bc, bq, by = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da:

$$bc = b^\circ/147 \text{ per } \Phi = 0;$$

$$bc = 1 - b^\circ/147 \text{ per } \Phi > 0;$$

$$bq = \exp[-2 \times b(\text{rad}) \times \tan(\Phi)]$$

$$by = \exp[-2.7 \times b(\text{rad}) \times \tan(\Phi)];$$

zc, zq, zy = fattori correttivi per gli effetti cinematici dovuti al sisma (Paolucci & Pecker -1997) con  $zq = 1, zc = 1,$

$$zy = (1 - Kh / \tan(\Phi))^{0.35}$$

ove Kh = coeff. Sismico orizzontale riferito al piano di posa delle fondazioni.

#### 2.2.1.2 Verifiche di sicurezza di tipo geotecnico agli stati limite ultimi (SLU e SLV)

Per quanto riguarda la verifica agli Stati Limite Ultimi occorre fare riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale. Essa viene effettuata sia nella condizione fondamentale (allo SLU) che sismica (allo SLV). In quest'ultimo caso i calcoli sono stati effettuati sotto l'azione sismica, determinando i parametri a  $g, F^{\circ}, T_c$  relativi alla pericolosità sismica.

Si tenga presente che il calcolo della portanza viene effettuato nella condizione sismica adottando una inclinazione del carico verticale costante (secondo il metodo di Paolucci e Pecker visto in precedenza) e carico centrato sulla fondazione, quindi in assenza di momenti flettenti (questo anche in condizioni statiche).

La verifica finale dovrà tenere conto della inclinazione dei carichi verticali e della riduzione della fondazione per effetto delle sollecitazioni flettenti, se necessario, sulla base dei risultati del calcolo strutturale.

Le verifiche vengono effettuate nei confronti degli stati limite ultimi per diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1 e R2 e R3).

Nel caso della verifica allo stato limite ultimo in condizioni statiche e dinamiche di tipo geotecnico GEO per carico limite e per scorrimento dell'insieme fondazione terreno la verifica deve essere effettuata secondo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1 :

- combinazione 1 (A1+ M1+ R1)
- combinazione 2 (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- unico (A1+M1+R3)

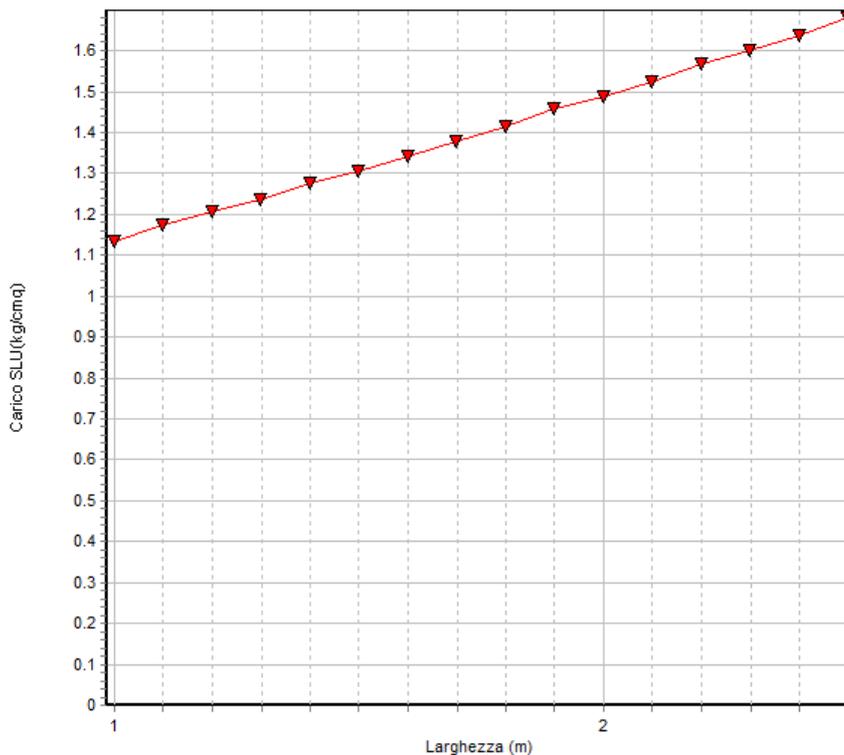
Nel caso dell'Approccio 2 (A1+M1+R3) (ove sono fattorizzate le azioni e NON i parametri), dimensionante per la verifica geotecnica, come indicato nelle istruzioni del DM 14/01/08, si è ottenuto, supponendo in prima ipotesi una fondazione di lato unitario  $B = 1.5 \text{ m}$  :

**Carico limite condizione fondamentale SLU: 1.3 kg/cm<sup>2</sup>**

**come risulta dal seguente calcolo:**

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: fondamentale			
Larghezza della fondazione (m):			1.5
Lunghezza della fondazione (m):			nastriforme
Altezza della fondazione (m):			0.5
Profondità di posa (m):			3.8
Metodo di calcolo:		Brinch Hansen stato	limite ultimo
Sc:	1	Sq:	1.04
Dc:	1.13	Dq:	1.1
Ic:	1	Iq:	1
Gc:	1	Gq:	1
Bc:	1	Bq:	1
Zc:	1	Zq:	1
			Fattori di forma
			Fattori di profondità
			Fattori inclinazione carico
			Fattori inclinazione pendio
			Fattori inclinazione base
			Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma
			Sy: 0.97
			Dy: 1
			Iy: 1
			Gy: 1
			By: 1
			Zy: 1
			RISULTATO
			Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito: 1
			Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione: 1
			Coefficiente di sicurezza globale:..... 2.3
			Correzione di Terzaghi: non applicata
			Capacità portante S.L.U. (kg/cmq): 1.3
			Profondità del cuneo efficace (m): 1.44

**Si veda il seguente grafico che indica la variabilità della portanza con il lato della fondazione**



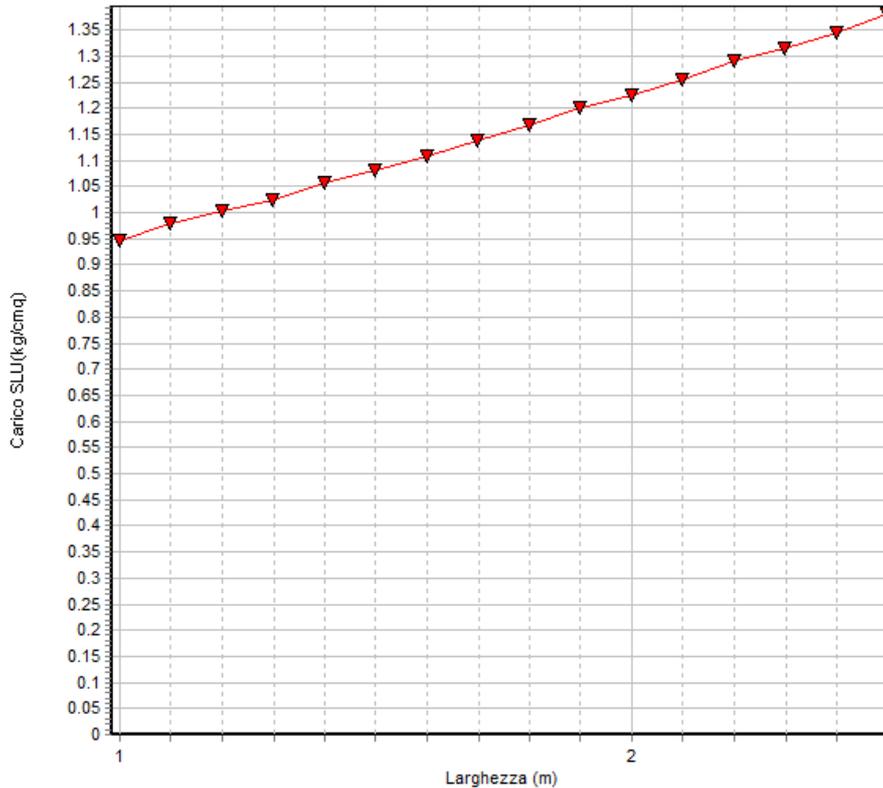
**Carico limite condizione sismica SLV : 1.08 kg/cm<sup>2</sup>**

come risulta dal seguente calcolo:

Riassunto del calcolo della portanza delle fondazioni  
secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: sismica

Larghezza della fondazione (m):	1.5
Lunghezza della fondazione (m):	nastriforme
Altezza della fondazione (m):	0.5
Profondità di posa (m):	3.8
Metodo di calcolo:	Brinch Hansen stato limite ultimo
Sc: 1	Sq: Fattori di forma 1.04
Dc: 1.13	Sy: 0.98
Ic: 0.84	Dq: Fattori di profondità 1.1
Gc: 1	Dy: 1
Bc: 1	Iq: Fattori inclinazione carico da sisma 0.85
Zc: 1	Iy: 0.8
	Gy: Fattori inclinazione pendio 1
	Gy: 1
	Bq: Fattori inclinazione base 1
	By: 1
	Zq: Fattori correttivi per gli effetti cinematici del sisma 1
	Zy: 0.99
RISULTATO	
Coefficiente di sicurezza parziale per l'angolo di attrito:	1
Coefficiente di sicurezza parziale per la coesione:	1
Coefficiente di sicurezza globale:.....	2.3
Correzione di Terzaghi:	non applicata
Capacità portante S.L.U. (kg/cm <sup>2</sup> ):	1.08
Profondità del cuneo efficace (m):	1.44
Accelerazione sismica orizzontale (g):	0.072

Si veda il seguente grafico che indica la variabilità della portanza con il lato della fondazione



Per la valutazione dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU si faccia riferimento alla Tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008, impiegando la colonna A1.

Per la valutazione dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU si faccia riferimento alla Tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008, impiegando la colonna A2.

La **Valutazione della sicurezza** andrà effettuata a progetto esecutivo dal progettista, ove:

per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:  $Ed \leq Rd$

Ove:

$Ed$  = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione sulle varie combinazioni di carico (di pertinenza del progettista);

$Rd$  = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno)

Tale verifica deve essere effettuata in via progettuale definitiva impiegando le diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti:

per azioni ( $A1$  e  $A2$ )

per i parametri geotecnici ( $M1$  e  $M2$ )

per le resistenze ( $R1 - R2$  e  $R3$ )

Considerata la modesta capacità portante del terreno e la non rilevate luce fra i pilastri si valuta l'opportunità del ricorso ad una struttura fondazionale continua.

#### 2.2.1.3 Verifica allo slittamento (scorrimento)

Per quanto riguarda la verifica di sicurezza allo scorrimento sul piano di posa, nelle situazioni in cui la fondazione si trova sollecitata da forze orizzontali, per esempio per azione del sisma, in generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$H \leq S + E$$

dove  $H$  è la forza orizzontale esterna applicata,  $S$  è resistenza di taglio mobilitata lungo la base della fondazione ed  $E$  è la forza corrispondente alla spinta passiva che agisce sul lato a valle, rispetto al verso di applicazione di  $H$ , della fondazione stessa. Normalmente  $E$  viene trascurata, perché le deformazioni necessarie per la sua mobilitazione sono spesso incompatibili con l'integrità. Nel caso in cui la fondazione poggia su terreni incoerenti ( $\varphi > 0$ ), in condizioni drenate,,  $S$  viene calcolata come segue  $S = Vtg\delta$  in cui  $V$  è la risultante dei carichi

verticali esterni agenti sulla fondazione e  $\delta$  è l'angolo d'attrito terreno-fondazione; il valore di  $\delta$  può essere ricavato sulla base del seguente schema:

Tipologia	Valore di $\delta$
Fondazioni di calcestruzzo gettato in opera	$\delta = \varphi$
Fondazioni prefabbricate di calcestruzzo	$\delta = 2/3 \varphi$

Il parametro  $\varphi$  rappresenta l'angolo di resistenza al taglio dello strato di terreno di appoggio della fondazione. La coesione drenata, se presente, deve essere trascurata.

Nel caso di carichi orizzontali dovuti esclusivamente al sisma, la forza H agente sulla fondazione è data da:  $H = V k_{hi}$

dove  $k_{hi}$  è il coefficiente sismico orizzontale della struttura. In terreni incoerenti quindi il coefficiente di sicurezza allo slittamento si ricava semplicemente dalla

relazione: 
$$F_s = \frac{S}{H} = \frac{tg \delta}{k_{hi}}$$

Nel caso in cui la fondazione poggi su terreni coerenti ( $\varphi=0$ ), in condizioni non drenate, S viene calcolata come segue:

$$S = A c_u$$

dove  $c_u$  è la coesione non drenata dello strato di appoggio e A è la superficie efficace della base della fondazione data da:  $A = B L \cos \omega$  con  $\omega$  = inclinazione della base rispetto all'orizzontale.

Secondo il D.M. 14.01.2008 il rapporto S/H (coefficiente di sicurezza allo scorrimento) deve essere maggiore o uguale a 1,1.

Si è ottenuto:

**Coeff. di sicurezza per verifica allo slittamento: 11.29**

Come risulta dal seguente calcolo.

Riassunto verifica allo scorrimento	
Secondo il D.M. 14.01.2008 App.II Combinazione delle azioni: sismica	
Fondazione gettata in opera n.	1
Larghezza della fondazione (m):	1.5
Lunghezza della fondazione (m):	nastriforme
Altezza della fondazione (m):	0.5
Profondità di posa (m):	3.8
AZIONI SULLA FONDAZIONE	
Fattore di sicurezza di Legge:	1.1
Coefficiente sismico orizzontale della struttura (khi):	0.062
RISULTATO	
Fattore di sicurezza allo scorrimento:	11.29

Quindi esso risulta verificato.

#### 2.2.1.4 Verifiche di sicurezza agli stati limite di esercizio (SLE)- calcolo dei cedimenti

Per quanto riguarda Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata condotta la verifica dei cedimenti in via teorica per fondazioni isolate avvalendosi del metodo della elasticità.

I dati sono stati elaborati con programma di calcolo QSB2 di Programgeo.

Il metodo della elasticità si basa sulla seguente relazione:

$$S = DH \times Q2/E$$

In cui:

DH = spessore strato;

Q2 = incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato;

E = modulo di deformazione dello strato.

Viene valutata la componente immediata del cedimento considerando trascurabile quella secondaria.

Il calcolo del bulbo delle pressioni indotte nel terreno dal carico fondazionale viene condotto con il criterio di Boussinesq.

Il metodo si basa sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semi infinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo.

L'incremento di pressione indotta dal carico applicato dalla fondazione alla quota z sotto il piano di posa, lungo la verticale che passa per uno degli angoli dell'area BxL, è dato da:

$$p_z = [Q / (4 \times \pi)] \times (m_1 + m_2);$$

$$\text{in cui: } m_1 = [2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V+1)] / [(V+V_1) \times V];$$

$$m_2 = \text{atang}[2 \times M \times N \times \sqrt{V} / (V_1 - V)]$$

$$\text{dove: } M = B/z;$$

$$N = L/z;$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V_1 = (M \times N)^2$$

$$\pi = \pi \text{ Greco}$$

Per stimare la diffusione del sovraccarico nel terreno lungo più verticali, si divide l'area B x L in più rettangoli o quadrati con gli spigoli coincidenti al punto di passaggio della verticale, calcolando e quindi sommando i contributi delle singole aree.

per fondazione in prima ipotesi di lato indicativo pari ad 1.5 metri e carico applicato di 1 kg/cm<sup>2</sup> si ottiene:

**cedimento complessivo: 1.7 cm**

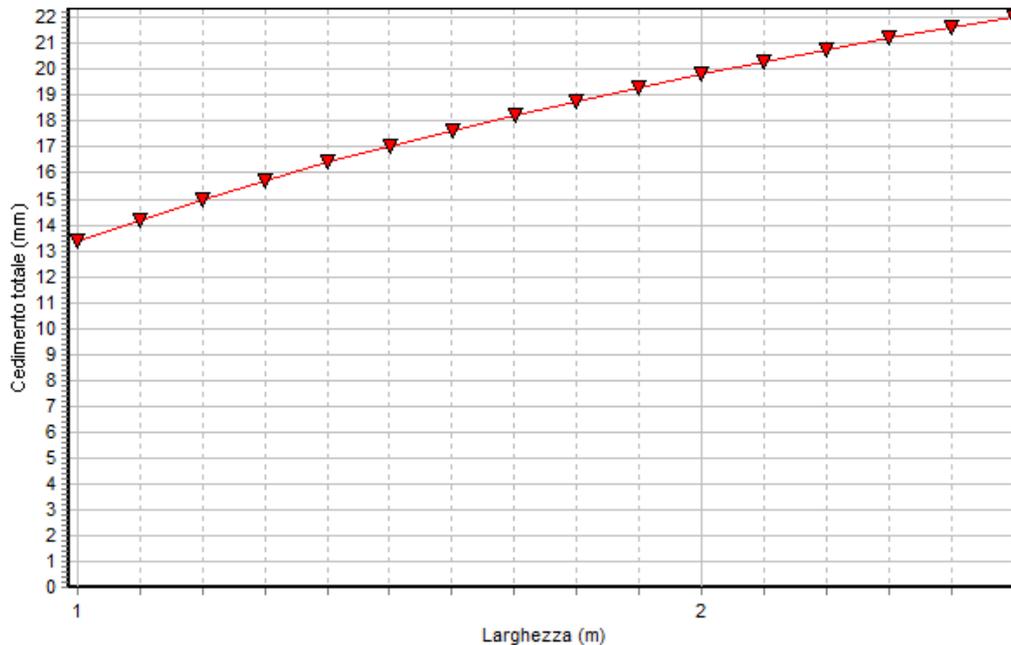
come risulta dal seguente calcolo:

Riassunto del calcolo dei cedimenti	
Verifica allo Stato Limite d'Esercizio	
Larghezza della fondazione (m):	1.5
Lunghezza della fondazione (m):	nastriforme
Carico applicato sulla fondazione (kg/cm <sup>2</sup> ):	1
Livelli incoerenti	
Metodo di calcolo dei cedimenti nei livelli incoerenti: Teoria dell'elasticità	
Punto centrale	
Cedimento immediato (mm):	17
Cedimento secondario (mm):	0
Somma ced. incoerenti (mm):	17

Fondazione rigida o flessibile:

Fondazione rigida

Si veda il seguente grafico che indica la variabilità del cedimento con il lato della fondazione minore B.



Il progettista potrà valutare l'ammissibilità dei cedimenti in relazione agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese dall'opera ed operare la verifica

$$E_d \leq C_d$$

Ove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore minimo dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

#### 2.2.1.5 Calcolo del coefficiente di sottofondo

Per quanto riguarda il modulo di Winkler o coefficiente di sottofondo statico viene applicato per il calcolo il metodo di Vesic semplificato (1962) che ha proposto la seguente relazione che correla il coefficiente di sottofondo statico con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione:

$$1) K \text{ (Kg/cm)} = (1/B) \times 0.65 \times [(E_t \times B^4)/(E_f \times I_f)]^{(1/12)} \times E_t/(1-p^2);$$

In cui:

$E_t$  (kg/cm<sup>2</sup>) = modulo di deformazione dello strato di fondazione;

$E_f$  (kg/cm<sup>2</sup>) = modulo elastico della fondazione;

$I_f$  (cm<sup>4</sup>) = momento d'inerzia della fondazione;

$B$  (cm) = lato corto della fondazione;

$\nu$  = rapporto di Poisson.

Poiché il prodotto  $0.65 \times [(E_t \times B^4)/(E_f \times I_f)]^{(1/12)}$  ha generalmente un valore prossimo all'unità, la formula 1) può essere semplificata come segue:

$K$  (kg/cm<sup>3</sup>) =  $(1/B) \times E_t/(1-\nu^2)$ .

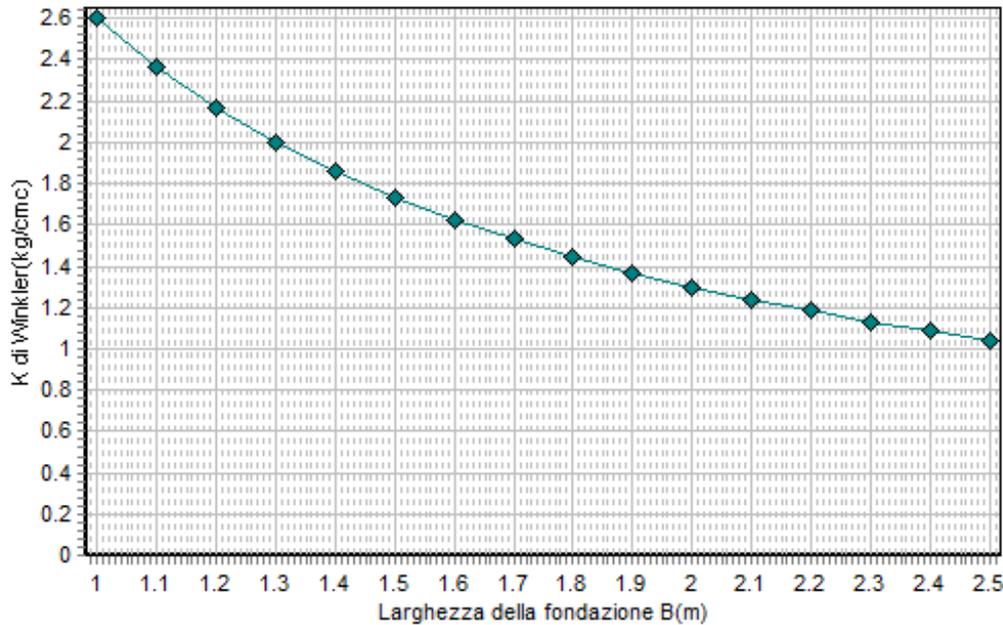
Per fondazione in prima ipotesi di lato indicativo pari ad 1.5 metri si ottiene :

**Coefficiente di sottofondo statico  $k = 1.73 \text{ kg/cm}^3$**

come risulta dal seguente calcolo:

Modulo di reazione del terreno di fondazione	
Larghezza della fondazione (m):	1.5
Lunghezza della fondazione (m):	nastriforme
Modulo elastico medio del terreno (kg/cm <sup>2</sup> ):	233.6
Coef. di Poisson medio del terreno (kg/cm <sup>2</sup> ):	0.32
RISULTATI	
Metodo di calcolo utilizzato:	Metodo di Vesic semplificato
Modulo di reazione (kg/cm <sup>3</sup> ):	1.73

**Si veda il seguente grafico che indica la variabilità della portanza con il lato della fondazione**



### 2.3 CONDIZIONI DI SCAVO

Relativamente alla conduzione delle operazioni di scavo si fanno le seguenti considerazioni di massima, senza pretesa di valenza progettuale.

In ragione del carattere puntuale delle indagini si consiglia in fase esecutiva un controllo attento nella fase iniziale di apertura dei fronti di scavo; così pure il progettista e/o il responsabile della sicurezza potranno operare le variazioni ritenute più opportune.

In linea generale per quanto riguarda la gestione in sicurezza di scavi e scarpate come prescritto dal D.Lgs. 81/2008 art. 118,119,120, facendo riferimento alla bibliografia attinente (si citano il seminario ASL del 24/10/2008 con patrocinio Ordine dei Geologi Lombardo e degli

Architetti di Brescia e le Norme OSHA standard n°1926) ed a quanto determinato dalla presente indagine geognostica (vedi modello geotecnico), in presenza di terreni di tipo B e C (norme OSHA - moderata consistenza e granulari non coerenti) si consigliano scavi con pendenza dell'ordine massimo di 3 : 2 (56°) con ulteriore precauzione, addolcendo nel caso la pendenza, nel tratto superficiale dello scavo ove sono presenti terreni di inferiori caratteristiche meccaniche o di riporto da 1 : 1 (45°) sino a 1½ : 1 (34°).

Nel caso specifico si propone di attuare pendenze dell'ordine di 1½ : 1 (34°) per il tratto superiore, sino a circa 2 metri di profondità, poi nei terreni mediamente addensati di 3 : 2 (56°) sino a fondo scavo.

Quanto indicato vale ovviamente se non sono presenti carichi sia permanenti (anche solo alberi), sia occasionali nei pressi dello scavo, in grado di interferire con il carico proprio con lo scavo stesso; in questo caso va specificatamente valutata una opportuna distanza di sicurezza o messi in atto opportuni presidi preliminari lo scavo stesso.

Quanto sopra vale anche nel caso si vada in adiacenza a strade od edifici che non permettono di rispettare le pendenze di sicurezza.

Si consiglia di depositare il terreno scavato lontano dallo scavo; per evitare sovraccarichi sullo stesso ed anche cadute di elementi anche isolati (esempio un masso o maceria) all'interno dello scavo stesso.

Va evitato il ristagno di acqua a fondo scavo che potrebbe determinare un decadimento delle caratteristiche geotecniche dei terreni con diminuzione delle caratteristiche meccaniche degli stessi e conseguentemente delle condizioni di stabilità delle scarpate di scavo.

Allegato 1

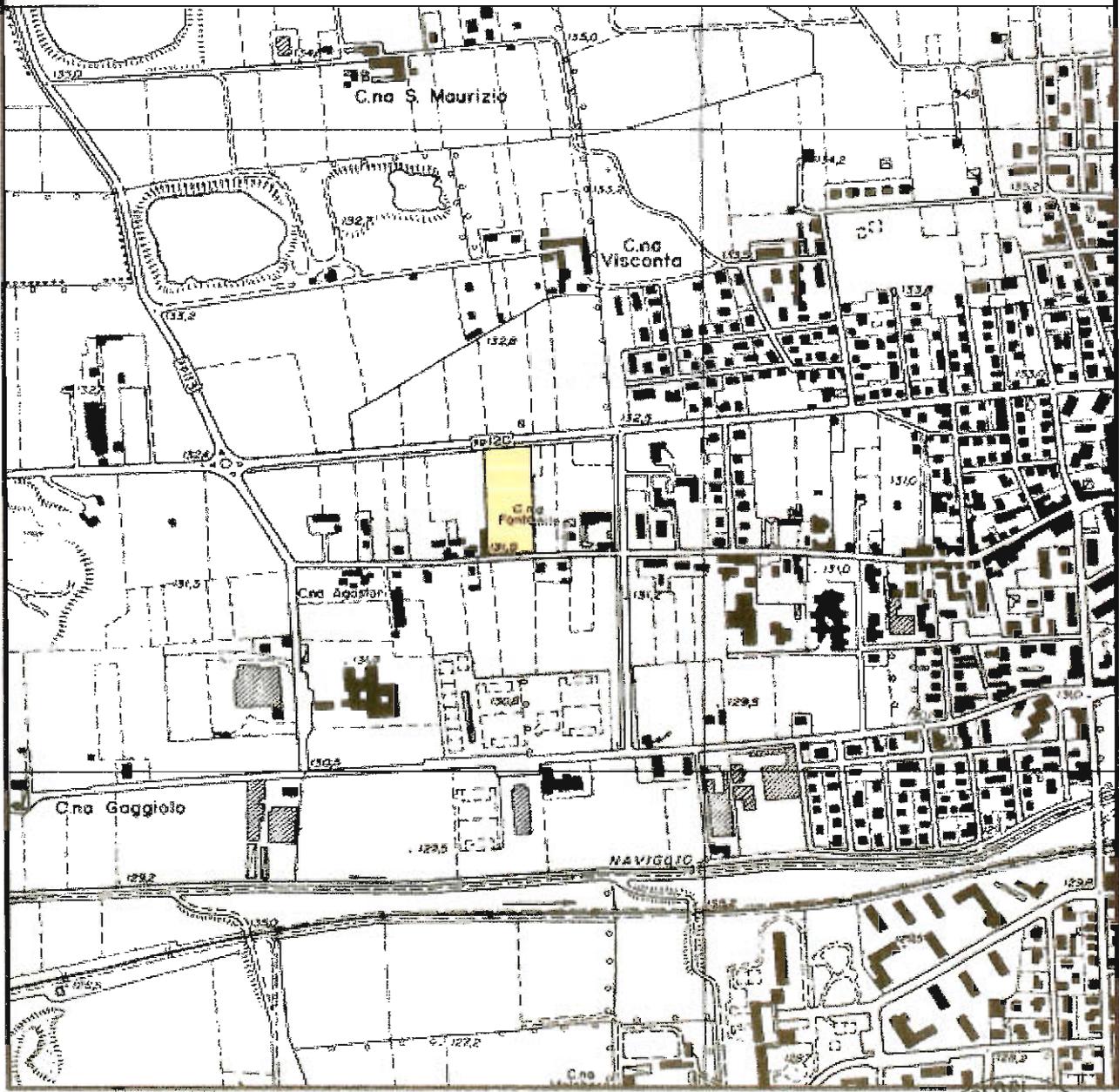
COROGRAFIA E PLANIMETRIA

	<b>COROGRAFIA DELL'AREA</b>		
	società con certificazione di qualità 	<b>Committente:</b> Studio geoconsult di dr. Marco Belloli <b>Comune di:</b> Cernusco sul Naviglio (MI)	
Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo al laboratorio per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC		<b>certificato n° 19.COR-2012 del 10/04/2012</b>	<b>Commessa n° 19/GD/12 del 08/03/2012</b>

# COROGRAFIA scala 1: 10.000

Foglio B5e2 della  
Carta Tecnica Regionale

 Area in esame: Cernusco sul Naviglio (MI) - Via Monza



Responsabile tecnico di sito  
Dott. Michele Bertasa


 Direttore del laboratorio  
 Dott. Marco Belloli  
 n° 355

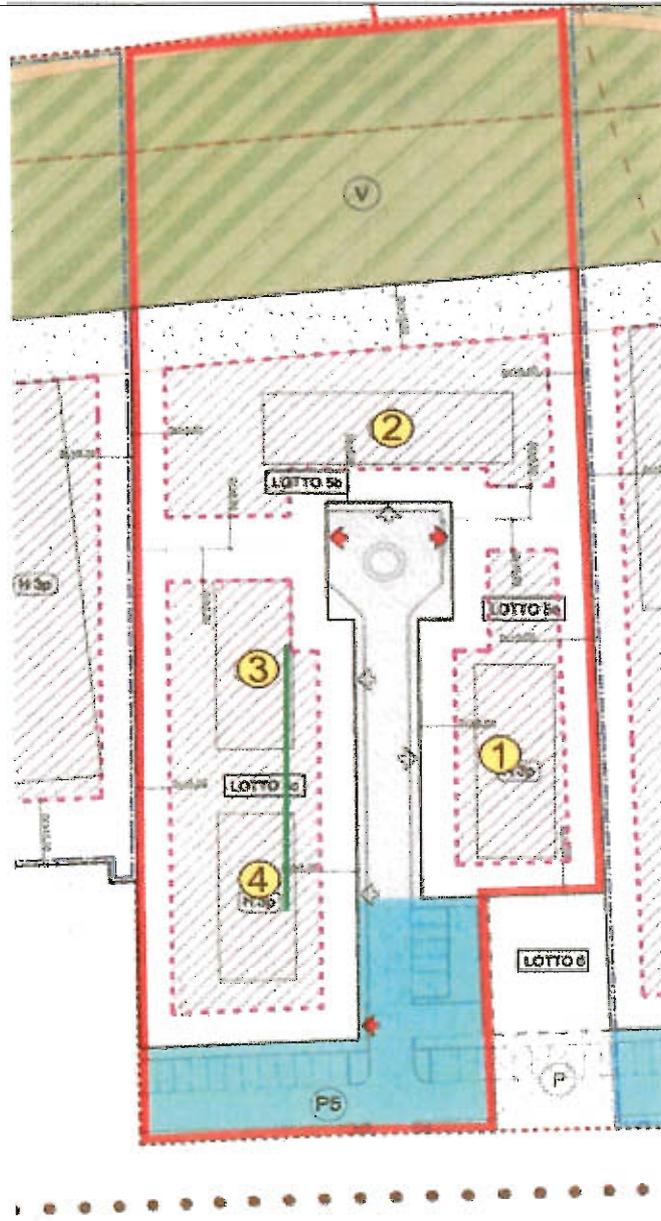
**Committente:** Studio geoconsult di dr. Marco Belloli **Località:** Via Monza  
**Comune di:** Cernusco sul Naviglio (MI) **Coord.** 45°31'32.6" N - 9°18'58.8" E

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC

certificato n° 19.COR-2012 del 10/04/2012 Comessa n° 19/GD/12 del 08/03/2012

**LEGENDA**

-  S.C.P.T. Prova penetrometrica dinamica
-  Tracciato stendimento geosismico M.A.S.W.



Responsabile tecnico di sito  
 Dott. Michele Bertasa

In Direttore del laboratorio  
 Dott. Marco Belloli  
 355



Allegato n° 2

CERTIFICATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Prova n°: **1**Eseguita il: **15/03/2012**Committente: **Studio geoconsult di dr. Marco Belloli**Comune di: **Cernusco sul Naviglio (MI)**Località: **Via Monza**

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011  
relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione  
indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in  
silo ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01  
Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC

Strumentazione impiegata: **Penetrometro Pagani TG 63-200**Caratteristiche strumentazione: **peso mazza: 73.5 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm**certificato n° **19.DPSH1-2012 del 10/04/2012**Commessa n° **19/GD/12 del 08/03/2012**

quota inizio prova: p.c.

profondità falda m:

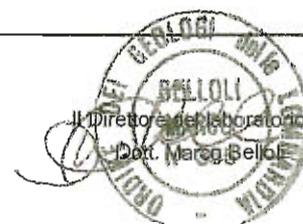
profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
0.3	2	
0.6	3	
0.9	3	
1.2	3	
1.5	20	
1.8	21	
2.1	19	
2.4	32	
2.7	40	
3.0	46	
3.3	41	
3.6	30	
3.9	20	
4.2	17	
4.5	5	
4.8	7	
5.1	8	
5.4	7	
5.7	10	
6.0	17	
6.3	32	
6.6	25	
6.9	18	
7.2	15	
7.5	19	
7.8	23	
8.1	24	
8.4	31	
8.7	100	
9.0		
9.3		
9.6		
9.9		
10.2		
10.5		

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
10.8		
11.1		
11.4		
11.7		
12.0		
12.3		
12.6		
12.9		
13.2		
13.5		
13.8		
14.1		
14.4		
14.7		
15.0		
15.3		
15.6		
15.9		
16.2		
16.5		
16.8		
17.1		
17.4		
17.7		
18.0		
18.3		
18.6		
18.9		
19.2		
19.5		
19.5		
20.1		
20.4		
20.7		
21.0		

Note e osservazioni:

Responsabile tecnico di sito  
Dott. Michele Bertasa

Il Direttore del laboratorio  
Dott. Marco Belloli





società con certificazione di qualità



### PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH



Prova n°: 1

Eseguita il: 15/03/2012

Committente: Studio geoconsult di dr. Marco Belloli

Comune di: Cernusco sul Naviglio (MI)

Località: Via Monza

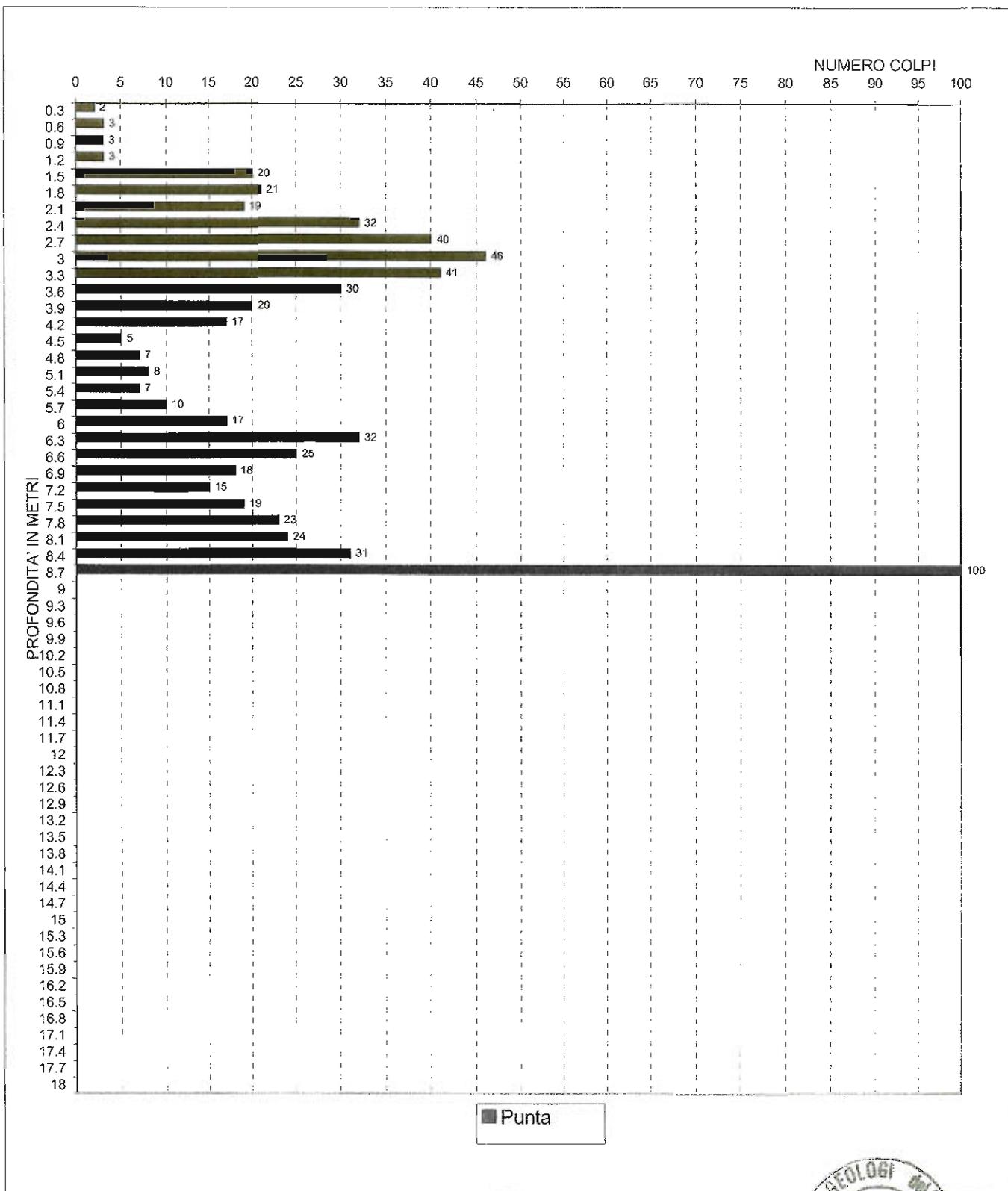
Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01  
Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC

Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200

Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73.5 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm

certificato n° 19.DPSH1-2012 del 10/04/2012

Commessa n° 19/GD/12 del 08/03/2012



Responsabile tecnico di sito  
Dott. Michele Bertasa



 società con certificazione di qualità 	<b>PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH</b>		
	<b>Prova n°:</b> 2	<b>Eseguita il:</b> 15/03/2012	
<b>Committente:</b> Studio geoconsulti di dr. Marco Belloli			
<b>Comune di:</b> Cernusco sul Naviglio (MI)	<b>Località:</b> Via Monza		
<b>Strumentazione impiegata:</b> Penetrometro Pagani TG 63-200			
<b>Caratteristiche strumentazione:</b> peso mazza: 73.5 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm			
<b>certificato n° 19.DPSH2-2012 del 10/04/2012</b>		<b>Commessa n° 19/GD/12 del 08/03/2012</b>	

quota inizio prova: p.c.

profondità falda m:

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento	
0.3	4		
0.6	3		
0.9	4		
1.2	3		
1.5	8		
1.8	12		
2.1	23		
2.4	29		
2.7	27		
3.0	31		
3.3	41		
3.6	35		
3.9	26		
4.2	23		
4.5	18		
4.8	14		
5.1	8		
5.4	7		
5.7	16		
6.0	14		
6.3	16		
6.6	16		
6.9	15		
7.2	17		
7.5	9		
7.8	5		
8.1	24		
8.4	32		
8.7	42		
9.0	65		
9.3	81		
9.6	100		
9.9			
10.2			
10.5			

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento	
10.8			
11.1			
11.4			
11.7			
12.0			
12.3			
12.6			
12.9			
13.2			
13.5			
13.8			
14.1			
14.4			
14.7			
15.0			
15.3			
15.6			
15.9			
16.2			
16.5			
16.8			
17.1			
17.4			
17.7			
18.0			
18.3			
18.6			
18.9			
19.2			
19.5			
19.5			
20.1			
20.4			
20.7			
21.0			

Note e osservazioni:

Responsabile tecnico di sito  
 Dott. Michèle Bertasa





# PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH

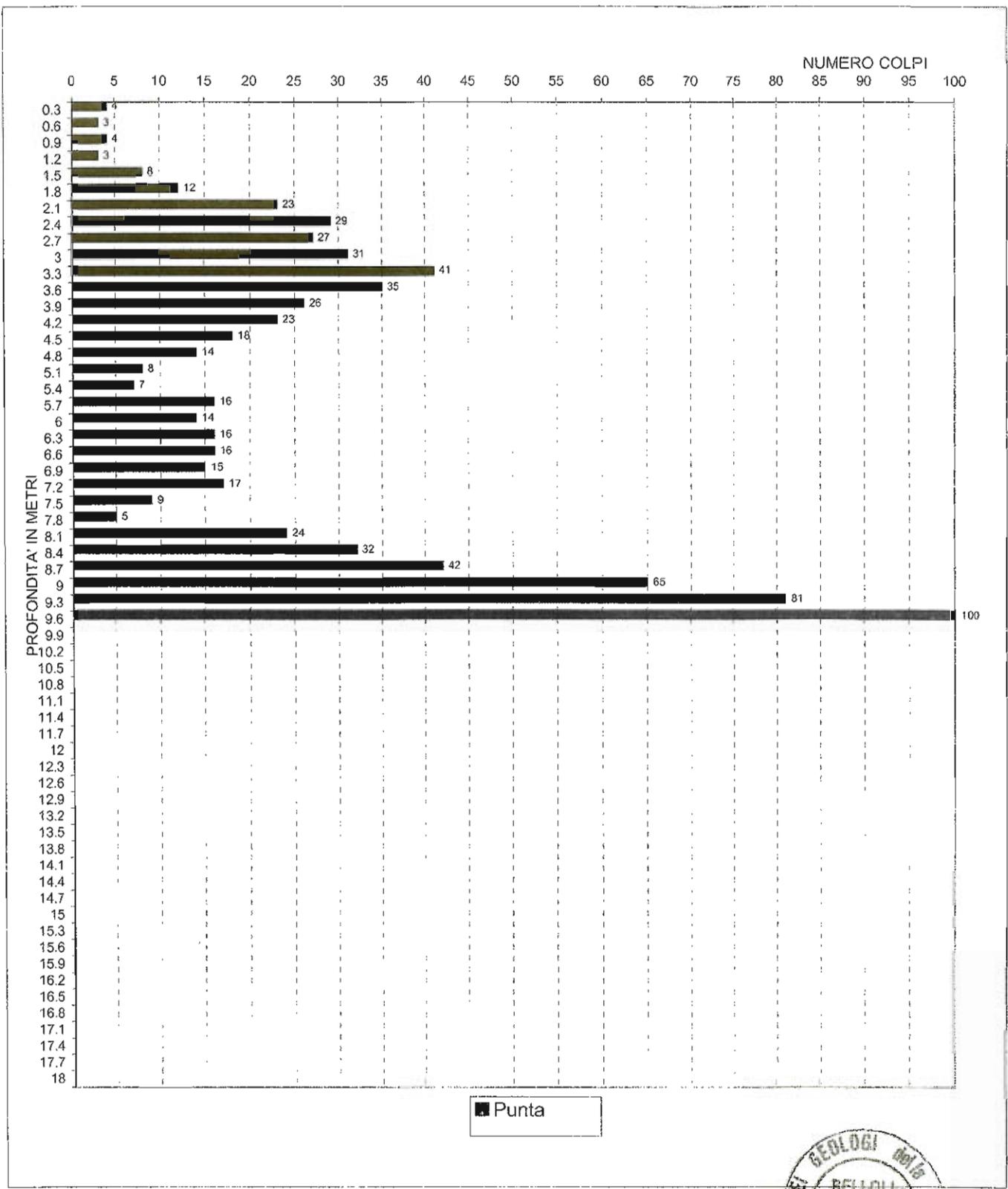


**Prova n°:** 2 **Eseguita il:** 15/03/2012  
**Committente:** Studio geoconsulti di dr. Marco Belloli  
**Comune di:** Cernusco sul Naviglio (MI) **Località:** Via Monza

Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011  
relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione  
indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in  
sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 390/01  
Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC

**Strumentazione impiegata:** Penetrometro Pagani TG 63-200  
**Caratteristiche strumentazione:** peso mazza: 73.5 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm

**certificato n° 19.DPSH2-2012 del 10/04/2012** **Commessa n° 19/GD/12 del 08/03/2012**



Responsabile tecnico di sito  
Dott. Michele Bertasa



Prova n°: 3

Eseguita il: 15/03/2012

Committente: Studio geoconsult di dr. Marco Belloli

Comune di: Cernusco sul Naviglio (MI)

Località: Via Monza



Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011  
relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione  
indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in  
sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01  
Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC

Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200

Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73.5 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm

certificato n° 19.DPSH3-2012 del 10/04/2012

Commessa n° 19/GD/12 del 08/03/2012

quota inizio prova: p.c.

profondità falda m:

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
0.3	4	
0.6	3	
0.9	2	
1.2	3	
1.5	5	
1.8	6	
2.1	8	
2.4	13	
2.7	18	
3.0	14	
3.3	23	
3.6	33	
3.9	22	
4.2	16	
4.5	23	
4.8	26	
5.1	12	
5.4	12	
5.7	10	
6.0	15	
6.3	19	
6.6	17	
6.9	16	
7.2	18	
7.5	18	
7.8	27	
8.1	39	
8.4	60	
8.7	68	
9.0	100	
9.3		
9.6		
9.9		
10.2		
10.5		

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento
10.8		
11.1		
11.4		
11.7		
12.0		
12.3		
12.6		
12.9		
13.2		
13.5		
13.8		
14.1		
14.4		
14.7		
15.0		
15.3		
15.6		
15.9		
16.2		
16.5		
16.8		
17.1		
17.4		
17.7		
18.0		
18.3		
18.6		
18.9		
19.2		
19.5		
19.5		
20.1		
20.4		
20.7		
21.0		

Note e osservazioni:

Responsabile tecnico di sito  
Dott. Michele Bertasa





società con certificazione di qualità



Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC

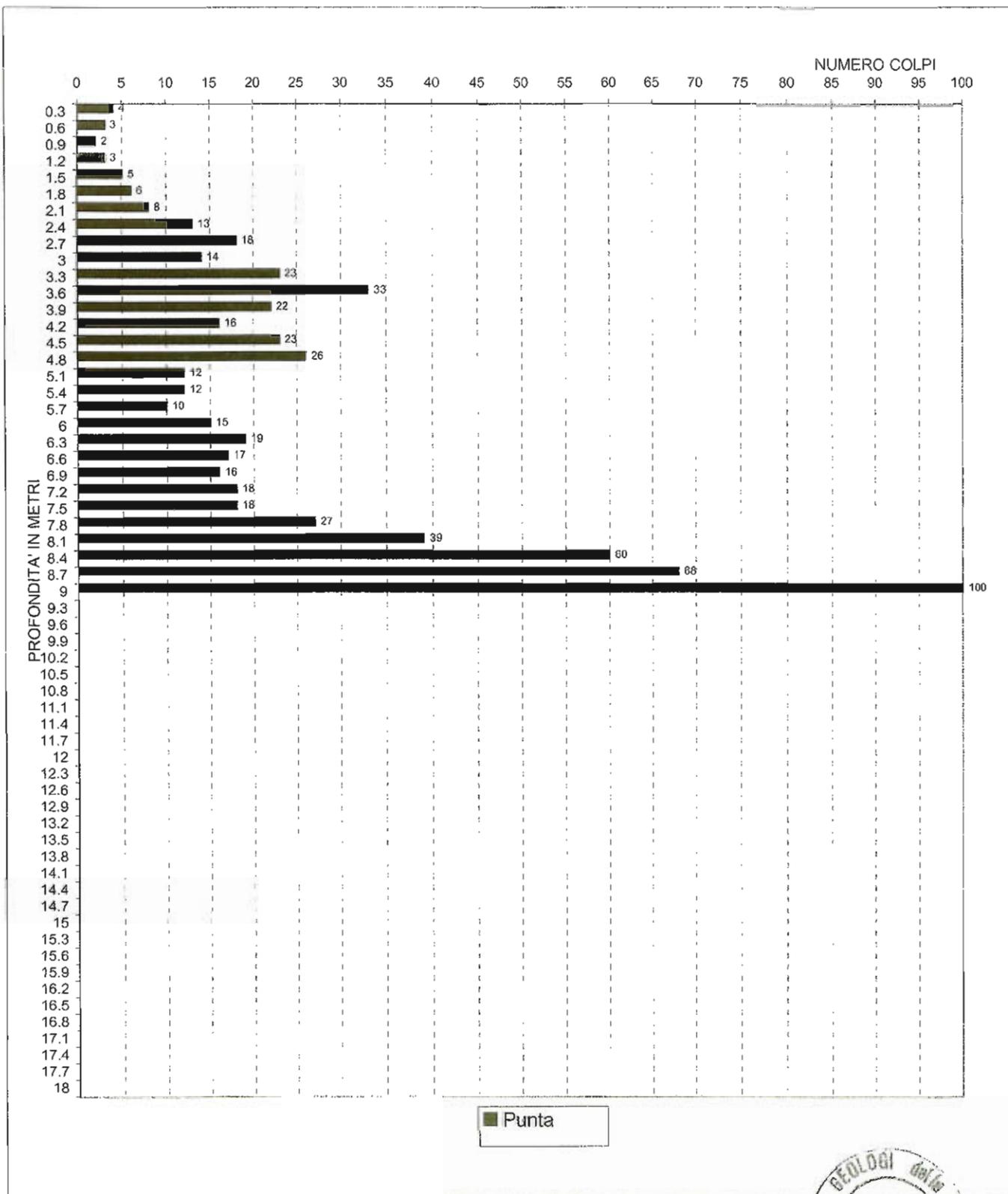
### PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH



Prova n°: **3** Eseguita il: **15/03/2012**  
 Committente: **Studio geoconsult di dr. Marco Belloli**  
 Comune di: **Cernusco sul Naviglio (MI)** Località: **Via Monza**

Strumentazione impiegata: **Penetrometro Pagani TG 63-200**  
 Caratteristiche strumentazione: **peso mazza: 73.5 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm**

certificato n° **19.DPSH3-2012 del 10/04/2012** Commessa n° **19/GD/12 del 08/03/2012**



■ Punta

Responsabile tecnico di sito  
 Dott. Michele Bertasa



 	<b>PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH</b>		
	<b>Prova n°:</b> 4	<b>Eseguita il:</b> 15/03/2012	
<b>Committente:</b> Studio geoconsult di dr. Marco Belloli			
<b>Comune di:</b> Cernusco sul Naviglio (MI)		<b>Località:</b> Via Monza	
Società autorizzata con Decreto n° 158 del 19/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC			
Strumentazione impiegata: Penetrometro Pagani TG 63-200			
Caratteristiche strumentazione: peso mazza: 73.5 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm			
certificato n° 19.DPSH4-2012 del 10/04/2012		Commessa n° 19/GD/12 del 08/03/2012	

quota inizio prova: p.c.

profondità falda m:

profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento	
0.3	3		
0.6	5		
0.9	3		
1.2	4		
1.5	11		
1.8	17		
2.1	17		
2.4	16		
2.7	14		
3.0	29		
3.3	15		
3.6	14		
3.9	23		
4.2	19		
4.5	17		
4.8	10		
5.1	12		
5.4	11		
5.7	19		
6.0	22		
6.3	30		
6.6	37		
6.9	19		
7.2	18		
7.5	24		
7.8	32		
8.1	42		
8.4	55		
8.7	79		
9.0	100		
9.3			
9.6			
9.9			
10.2			
10.5			

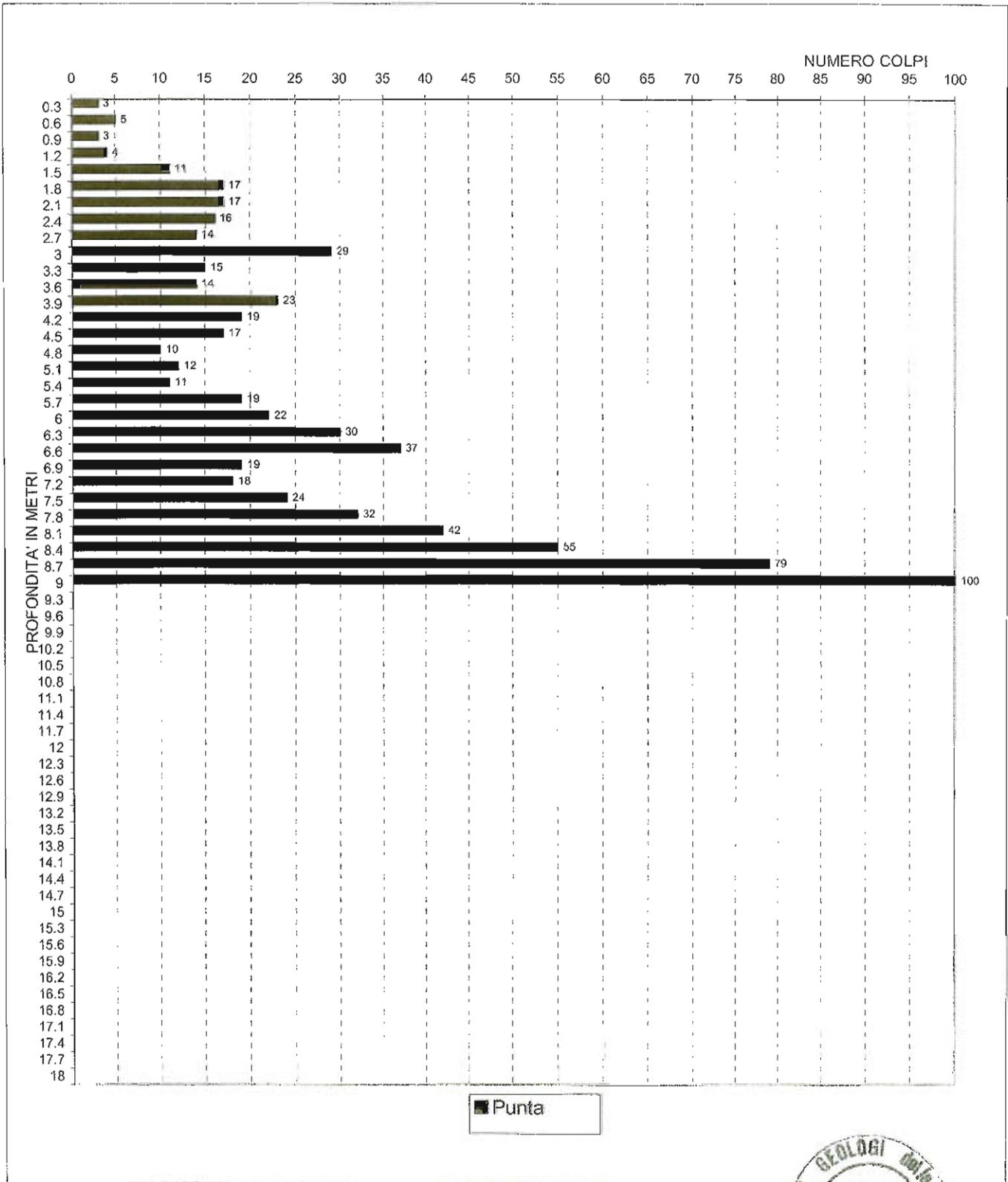
profondità m	n° colpi asta	n° colpi rivestimento	
10.8			
11.1			
11.4			
11.7			
12.0			
12.3			
12.6			
12.9			
13.2			
13.5			
13.8			
14.1			
14.4			
14.7			
15.0			
15.3			
15.6			
15.9			
16.2			
16.5			
16.8			
17.1			
17.4			
17.7			
18.0			
18.3			
18.6			
18.9			
19.2			
19.5			
19.5			
20.1			
20.4			
20.7			
21.0			

Note e osservazioni:

Responsabile tecnico di sito  
 Dott. Michele Bertasa



 <p>Società autorizzata con Decreto n° 156 del 18/04/2011 relativo ai laboratori per esecuzione e certificazione indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in sito ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/01 Circolare 08 settembre 2010 n° 7619/STC</p>	<p>società con certificazione di qualità</p> 	<b>PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TIPO DPSH</b>		
		<b>Prova n°:</b> 4	<b>Eseguita il:</b> 15/03/2012	
<b>Committente:</b> Studio geoconsulti di dr. Marco Belloli		<b>Località:</b> Via Monza		
<b>Comune di:</b> Cernusco sul Naviglio (MI)		<b>Strumentazione impiegata:</b> Penetrometro Pagani TG 63-200		
<b>Caratteristiche strumentazione:</b> peso mazza: 73.5 kg - volata 75 cm - diam. punta 51 mm				
<b>certificato n° 19.DPSH4-2012 del 10/04/2012</b>		<b>Commessa n° 19/GD/12 del 08/03/2012</b>		



Responsabile tecnico di sito  
Dott. Michele Bertasa



Allegato n° 3

PARAMETRI GEOTECNICI

orizzonte

N° 1 valore caratteristico condizioni drenate

TERRENI GRANULARI

SPT =

ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt	NOTE
Peck -Hanson &Thornburn	<b>28.3</b>	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
Meyerhof < 5% limo	<b>31.2</b>	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
Meyerhof > 5% limo	<b>25.9</b>	<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
Road Bridge Specification	<b>22.7</b>	>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
Japanese National Railway	<b>28.2</b>	" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
Owasaki & Iwasaki	<b>23.9</b>	" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
Sowers	<b>29.1</b>	<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
De Mello	<b>31.1</b>	>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
<b>DENSITA' RELATIVA (%)</b>		
Marcuson & Bieganousky	<b>49.6</b>	sabbie normalconsolidate
Marcuson & Bieganousky	<b>49.6</b>	sabbie sovraconsolidate
Bazaara (1967)	<b>24.8</b>	pressione efficace >= 0.732Kg/cm²

MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)

Tornaghi et Alii	<b>142.8</b>	Inattendibile per SPT bassi o alti
Shmertmann	<b>32.0</b>	SABBIA FINE
Shmertmann	<b>48.0</b>	SABBIA MEDIA
Shmertmann	<b>80.0</b>	SABBIA GROSSOLANA
Schultze-Mezebach	<b>97.1</b>	SABBIA SOTTO FALDA
D'appolonia et Alii	<b>221.8</b>	GHIAIA +SABBIA
D'appolonia et Alii	<b>417.5</b>	SABBIA SC
Webb	<b>92.5</b>	SABBIA SATURA
Webb	<b>28.9</b>	SABBIA ARGILLOSA
Mezebach e Malcev	<b>52.2</b>	SABBIA FINE
Mezebach e Malcev	<b>55.8</b>	SABBIA MEDIA
Mezebach e Malcev	<b>79.8</b>	SABBIA +GHIAIA
Mezebach e Malcev	<b>85.4</b>	SABBIA GHIAIOSA
Bowles	<b>96.9</b>	SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
Bowles	<b>48.4</b>	SABBIA SATURA
Bowles	<b>122.4</b>	SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
Bowles	<b>30.6</b>	SABBIA LIMOSA
Bowles	<b>62.0</b>	SABBIA ARGILLOSA
Bowles per N<=15	<b>61.2</b>	

MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)

Ohsaki & Iwasaki	<b>239.2</b>	SABBIE PULITE
Ohsaki & Iwasaki	<b>339.0</b>	SABBIE CON FINE PLASTICO

MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)

Imai & Tanuochi 1982	<b>369.6</b>	
----------------------	--------------	--

VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)

Imai & Tanuochi 1982	<b>149.9</b>	
----------------------	--------------	--

COEFFICIENTE di POISSON

Jaky 1942	<b>0.360</b>	
-----------	--------------	--

orizzonte

**N° 2 valore caratteristico condizioni drenate**

**TERRENI GRANULARI**

SPT =

INPUT	ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt	NOTE
	Peck -Hanson &Thornburn	34.5	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof < 5% limo	38.7	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof > 5% limo	34.5	<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
	Road Bridge Specification	34.7	>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
26	Japanese National Railway	34.8	" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
	Owasaki & Iwasaki	37.8	" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
	Sowers	35.3	<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
	De Mello	47.4	>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
<b>DENSITA' RELATIVA (%)</b>			
	Marcuson & Bieganousky	77.0	sabbie normalconsolidate
	Marcuson & Bieganousky	76.6	sabbie sovraconsolidate
	Bazaara (1967)	63.3	pressione efficace >= 0.732Kg/cm²

**MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm²)**

Tornaghi et Alii	364.0	Inattendibile per SPT bassi o alti
Shmertmann	208.0	SABBIA FINE
Shmertmann	312.0	SABBIA MEDIA
Shmertmann	520.0	SABBIA GROSSOLANA
Schultze-Mezebach	213.0	SABBIA SOTTO FALDA
D'appolonia et Alii	391.5	GHIAIA +SABBIA
D'appolonia et Alii	651.4	SABBIA SC
Webb	199.6	SABBIA SATURA
Webb	99.7	SABBIA ARGILLOSA
Mezebach e Malcev	130.0	SABBIA FINE
Mezebach e Malcev	154.0	SABBIA MEDIA
Mezebach e Malcev	310.0	SABBIA +GHIAIA
Mezebach e Malcev	345.8	SABBIA GHIAIOSA
Bowles	209.0	SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
Bowles	104.5	SABBIA SATURA
Bowles	391.6	SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
Bowles	97.9	SABBIA LIMOSA
Bowles	133.8	SABBIA ARGILLOSA
Bowles per N<=15	195.8	

**MODULO DI TAGLIO (Kg/cm²)**

Ohsaki & Iwasaki	1389.9	SABBIE PULITE
Ohsaki & Iwasaki	1406.0	SABBIE CON FINE PLASTICO

**MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm²)**

Imai & Tanuochi 1982	1319.9	
----------------------	--------	--

**VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)**

Imai & Tanuochi 1982	269.8	
----------------------	-------	--

**COEFFICIENTE di POISSON**

Jaky 1942	0.303	
-----------	-------	--

orizzonte

**N° 3 interstratificato valore caratteristico condizioni drenate**

TERRENI GRANULARI

SPT =

ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt	NOTE
Peck -Hanson &Thornburn	<b>30.0</b>	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
Meyerhof < 5% limo	<b>33.7</b>	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
Meyerhof > 5% limo	<b>28.8</b>	<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
Road Bridge Specification	<b>27.2</b>	>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
Japanese National Railway	<b>30.0</b>	" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
Owasaki & Iwasaki	<b>29.1</b>	" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
Sowers	<b>30.8</b>	<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
De Mello	<b>39.1</b>	>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
<b>DENSITA' RELATIVA (%)</b>		
Marcuson & Bieganousky	<b>58.7</b>	sabbie normalconsolidate
Marcuson & Bieganousky	<b>58.6</b>	sabbie sovraconsolidate
Bazaara (1967)	<b>39.3</b>	pressione efficace >= 0.732Kg/cm <sup>2</sup>

**MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm<sup>2</sup>)**

Tornaghi et Alii	<b>225.7</b>	Inattendibile per SPT bassi o alti
Shmertmann	<b>80.0</b>	SABBIA FINE
Shmertmann	<b>120.0</b>	SABBIA MEDIA
Shmertmann	<b>200.0</b>	SABBIA GROSSOLANA
Schultze-Mezebach	<b>128.7</b>	SABBIA SOTTO FALDA
D'appolonia et Alii	<b>268.1</b>	GHIAIA +SABBIA
D'appolonia et Alii	<b>481.3</b>	SABBIA SC
Webb	<b>121.7</b>	SABBIA SATURA
Webb	<b>48.2</b>	SABBIA ARGILLOSA
Mezebach e Malcev	<b>73.4</b>	SABBIA FINE
Mezebach e Malcev	<b>82.6</b>	SABBIA MEDIA
Mezebach e Malcev	<b>142.6</b>	SABBIA +GHIAIA
Mezebach e Malcev	<b>156.4</b>	SABBIA GHIAIOSA
Bowles	<b>127.5</b>	SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
Bowles	<b>63.7</b>	SABBIA SATURA
Bowles	<b>195.8</b>	SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
Bowles	<b>48.9</b>	SABBIA LIMOSA
Bowles	<b>81.6</b>	SABBIA ARGILLOSA
Bowles per N<=15	<b>97.9</b>	

**MODULO DI TAGLIO (Kg/cm<sup>2</sup>)**

Ohsaki & Iwasaki	<b>566.1</b>	SABBIE PULITE
Ohsaki & Iwasaki	<b>680.2</b>	SABBIE CON FINE PLASTICO

**MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm<sup>2</sup>)**

Imai & Tanuochi 1982	<b>689.2</b>	
----------------------	--------------	--

**VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)**

Imai & Tanuochi 1982	<b>199.9</b>	
----------------------	--------------	--

**COEFFICIENTE di POISSON**

Jaky 1942	<b>0.341</b>	
-----------	--------------	--

orizzonte

**N° 4 valore caratteristico condizioni drenate**

TERRENI GRANULARI

SPT =

INPUT	ANGOLO ATTRITO (°)	Nspt	NOTE
	Peck -Hanson &Thornburn	33.9	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof < 5% limo	38.2	<5 m sopra falda e <8 m in falda (sabbie)
	Meyerhof > 5% limo	33.9	<3 m sopra falda e <5 m in falda (sabbie)
	Road Bridge Specification	34.0	>8-10 m sopra falda e > 15 in falda (sabbie fini o limose)
24	Japanese National Railway	34.2	" " (sabbie fini o limose fino a sabbie ghiaiose)
	Owasaki & Iwasaki	36.9	" " (sabbie da medie fino a deb. ghiaiose)
	Sowers	34.7	<4 m sopra falda e <7 m in falda (sabbie)
	De Mello	46.7	>2 m inattendibile per phi > 38° (Sabbie)
<b>DENSITA' RELATIVA (%)</b>			
	Marcuson & Bieganousky	75.0	sabbie normalconsolidate
	Marcuson & Bieganousky	74.6	sabbie sovraconsolidate
	Bazaara (1967)	60.9	pressione efficace >= 0.732Kg/cm <sup>2</sup>

**MODULO DEFORMAZIONE (Kg/cm<sup>2</sup>)**

Tornaghi et Alii	349.7	Inattendibile per SPT bassi o alti
Shmertmann	192.0	SABBIA FINE
Shmertmann	288.0	SABBIA MEDIA
Shmertmann	480.0	SABBIA GROSSOLANA
Schultze-Mezebach	202.5	SABBIA SOTTO FALDA
D'appolonia et Alii	376.0	GHIAIA +SABBIA
D'appolonia et Alii	630.1	SABBIA SC
Webb	189.9	SABBIA SATURA
Webb	93.3	SABBIA ARGILLOSA
Mezebach e Malcev	123.0	SABBIA FINE
Mezebach e Malcev	145.0	SABBIA MEDIA
Mezebach e Malcev	289.0	SABBIA +GHIAIA
Mezebach e Malcev	322.2	SABBIA GHIAIOSA
Bowles	198.8	SABBIA NORMAL CONSOLIDATA
Bowles	99.4	SABBIA SATURA
Bowles	367.1	SABBIA GHIAIOSA E GHIAIA
Bowles	91.8	SABBIA LIMOSA
Bowles	127.3	SABBIA ARGILLOSA
Bowles per N<=15	183.5	

**MODULO DI TAGLIO (Kg/cm<sup>2</sup>)**

Ohsaki & Iwasaki	1289.2	SABBIE PULITE
Ohsaki & Iwasaki	1323.1	SABBIE CON FINE PLASTICO

**MODULO DI ELASTICITA' TANGENZIALE DINAMICO (Kg/cm<sup>2</sup>)**

Imai & Tanuochi 1982	1250.0	
----------------------	--------	--

**VELOCITA' ONDE TAGLIO (m/s)**

Imai & Tanuochi 1982	263.1	
----------------------	-------	--

**COEFFICIENTE di POISSON**

Jaky 1942	0.306	
-----------	-------	--



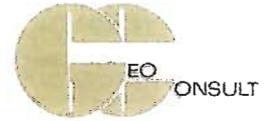
ASACERT

STUDIO GEOCONSULT

Di dr. Marco Belloli

Via F.lli Bandiera n° 2 – 24048 TREVIOLO (BG)

TEL/FAX 035692278



**ASSEVERAZIONE ALLA RELAZIONE GEOLOGICA-TECNICA RELATIVA  
AL PIANO ATTUATO DEL CAMPO DELLA MODIFICAZIONE M1-9 – lotto 5  
DEL VIGENTE PGT DEL COMUNE DI CERNUSCO SUL NAVIGLIO (MI)**

il sottoscritto dott. geologo MARCO BELLOLI iscritto all'ordine dei GEOLOGI della Regione LOMBARDIA con il n° 355 con studio in comune di TREVIOLO VIA F.LLI BANDIERA N° 2 tel-fax 035692278 cell. 3356275564 e-mail [studiogeoconsult@libero.it](mailto:studiogeoconsult@libero.it) PEC [studiogeoconsult@epap.sicurezzapostale.it](mailto:studiogeoconsult@epap.sicurezzapostale.it) PI 00970120168 C.F. BLL MRC 54S17 A794P

**PREMESSO**

- che il sottoscritto ha condotto una indagine presso le aree interessate dal Piano Attuativo del Campo della modificazione M1-9 – lotto 5 del vigente PGT del Comune di Cernusco sul Naviglio finalizzata alla definizione dell'assetto geologico e del modello geotecnico del sottosuolo;
- che l'indagine è stata condotta mediante ricerca di dati di bibliografia esistenti relativi all'area di interesse, sopralluoghi e prove di terreno consistite nell'esecuzione di n° 4 prove penetrometriche dinamiche tipo SCPT e di una prospezione sismica con metodo M.A.S.W.;
- che gli esiti delle indagini condotte hanno permesso la ricostruzione dell'assetto geologico, idrogeologico ed idrografico dell'area in studio ed il modello stratigrafico e geotecnico del sottosuolo che sarà interessato dalle opere edificatorie previste e la stesura di relazione geologica - geotecnica finale;

**ASSEVERA**

I risultati emersi dall'indagine condotta e riportati nella "relazione geologica – geotecnica" dell'aprile 2012 relativa al Piano Attuativo del Campo della Modificazione M1-9 – lotto 5 del vigente PGT del Comune di Cernusco sul Naviglio.

Treviolo, 13/04/2012

In fede  
dr. Marco Belloli

