

COMUNE DI VIGNATE

CITTA' METROPOLITANA DI MILANO

PIANO DI LOTTIZZAZIONE Ambito AP2 (ex PII5) del P.G.T. VIA LODI

Proprietà : A.L.E. IMMOBILIARE s.r.l

Fascicolo 9

Relazione geotecnica

La Proprietà

Firmato digitalmente

Il Progettista

Firmato digitalmente

Giugno 2018



studio associato

Via Giorgio e Guido Paglia, n° 21 – 24122 BERGAMO – e-mail: bergamo@eurogeo.net
Tel. +39 035 248689 – Fax +39 035 271216

REL.1-23/04/18

A.L.E. IMMOBILIARE S.R.L.

Via Nirone, 2/A – Milano



PIANO DI LOTTIZZAZIONE AMBITO AP2 EX PII 5 DEL PGT VIA LODI VIGNATE (MI)

Relazione geologica e geotecnica

Bergamo, 10 maggio 2018





Sommario

1. PREMESSA E INTRODUZIONE	5
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E DESCRIZIONE DELLE FORMAZIONI PRESENTI NELL'AREA DI STUDIO	6
3. INDAGINI GEOGNOSTICHE	12
3.1. Prove penetrometriche dinamiche continue (S.C.P.T.)	12
3.2. Sondaggio a carotaggio continuo	14
3.2.1. Attrezzatura utilizzata	14
3.2.2. Metodologie di lavoro seguite	15
3.2.3. Criteri adottati nella descrizione stratigrafica	15
3.2.4. Modalità di compilazione della stratigrafia	15
3.2.5. Stratigrafia	16
3.3. Prova di permeabilità in foro Lefranc	16
3.3.1. Prova a carico variabile	16
3.3.2. Coefficiente di permeabilità	18
3.4. Stratigrafia geotecnica	19
4. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E RISPOSTA SISMICA LOCALE	20
4.1. Vita Nominale e classi d'uso	20
4.2. Risposta sismica locale	22
4.2.1. Amplificazione litologica	22
4.2.2. Amplificazione morfologica	26
5. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	28
5.1. Introduzione	28
5.2. Verifica del potenziale di liquefazione – Curva granulometrica	29
6. PARAMETRI SISMICI	34
7. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE	35
7.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	35
7.1.1. Introduzione	35
7.1.2. Calcolo della resistenza di progetto	35
7.2. Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	37
7.2.1. Introduzione	37
7.2.2. Metodo di Burland & Burbidge per il calcolo dei cedimenti	37
7.3. Resistenza di progetto ultima e di esercizio	39
8. CONSIDERAZIONI FINALI E RACCOMANDAZIONI	45



Allegati

1. Prove penetrometriche dinamiche continue;
2. Sondaggio geognostico e prove di permeabilità in foro;
3. Velocità delle onde S, prova MASW $V_{s_{eq}}$;
4. Curve granulometriche.

STUDIO GEOLOGICO



1. PREMESSA E INTRODUZIONE

Su incarico della Società ALE IMMOBILIARE è stata realizzata un'indagine geognostica in comune di Vignate con l'obiettivo di individuare e descrivere il modello geologico dell'area dove ricade il Piano di Lottizzazione denominato Ambito AP2 e rilevare eventuali problematiche connesse al progetto di una nuova autofficina industriale.

In particolare il piano di indagine è stato articolato in 6 prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT) spinte fino alla profondità di 12 metri dal piano campagna, o a "rifiuto", un sondaggio geognostico a carotaggio continuo profondo 15 metri e, in accordo con quanto previsto dal D.P.C.M 3274 e dalle "Norme tecniche per le costruzioni" ai fini della caratterizzazione di "sito", è stata effettuata una indagine geofisica a rifrazione di tipo MASW (Multi-Channel Analysis of Surface Waves), finalizzata alla caratterizzazione sismica, ma i cui dati rappresentano un aggiuntivo e valido contributo alla definizione del quadro stratigrafico dell'area di studio, in quanto funzionali alla definizione dei depositi fino a 30 metri di profondità.



2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E DESCRIZIONE DELLE FORMAZIONI PRESENTI NELL'AREA DI STUDIO

Il territorio di Vignate è situato nel settore centro orientale della pianura milanese. L'assetto geologico dell'area e, più in generale, di gran parte della pianura, presenta i caratteri tipici della successione di depositi fluvioglaciali ed alluvionali che hanno determinato il progressivo interrimento del mare Pliocenico e la conseguente formazione della Pianura Padana.

Alla base della successione stratigrafica continentale vi sono i depositi marini fossiliferi della fine del Pliocene, costituiti per lo più da argille e subordinate sabbie. A tetto delle formazioni marine plioceniche e del Quaternario inferiore si sono depositi i livelli clastici di origine fluvioglaciale del Mindel (fg^M), Riss e Wurm (fg^{WR}).

L'altimetria dei terrazzi fluvioglaciali segue l'ordine opposto a quello di deposizione e colloca in posizione altimetricamente superiore i terreni del Diluvium antico (fg^M), zona di Trezzano Rosa e Roncello e inferiore quelli del Diluvium recente (fg^{WR}/q^3) Vignate (*Figura 1*).

Il territorio di Vignate ricade interamente sui depositi fluvioglaciali del Diluvium recente. Questi terreni sono stati depositi dalle fiumane glaciali nel Pleistocene medio. Nella letteratura geologica sono terreni con tessitura prevalentemente sabbiosa e ghiaiosa con una copertura eluviale di natura limoso argillosa il cui spessore è, generalmente, attorno al metro.

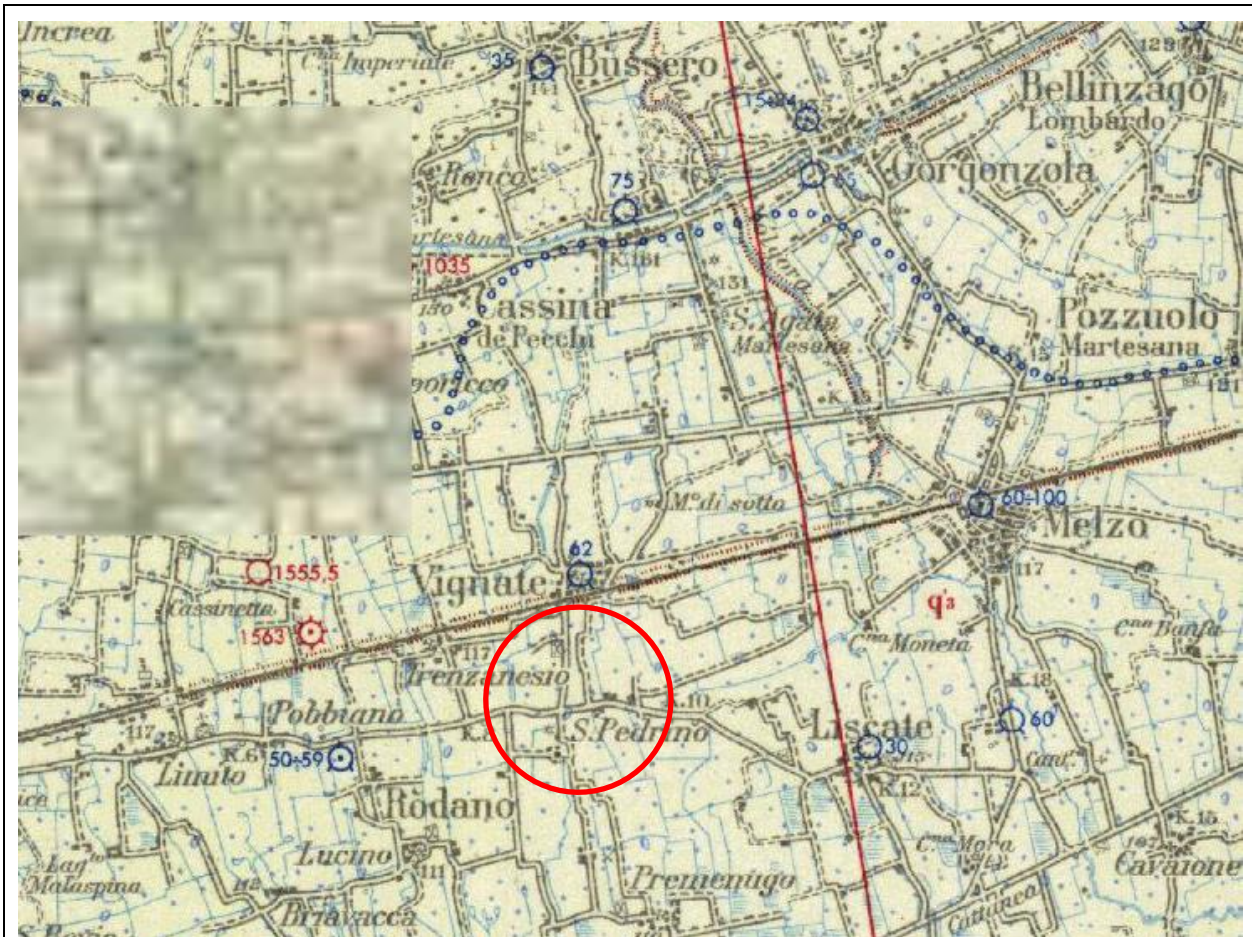
Dal punto di vista idrogeologico la pianura milanese è suddivisa in aree idrogeologicamente omogenee in base alla struttura idrogeologica del sottosuolo e al rapporto tra la falda e la rete idrografica superficiale.

La schematizzazione idrostratigrafica descritta è quella proposta nel 1995 da Avanzini M., Beretta G.P., Francani V. e Nespoli M., che distingue, dall'alto verso il basso:

- Unità ghiaioso-sabbiosa, costituita da facies fluviali dell'Olocene-Pleistocene Superiore;
- Unità sabbioso-ghiaiosa, costituita da facies fluviali del Pleistocene Medio;
- Unità a conglomerati e arenarie, costituita da facies fluviali del Pleistocene Inferiore;



- Unità sabbioso-argillosa, costituita da facies continentali e transizionali, riconducibili al Pleistocene Inferiore, al Villafranchiano Superiore e Medio Auctorum p.p.;
- Unità argillosa, costituita da facies marine riconducibili al Pleistocene Inferiore e al Calabriano Auctorum p.p..



Legenda

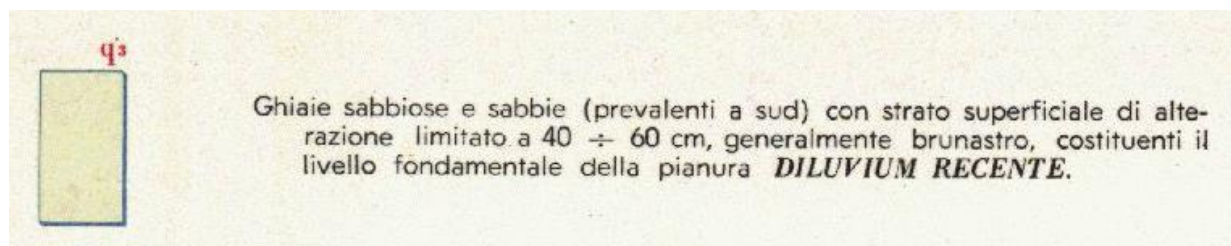


Figura 1: Stralcio della Carta Geologica d'Italia – Foglio Milano



Nello studio "Geologia degli Acquiferi Padani della Regione Lombardia", pubblicato nel 2002 (agg. 2005) dalla Regione Lombardia in collaborazione con Eni-Divisione Agip si propone un modello geologico del sottosuolo della pianura che individua quattro Gruppi Acquiferi sovrapposti (A, B, C e D), delimitati alla base dall'interfaccia acqua dolce/acqua salata (*Figura 2*).

All'interno di questa suddivisione, l'Unità Ghiaioso-sabbiosa (Fluviali Würm, Würm tardivo e alluvioni recenti Auct.) corrisponde al Gruppo Acquifero A. Nell'area di Vignate è caratterizzata dalla netta prevalenza di litotipi grossolani con lenti argillose di limitato spessore ed estensione areale; nella terminologia di uso corrente viene identificata come "Primo Acquifero" in quanto forma la "roccia" serbatoio della falda libera.

Lo spessore medio dell'unità è di circa 40-45 metri.

L'Unità Sabbioso-ghiaiosa (Fluviali Mindel-Riss Auct.) corrisponde al Gruppo Acquifero B. Attribuita al Pleistocene Medio, forma la parte basale dell'"Acquifero Tradizionale" ed è identificata sotto l'aspetto idrogeologico come "Secondo Acquifero". E' costituita da una alternanza di depositi ghiaioso-sabbiosi, sabbiosi e limoso argillosi, talora con lenti cementate conglomeratiche o arenitiche.

Lo spessore complessivo del gruppo è variabile da 40 a 60 m in approfondimento verso sud.

L'Unità Sabbioso-argillosa (Gruppi acquiferi C-D) è costituita in prevalenza da argille e limi di colore grigio e giallo (con frequenti alternanze nella colorazione) con torbe (Pleistocene medio e inferiore), che forma il substrato della falda tradizionalmente sfruttata. A questi litotipi sono intercalate lenti più o meno estese di sabbie, ghiaie e conglomerati che formano acquiferi con falde confinate che vengono identificati con la denominazione di "Terzo Acquifero" o "Acquiferi Profondi".

Lo spessore complessivo è sconosciuto in quanto il limite inferiore non è stato raggiunto dalle perforazioni dei pozzi più profondi presenti nell'area.

Il livello della falda libera contenuta nel Gruppo Acquifero (A) viene periodicamente monitorato dall'ente Città Metropolitana di Milano ed i dati pubblicati sul portale del Sistema Informativo Ambiente (SIA).

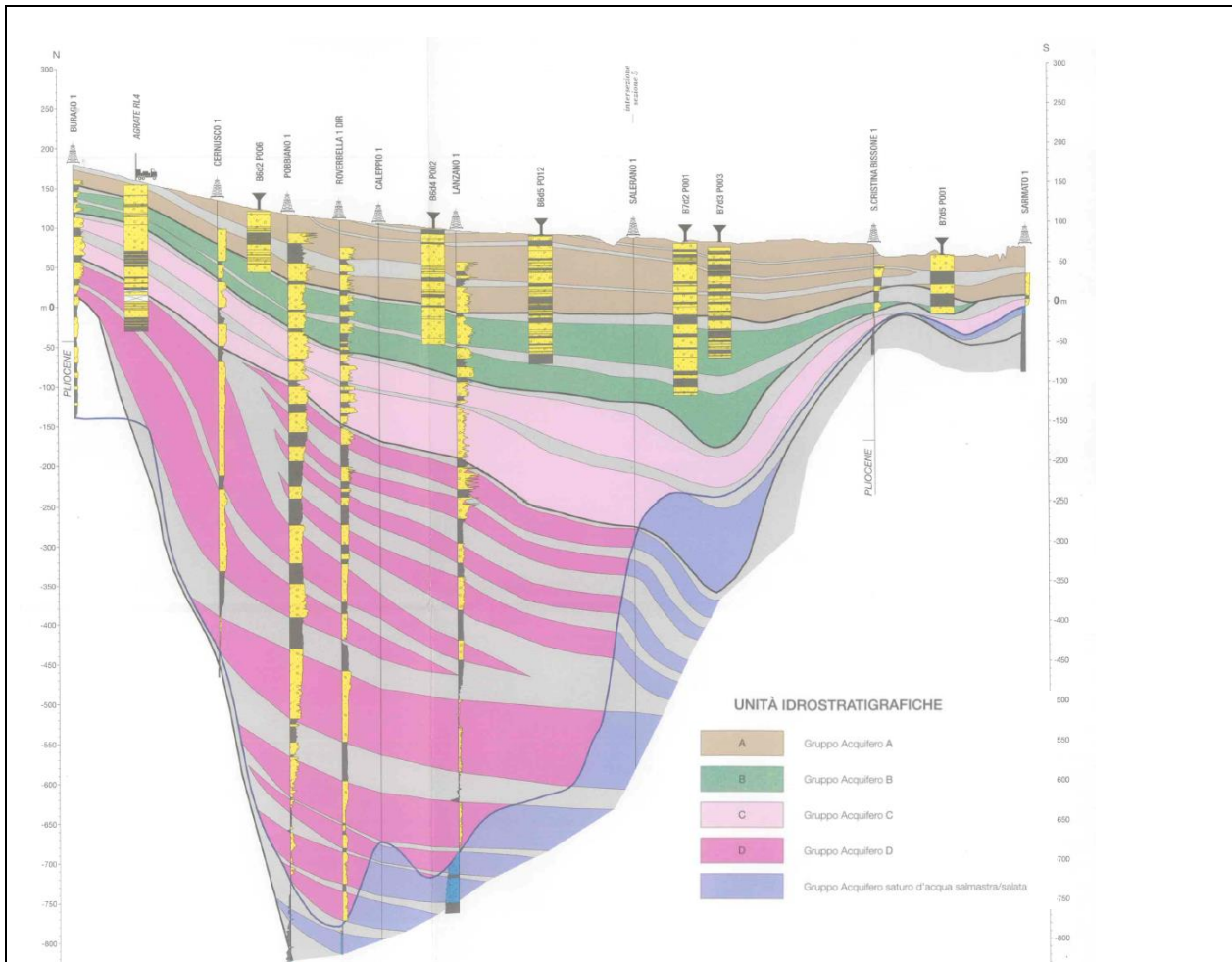


Figura 2: Gruppi acquiferi della Pianura Padana - Stralcio della sezione idrostratigrafica 2 relativa alla pianura milanese (Regione Lombardia - ENI 2002/2005)



La *Figura 3* è stata ottenuta dall'interpolazione dei livelli misurati nel mese di settembre 2013 nei pozzi e piezometri che costituiscono la rete di rilevamento metropolitana.

La differenza tra la quota topografica dell'ambito studiato, pari a circa 113 m.s.l.m. e quella piezometrica colloca la falda, per il periodo considerato, ad una profondità di 4-5 metri dal piano campagna.

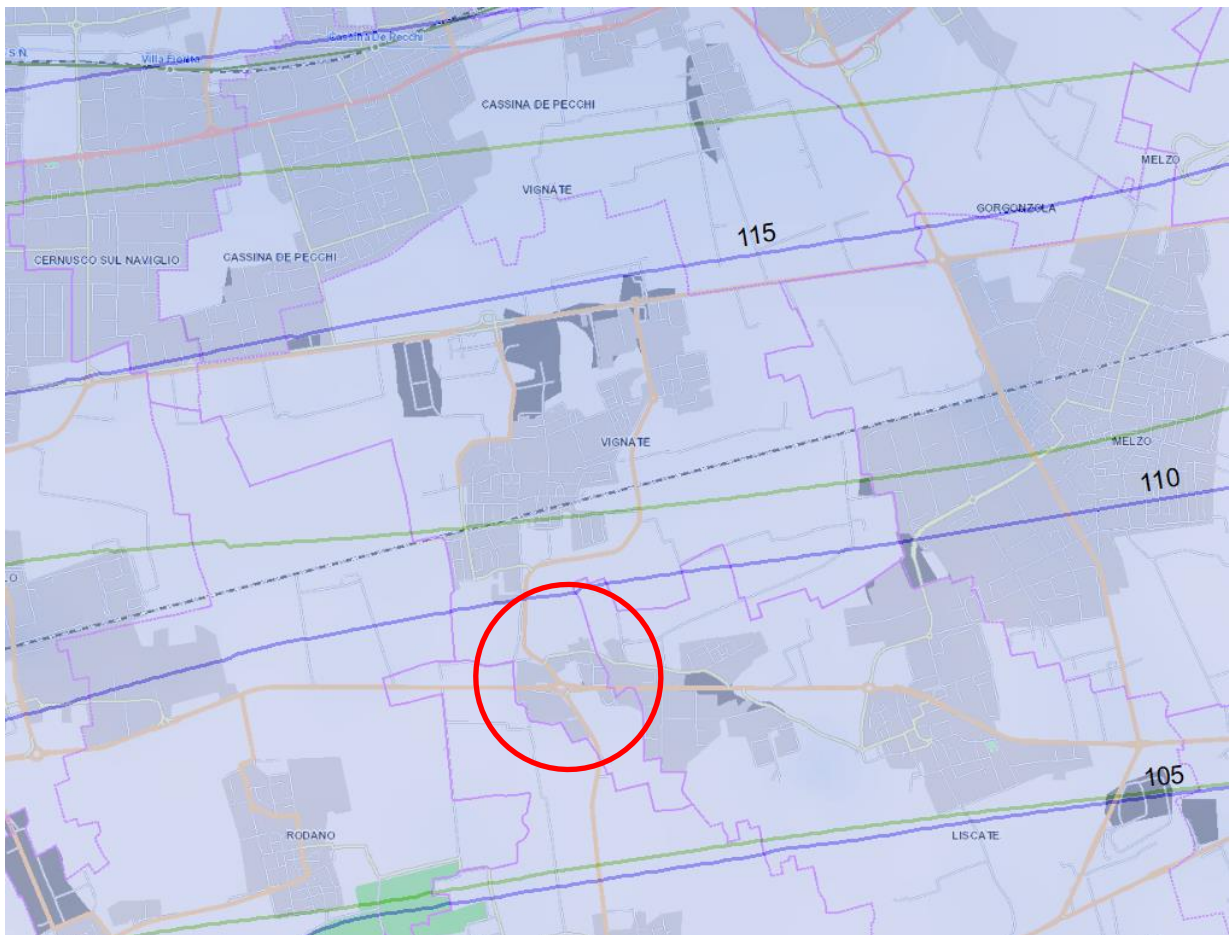


Figura 3: Carta della soggiacenza del settembre 2013 (Sistema Informativo Ambientale - Città Metropolitana di Milano)



A seguito della composizione dei diversi tematismi brevemente descritti nei paragrafi precedenti, lo Studio Associato EUROGEO, che ha redatto lo studio geologico a supporto del PGT (2008), ha attribuito a quest'area una fattibilità geologica di classe **3**, *fattibilità con consistenti limitazioni* (Figura 4) individuando, quale elemento di attenzione, la bassa soggiacenza della falda.

In tali aree è ammissibile la realizzazione di fabbricati previa indagine geotecnica/idrogeologica che consenta di accertare le caratteristiche meccaniche del terreno e l'eventuale interferenza della struttura in progetto con la prima falda.

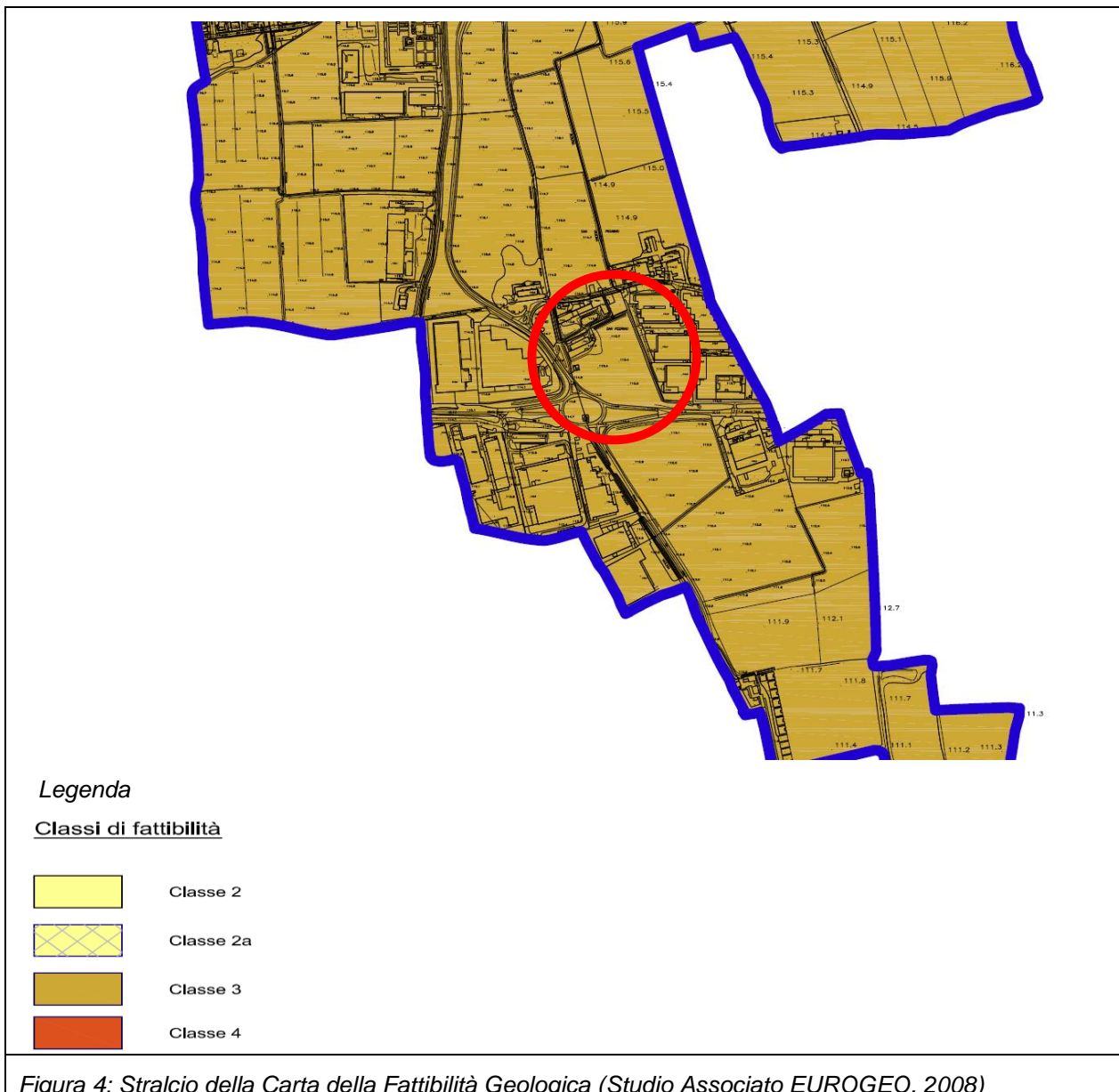


Figura 4: Stralcio della Carta della Fattibilità Geologica (Studio Associato EUROGEO, 2008)



3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Il piano di indagine è stato articolato in 6 prove penetrometriche dinamiche continue e un sondaggio geognostico a carotaggio continuo (*Figura 5*).

Il foro del sondaggio geognostico è stato attrezzato con un piezometro per la rilevazione del livello dell'acqua.

3.1. Prove penetrometriche dinamiche continue (S.C.P.T.)

La prova penetrometrica permette di rilevare la resistenza alla penetrazione nel terreno di una punta d'acciaio energizzata dalla caduta di una massa. La strumentazione e le procedure seguono standard definiti proprie di ciascuna tipologia di penetrometro.

Le prove sono state realizzate con un penetrometro dinamico, superpesante, con maglio da 73 kg seguendo la metodologia AGI (Associazione Geotecnica Italiana) con rilevazione del numero di colpi per avanzamenti unitari delle aste di 30 cm.

Il risultato di ciascuna prova è rappresentato da un diagramma nel quale sono correlati il numero di colpi, rilevati per avanzamenti unitari e la profondità d'indagine e costituisce l'elaborato base dal quale sono estrapolate le proprietà fisiche del terreno attraversato.

Nelle tabelle allegate ai profili penetrometrici sono riportati (Allegato 1), accanto ai colpi rilevati in situ, i valori di resistenza dinamica per ogni tratto di avanzamento (R_d), ottenuti applicando la formula degli Olandesi:

$$R_d = \frac{M^2 \cdot h}{A \cdot e(M + nP)}$$

dove:

M è il peso del maglio = 73 Kg;

h è l'altezza di caduta di M = 75 cm;

A è la sezione della punta conica = 20.43 cmq;

e è, con N corrispondente, il n. dei colpi per ogni approfondimento di 30 cm = $30/N$;

P è il peso delle aste = 6,31 Kg/m;

n è il numero delle aste infisse.

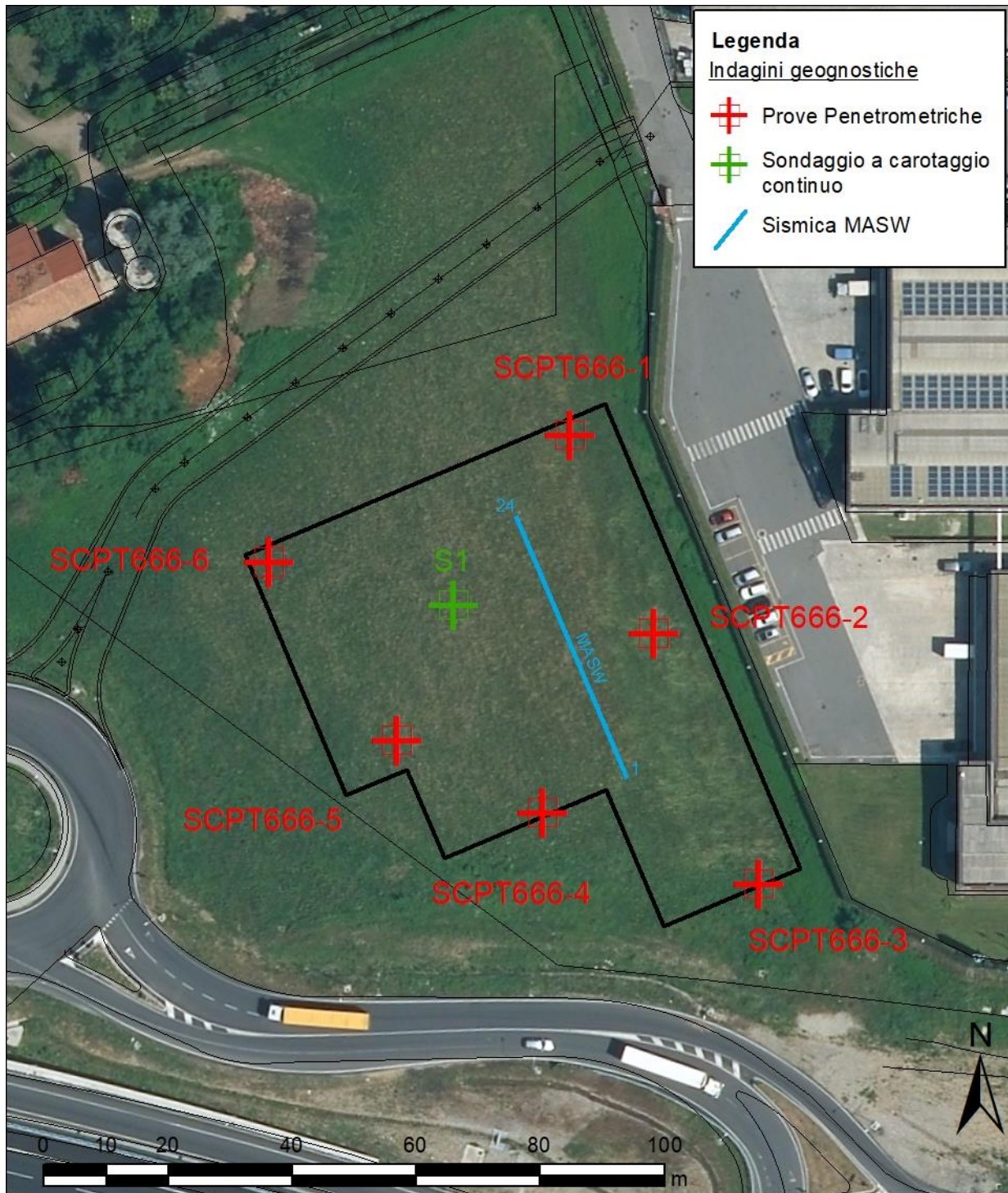


Figura 5: Ubicazione delle indagini geognostiche



3.2. Sondaggio a carotaggio continuo

E' stato effettuato un sondaggio geognostico a carotaggio continuo profondo 15 metri.

3.2.1. Attrezzatura utilizzata

Per l'esecuzione del sondaggio geognostico è stata utilizzata una sonda cingolata GEOMARC GM600.

La perforazione è stata effettuata a rotazione con l'impiego di un carotiere semplice avente diametro esterno di 101 mm e lunghezza di 3000 mm, equipaggiato con una corona a prismi in Widia serie H 1. Sono state utilizzate aste di perforazione con manicotto conico e diametro esterno 76 mm e lunghezza di 1500 mm.



Foto 1: Sondaggio S1



3.2.2. Metodologie di lavoro seguite

Il sondaggio è stato realizzato utilizzando il sistema tradizionale ad aste ed avanzando a carotaggio continuo.

Ogni manovra di carotaggio è stata eseguita avanzando a secco o con acqua, cercando di mantenere costanti i parametri di perforazione in maniera da ridurre il disturbo meccanico dei terreni.

Le carote di terreno campionate nel corso della perforazione sono state riposte in apposite cassette catalogatrici in legno, munite di scomparti della lunghezza di 1 m e coperchio. Ogni singola cassetta catalogatrice contenente 5 metri di terreno è stata descritta separatamente (Allegato 2).

3.2.3. Criteri adottati nella descrizione stratigrafica

I terreni presenti negli strati identificati sono stati descritti specificando nell'ordine:

- il materiale predominante;
- i materiali subordinati, aventi caratteristiche differenti (granulometria, natura o colore) rispetto a quelle del materiale predominante.

Nel materiale predominante sono stati descritti: natura del terreno, struttura se riconoscibile, alterazione, ossidazione ed eventuali presenze di strutture subordinate.

La natura del terreno è stata descritta con riferimento alle dimensioni dei granuli costituenti e alla percentuale dei materiali presenti, determinati visivamente, secondo lo schema e le definizioni delle raccomandazioni A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana 1977), utilizzando i termini: fine, media, grossolana, medio fine, medio grossolana ed eterometrica.

3.2.4. Modalità di compilazione della stratigrafia

La stratigrafia è presentata sotto forma di certificato così organizzato: nella parte superiore sono riportate le informazioni di riferimento del sondaggio e i dati caratteristici e relativi all'attività di cantiere. Sono indicate le profondità da piano campagna, la litologia ed in altre due colonne sono riportate le profondità con riferimento alla quota di boccaforo, la rappresentazione grafica dei terreni campionati con la descrizione stratigrafica (Allegato 2).



3.2.5. Stratigrafia

Nella stratigrafia del sondaggio si riconoscono:

- da piano campagna fino a 2,80 metri di profondità: 40 cm di coltivo e a seguire sabbia e ghiaia in matrice limoso argillosa di colore marrone scuro. Clasti poligenici da millimetrici a centimetrici;
- da 2,80 a 7,0 metri ghiaia con sabbia/ghiaia sabbiosa limosa e/o deb. limosa di colore grigio/nocciola chiaro. Clasti poligenici da millimetrici e centimetrici;
- da 7,0 a 8,0 metri sabbia con ghiaia e/o sabbia pulita. Clasti poligenici di dimensione centimetriica;
- da 8,0 metri a 15 metri: ghiaia con sabbia/ghiaia sabbiosa debolmente limosa di colore grigio/nocciola chiaro. Clasti da centimetrici a pluricentimetrici.

A fine perforazione è stato installato un piezometro microfessurato da 15 metri fino a 3 metri di profondità.

La falda è stata rilevata alla profondità di 4,33 metri dal piano campagna.

3.3. Prova di permeabilità in foro Lefranc

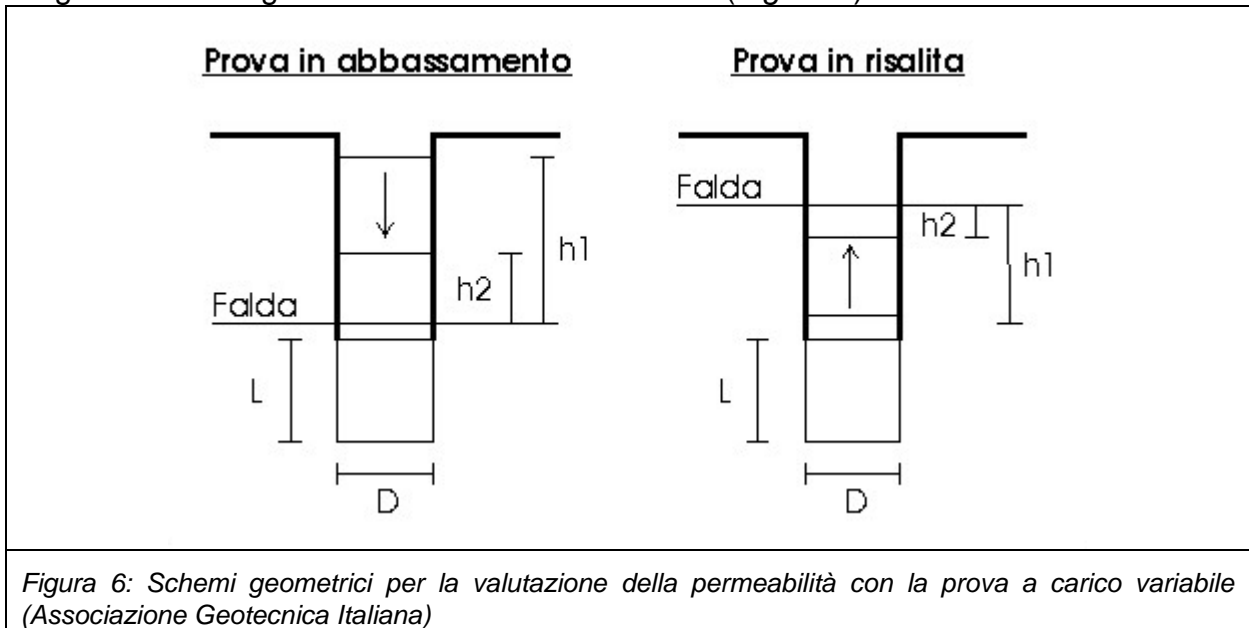
La prova Lefranc consiste nel preparare un tratto di foro scoperto durante la perforazione del sondaggio e creare un gradiente idraulico mediante immissione (o estrazione) di acqua nella colonna di rivestimento, tale per cui si possa misurare la portata necessaria a mantenerlo costante (prova a carico costante), o la tendenza al ristabilirsi dell'equilibrio idraulico (prova a carico variabile). In questa maniera è possibile ricavare tramite opportuni algoritmi di calcolo il coefficiente di permeabilità del terreno.

3.3.1. Prova a carico variabile

Nella prova a carico variabile si misura la velocità di riequilibrio del livello dell'acqua nel foro dopo averlo alterato mediante l'immissione di acqua. Dall'istante in cui si sospende l'immissione dell'acqua (raggiunta la testa della tubazione di rivestimento), si annotano il livello e il tempo di ciascun abbassamento a intervalli di tempo variabili a seconda della velocità di discesa dell'acqua nel foro.



Il metodo utilizzato per l'interpretazione dei risultati della prova fa riferimento alla metodologia consigliata dalla Associazione Geotecnica Italiana (AGI) ed utilizza i seguenti schemi geometrici e relazione di calcolo (Figura 6).



La relazione di calcolo è:

$$K = \frac{A}{C_L \cdot (t_2 - t_1)} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$$

dove:

K = coefficiente di permeabilità

A = area di base

h_1, h_2 = altezza dei livelli d'acqua nel foro rispetto al livello di falda indisturbata o a fondo foro, ai tempi t_1 e t_2

t_1, t_2 = tempi nei quali si misurano h_1 e h_2

C_L = coeff. di forma dipendente dalla configurazione geometrica

$C_L = L$ se $L > D$

$C_L = 2 \cdot \pi \cdot D + L$ se $L \leq D$

Poiché le altezze di carico sono variabili nel tempo le NORME AGI affermano che esse sono "altezze rispetto alla falda indisturbata o rispetto al fondo foro". In base a quanto detto il metodo "AGI" permette di ovviare all'introduzione della falda, se non nota, considerando automaticamente il fondo foro come livello di riferimento.



3.3.2. Coefficiente di permeabilità

Nel corso della perforazione sono state realizzate due prove di permeabilità nell'intervallo compreso tra 2,50 e 4,5 metri di profondità (Allegato 2).

Nella tabella seguente sono riassunti i valori calcolati.

TABELLA 1: COEFFICIENTE DI PERMEABILITÀ

	tipo di prova	tratto di prova	falda m	metodo	K cm/sec	K m/sec
S1K1	Lefranc	da 2,5 a 3,0 m	4,3	carico variabile	1,27E10-2	1,27E10-4
S1K2	Lefranc	da 3,90-4,50 m	4,3	carico variabile	8,99E10-3	8,99E10-5

I valori di permeabilità calcolati sono coerenti con le caratteristiche tessiturali del terreno osservate in sito (Tabella 2).

TABELLA 2: CAMPO DI VARIABILITÀ DELLA PERMEABILITÀ DEI TERRENI (DA "GEOTECNICA E TECNICA DELLE FONDAZIONI" CARLO CESTELLI GUIDI, HOEPLI, 1987)

K (cm/sec)	10 ²	10 ¹	10 ⁰	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
DRENAGGIO	BUONO				POVERO			TERRENI PRATICAMENTE IMPERMEABILI				
	Ghiaia pulita	Sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			Sabbia fina, limi organici ed inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			Terreni impermeabili, argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici				
		Terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo										

Ne consegue che il terreno del primo sottosuolo e fino ad una profondità di c.ca 4,5 metri ha una buona capacità di drenaggio.



3.4. Stratigrafia geotecnica

Le prove penetrometriche hanno raggiunto la profondità massima di 12 metri dal piano campagna mostrando profili di resistenza complessivamente omogenei tra loro ma attraversando livelli di terreno con caratteristiche meccaniche differenti.

La litostratigrafia del primo sottosuolo può essere così schematizzata:

1. da piano campagna fino ad una profondità compresa tra 1,50 e 2,10 metri, troviamo sabbia e ghiaia sciolta/poco addensata in matrice limosa e/o argillosa;
2. da 1,50/2,10 metri fino a 4,50/5,40 metri, un banco di ghiaia e sabbia con ciottoli moderatamente addensato;
3. a seguire e fino 8,70/9,30 metri troviamo ghiaia sabbiosa/ghiaia con sabbia a supporto clastico e/o di matrice sabbiosa, poco addensata;
4. da 8,70/9,30 metri a fine prova, ghiaia con sabbia/ghiaia sabbiosa da moderatamente addensata ad addensata.

Nelle tabelle seguenti è riportata la schematizzazione stratigrafica del sottosuolo.

TABELLA 3: PARAMETRI FISICI DEL TERRENO

	natura	γ^* t/mc	ϕ °	C/Cu kg/cmq	E'/Ed kg/cmq	profondità m
LIVELLO 1	granulare	1,73	21,7	0,0	40	0,0-1,50/2,10
LIVELLO 2	granulare	1,89	27,8	0,02	100	1,50/2,10-4,50/5,40
LIVELLO 3A	granulare	1,73	21,7	0,0	40	4,50/5,40-7,20
LIVELLO 3B	granulare	1,81	25,2	0,02	80	7,20-8,70/9,30
LIVELLO 4	granulare	1,99	30	0,02	250	8,70/9,30-15

dove:

γ^* = peso di volume naturale (terr. granulare Terzaghi-Peck 1948-1967), saturo (terr. coesivo);

ϕ = angolo di attrito interno da Shioi-Kukuni (1982);

C/Cu = coesione drenata (terr. granulare), coesione non drenata (terr. coesivo);

E'/Ed = modulo di elasticità drenato (terr. granulare), modulo edometrico (terr. coesivo) Bowles.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico si è optato per una stima ragionata e cautelativa del valore ottenuto dall'indagine.

I rilievi piezometrici effettuati nei giorni successivi l'esecuzione del sondaggio hanno rilevato la falda ad una profondità di c.ca 4 metri dal piano campagna (4,33 m).



4. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E RISPOSTA SISMICA LOCALE

Con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni nel 2008, il territorio Italiano è stato suddiviso in aree omogenee da un punto di vista del rischio sismico. Il criterio adottato per tale suddivisione non è più legato a rigidi confini amministrativi come accadeva in passato, ma alla presenza di aree sismogenetiche attive.

Sono stati così individuati 10751 nodi di riferimento. Ad ogni nodo è associato un valore di accelerazione massima attesa al suolo per un determinato periodo di ritorno. Dalla posizione relativa del sito in esame rispetto ai nodi di riferimento si risale alla accelerazione massima attesa per il sito stesso effettuando una media pesata dei valori di a_g di ciascun nodo.

4.1. Vita Nominale e classi d'uso

Per la determinazione di tali parametri sismici è necessario stabilire la vita nominale dell'opera e la sua classe d'uso.

TABELLA 4: VITA NOMINALE

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale VN (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

TABELLA 5: CLASSI D'USO

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe II	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.
Classe III	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.
Classe IV	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.



La Vita di Riferimento della costruzione è:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

TABELLA 6: VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

TABELLA 7: VITA DI RIFERIMENTO PER LE OPERE IN PROGETTO

TIPO DI COSTRUZIONE	Vita di Riferimento VR (in anni)
Commerciale/industriale	50

Utilizzando il software degli spettri di risposta reso disponibile dal CSLPP si ottengono valori di a_g , per un suolo di tipo A in condizioni di terreno libero e per i diversi stati limite considerati (Tabella 6).

TABELLA 8: PARAMETRI SISMICI

		P_{VR} [adm]	T_R [anni]	a_g [g/10]	F_0 [adm]	T_C^* [s]
SLE	SLO	81%	30	0,23	2,533	0,181
	SLD	63%	50	0,29	2,527	0,205
SLU	SLV	10%	475	0,65	2,601	0,284
	SLC	5%	975	0,82	2,612	0,294

dove :

P_{VR} = periodo di riferimento;

a_g = accelerazione al suolo;

F_0 = massimo fattore di amplificazione spettro orizzontale;

T_C^* = periodo inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.



4.2. Risposta sismica locale

I valori di a_g ottenuti devono essere corretti con parametri che tengono conto delle condizioni particolari del sito esaminato, come la tipologia di suolo su cui insiste il fabbricato (suolo tipo A,B,C,D, E) e le condizioni morfologiche (suolo pianeggiante, pendio variamente inclinato, cresta).

Si chiama “risposta sismica locale” l’azione sismica quale emerge in “superficie” a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido.

Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come “superficie” il “piano di riferimento” per le diverse tipologie strutturali:

- per fondazioni superficiali questo coincide con il piano di imposta delle stesse;
- per fondazioni su pali e riferita alla testa dei pali;
- nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell’opera;
- per muri di sostegno di terrapieni la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Le modifiche del moto sismico prodotte dalle condizioni locali sono complessivamente indicate come effetti di sito e sono definite negli scenari di pericolosità sismica locale (PSL) individuati in fase di pianificazione territoriale (*Studio Associato EUROGEO* 2008).

4.2.1. Amplificazione litologica

Il D.M. 17 gennaio 2018, il D.M. 14 gennaio 2008, la normativa tecnica europea (Eurocodici EC 7 e EC 8) e le più avanzate normative internazionali, attribuiscono la giusta importanza alla caratterizzazione sismica del terreno su cui dovranno essere realizzate opere di qualunque natura (edifici residenziali e industriali, opere di sostegno e di stabilizzazione di versanti, rilevati stradali, opere infrastrutturali, argini, dighe e opere idrauliche, gallerie, ponti e opere strutturali di grandi dimensioni).

La caratterizzazione del terreno dal punto di vista sismico in particolare e dinamico in generale, richiede come elemento indispensabile la conoscenza del profilo di velocità delle onde di taglio V_s degli strati di terreno presenti nel sito, fino alla profondità di



almeno 30 metri dal piano campagna, secondo quanto richiesto dalle sopraccitate normative.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), che, per i depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m equivale alla V_{s30} .

Sulla base del profilo di velocità equivalente è possibile classificare il sito nelle categorie di tipo A, B, C, D, E come definite nelle NTC18.

4.2.1.1. Indagine geofisica

Per la ricostruzione del modello geofisico del sottosuolo è stata eseguita un'indagine sismica superficiale con il metodo di analisi spettrale delle onde di superficie (Rayleigh) con tecnica MASW.

Il metodo MASW (Multi-Channel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio V_s sulla base della misura delle onde superficiali eseguita in corrispondenza dei geofoni posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante è dato dalle onde di Rayleigh che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione.

Il metodo MASW è di tipo attivo poiché le onde superficiali sono generate in un punto sulla superficie del suolo tramite mazza battente e misurate da uno stendimento lineare di sensori (geofoni).

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 V_s (profilo 1-D) che descrive la variazione di V_s con la profondità.

La prospezione sismica è stata interpretata mediante il software SWAN (GeoStudi Aster SRL, 2007). L'utilizzo di questo software consente di preprocessare i dati grezzi acquisiti epurandoli da eventuali disturbi. Successivamente, partendo dal sismogramma medio di sito, sono calcolati gli spettri FK (Frequenza-Numero d'onda) ed FV (Frequenza-Velocità).



La distribuzione dei picchi evidenziati dagli spettri viene ulteriormente analizzata per ricavare la curva di dispersione sperimentale che viene confrontata con quella teorica. Una volta trovata un'interpolazione tra le due curve il programma esegue l'inversione per ricostruire il profilo delle V_s con la profondità. Il profilo così ottenuto può essere ulteriormente modificato per aumentare il grado di interpolazione tra la curva di dispersione sperimentale e quella teorica.

Acquisizione ed analisi onde superficiali (Rayleigh)

Il sismografo utilizzato per l'acquisizione dei dati in campagna è il modello ECHO 24/2002 prodotto dalla ditta Ambrogeo S.r.l.. Sono stati utilizzati 24 geofoni a frequenza naturale di 4,5 Hz. L'energizzazione del terreno è stata ottenuta impiegando una mazza del peso di 8 Kg.

L'acquisizione è stata realizzata tramite la stesa di un cavo sismico lungo 44 metri, posizionando i 24 geofoni ad una distanza di due metri l'uno dall'altro.

Durante la fase di acquisizione sono stati impostati diversi shots a diverse distanze dall'estremità dell'allineamento sismico per valutare la stabilità della curva di dispersione sperimentale apparente (Allegato 3).

Sono state quindi calcolate le velocità di taglio (V_s) del sottosuolo sintetizzando il modello del terreno in sette unità sismiche (TABELLA 9).

Tabella 9: STRATIGRAFIA SISMICA – PROVA MASW

	Thickness	Depth	V_s	V_p	Poisson	Density
Layer 1	1.41	0.00	190	380	0.333	1.800
Layer 2	3.59	1.41	216	432	0.333	1.800
Layer 3	4.87	5.00	308	616	0.333	1.800
Layer 4	4.40	9.87	408	815	0.333	1.800
Layer 5	6.90	14.27	586	1171	0.333	1.800
Layer 6	9.95	21.17	620	1239	0.333	1.800
Layer 7	INF	31.12	769	1537	0.333	1.800

La $V_{s,eq}$ è data da:

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



dove:

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s;

h_i = spessore in metri dello strato i -esimo;

V_i = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero strati.

Dallo sviluppo del calcolo si ottiene un valore di V_{S30} pari a 390 m/s che colloca il suolo nella categoria B.

4.2.1.2. Analisi di secondo livello

La procedura di secondo livello consiste in una valutazione semiquantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di fattore di amplificazione (F_a) e nel confronto con i valori soglia del territorio comunale stabiliti dalla Regione Lombardia in base alla categoria del sottosuolo.

La procedura di valutazione degli effetti litologici (scenari Z4) presuppone la conoscenza della litologia dei materiali presenti, della stratigrafia del sito e dell'andamento delle velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio (V_s) nel primo sottosuolo. Mediante queste informazioni e l'utilizzo delle schede litologiche preparate dalla Regione Lombardia è possibile la stima del F_a .

Tabella 10: CONFRONTO TRA VALORI CALCOLATI E VALORI SOGLIA DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE

Categoria sottosuolo	B		C		D	
	0,1 - 0,5	0,5 - 1,5	0,1 - 0,5	0,5 - 1,5	0,1 - 0,5	0,5 - 1,5
Periodo						
Valore soglia	1,4	1,7	1,9	2,4	2,2	4,2
Prova MASWI	2,0+0,1	1,3+0,1	2,0+0,1	1,3+0,1	2,0+0,1	1,3+0,1



verificato



non verificato

Relativamente alle costruzioni con periodo di oscillazione 0,1s - 0,5s la normativa prevede che possa essere elusa l'applicazione del terzo livello di approfondimento utilizzando in sostituzione dello spettro per la classe sismica B, quello previsto per un suolo di classe C e nel caso in cui la soglia non fosse sufficientemente cautelativa si può utilizzare lo spettro previsto per il suolo di classe D).



TABELLA 11: CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

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

4.2.2. Amplificazione morfologica

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni sono prescritte specifiche analisi di risposta sismica locale nel caso di condizioni topografiche complesse.

Nel sito indagato, caratterizzato da una configurazione superficiale semplice, è possibile adottare la classificazione semplificata prevista e tabellata dalle Norme, e attribuire la superficie topografica alla categoria T1, con un coefficiente di amplificazione topografica ST pari ad 1.

TABELLA 12: CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

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



Tabella 13: Parametri sismici – Suolo D

		P_{VR}	T_R	a_g	F_o	T_C^*	S_s	C_c	S	a_{max}	β	K_h	K_v
		[adm]	[anni]	[g/10]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[m/s ²]	[adm]	[%]	[%]
SLE	SLO	81%	30	0,23	2,533	0,181	1,8	2,80	1,8	0,402	0,20	0,8	0,4
	SLD	63%	50	0,29	2,527	0,205	1,8	2,67	1,8	0,515	0,20	1,1	0,5
SLU	SLV	10%	475	0,65	2,601	0,284	1,8	2,32	1,8	1,150	0,20	2,3	1,2
	SLC	5%	975	0,82	2,612	0,294	1,8	2,29	1,8	1,453	0,20	3,0	1,5

dove:

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche ($S = S_s * S_t$);

a_{max} = accelerazione massima ($a_g * S$);

β = coefficiente di riduzione;

K_h = coefficiente di intensità sismica orizzontale;

K_v = coefficiente di intensità sismica verticale.



5. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

5.1. Introduzione

Il termine “liquefazione” denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidità causata dall’aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l’annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

La liquefazione include tre principali fenomeni. Il primo è la “fluidificazione” che avviene quando le tensioni tangenziali richieste per assicurare le condizioni di equilibrio statico sono maggiori della resistenza al taglio del terreno al termine del terremoto. Ne consegue che una volta avviate, le deformazioni prodotte dalla fluidificazione possono proseguire anche dopo il terremoto. Il secondo fenomeno è quello della “mobilità ciclica” che si verifica quando le tensioni di taglio necessarie all’equilibrio statico sono minori della resistenza del terreno al termine del terremoto; in tal caso le deformazioni si sviluppano in maniera incrementale durante il terremoto. Il terzo fenomeno, che rappresenta un caso particolare di mobilità ciclica, è quello della “liquefazione ciclica” che si verifica nelle condizioni di free-field e piano campagna orizzontale.

In linea di principio, l’analisi di suscettibilità alla liquefazione di un dato sito richiede:

1. la valutazione delle caratteristiche dell’evento sismico atteso (fattore scatenante)
2. la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo (fattore predisponente);
3. la stima degli effetti conseguenti alla liquefazione.

Deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo argillosa.



Sulla base di un'analisi della sismicità del sito e delle caratteristiche geotecniche del deposito, si può ritenere che la probabilità che si verifichi la liquefazione sia estremamente bassa o nulla nel caso in cui si manifesti almeno una delle seguenti condizioni (art. 7.11.3.4.2 N.T.C. 2018):

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone di instabilità (differenti grafici in funzione del coefficiente di uniformità U_c).

5.2. Verifica del potenziale di liquefazione – Curva granulometrica

Per caratterizzare i terreni nel il sito in esame sono state effettuate tre analisi granulometriche su tre campioni di terreno rimaneggiati prelevati alle seguenti profondità (Allegato 4):

Campione	Profondità [m]	Denominazione AGI
C1	3,20-3,60	Ghiaia con sabbia limosa
C2	6,0-6,40	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa
C4	10,0-10,40	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa

In linea generale i terreni hanno una distribuzione granulometrica spostata verso la frazione ghiaiosa, non coincidente con le zone di instabilità previste dalla normativa.



Granulometria

Apertura setacci [mm]	Peso Pj [grammi]	Trattenuto parziale [%]	Trattenuto cumulativo [%]	Passante cumulativo [%]
100,00	0,0	0,0	0,0	100,0
37,50	9,5	9,5	9,5	90,5
19,00	4,8	4,8	14,3	85,7
9,50	8,4	8,4	22,7	77,3
4,75	7,1	7,1	29,8	70,2
2,00	8,9	8,9	38,7	61,3
0,85	7,9	7,9	46,6	53,4
0,43	11,1	11,1	57,6	42,4
0,26	10,1	10,1	67,7	32,3
0,11	7,7	7,7	75,4	24,6
0,08	3,7	3,7	79,1	20,9
0,01	20,9	20,9	100,0	0,0

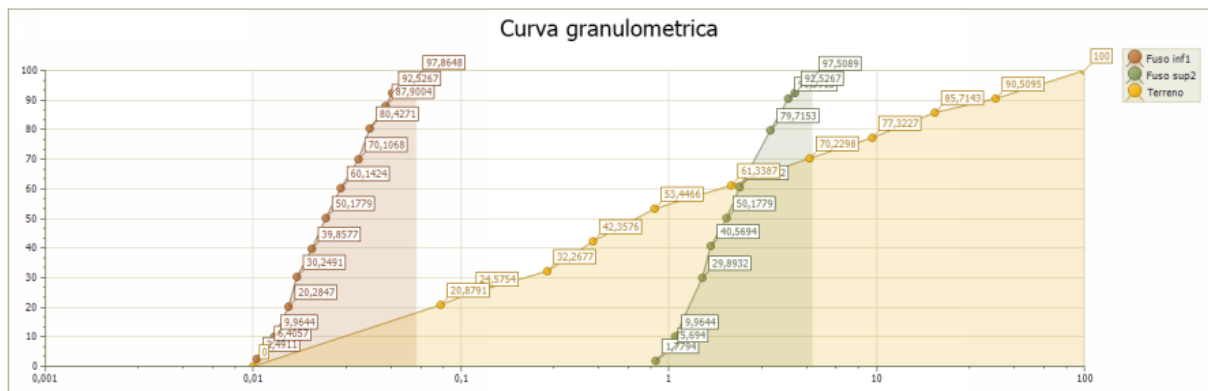


Figura 7: Comparazione tra fusi granulometrici suscettibili alla liquefazione e distribuzione granulometrica del campione C1 (GEOSTRU - Liquer)



Granulometria

Apertura setacci [mm]	Peso Pj [grammi]	Trattenuto parziale [%]	Trattenuto cumulativo [%]	Passante cumulativo [%]
100,00	0,0	0,0	0,0	100,0
37,50	4,9	4,9	4,9	95,1
19,00	15,3	15,3	20,2	79,8
9,50	24,2	24,2	44,4	55,6
4,75	11,8	11,8	56,3	43,7
2,00	13,2	13,2	69,5	30,5
0,85	7,2	7,2	76,7	23,3
0,43	4,2	4,2	80,9	19,1
0,26	4,7	4,7	85,6	14,4
0,11	5,4	5,4	91,0	9,0
0,08	2,6	2,6	93,6	6,4
0,01	6,4	6,4	100,0	0,0

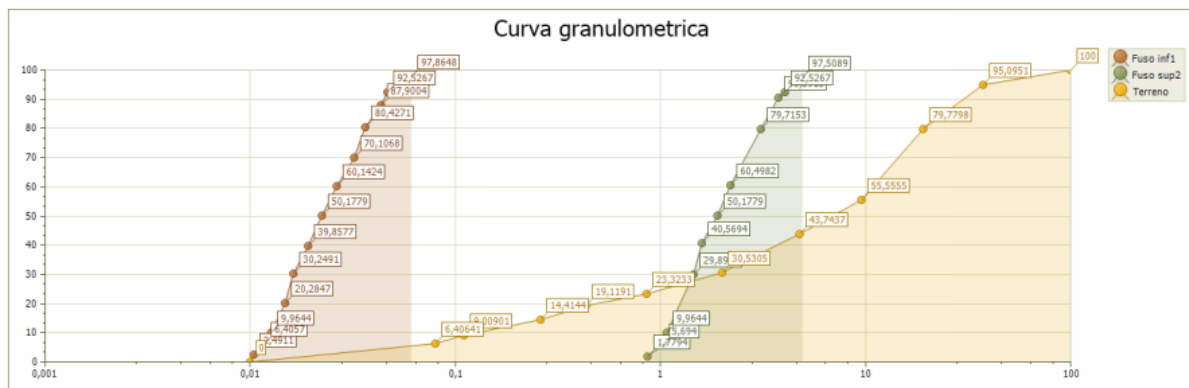


Figura 8: Comparazione tra fusi granulometrici suscettibili alla liquefazione e distribuzione granulometrica del campione C2 (GEOSTRU - Liquiter)



Granulometria

Apertura setacci [mm]	Peso Pj [grammi]	Trattenuto parziale [%]	Trattenuto cumulativo [%]	Passante cumulativo [%]
100,00	0,0	0,0	0,0	100,0
37,50	6,1	6,1	6,1	93,9
19,00	18,2	18,2	24,3	75,7
9,50	20,1	20,1	44,4	55,6
4,75	12,0	12,0	56,4	43,6
2,00	9,6	9,6	66,0	34,0
0,85	5,6	5,6	71,6	28,4
0,43	7,0	7,0	78,6	21,4
0,26	6,0	6,0	84,6	15,4
0,11	4,2	4,2	88,8	11,2
0,08	2,0	2,0	90,8	9,2
0,01	9,2	9,2	100,0	0,0

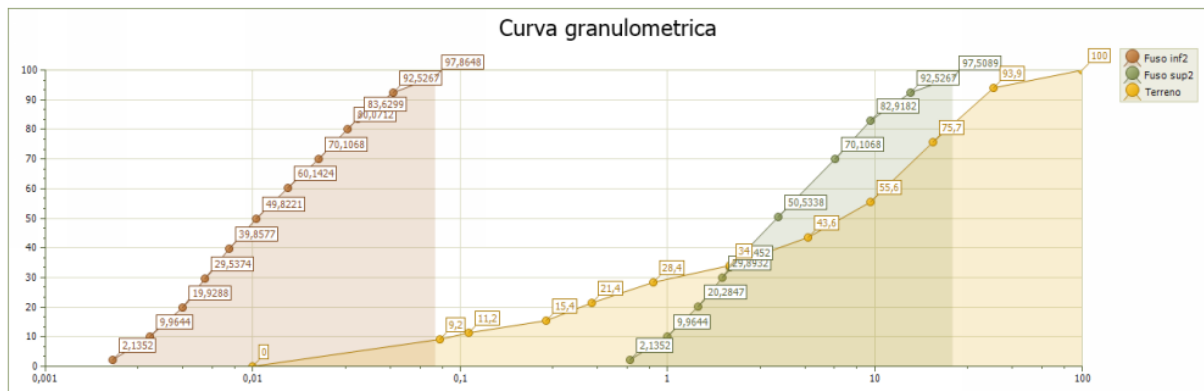


Figura 9: Comparazione tra fusi granulometrici suscettibili alla liquefazione e distribuzione granulometrica del campione C3 (GEOSTRU - Liquiter)

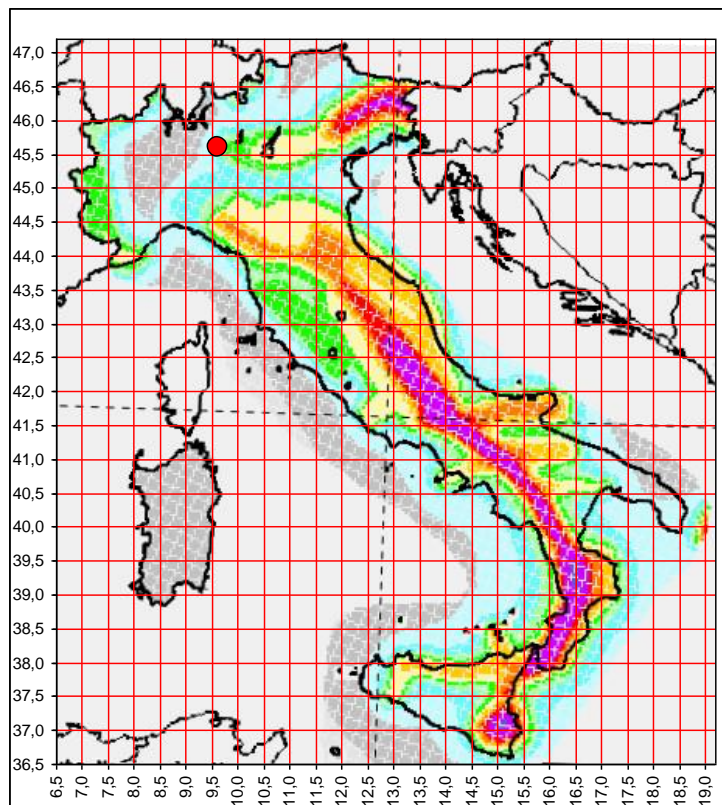
ANALISI GEOTECNICA



6. PARAMETRI SISMICI

Sono riepilogati i dati di pericolosità sismica del sito.

Tabella 14: INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO



Coordinate geografiche della località in esame (ED50)			
Località	LON	LAT	Zona sismica
	[°]	[°]	3
Vignate	9,380015	45,485461	PSL: Z2/Z4a

Coordinate geografiche dei 4 punti del reticolo			
Sito 1 ID: 12263	Lat: 45,4642	Lon: 9,3595	Distanza: 2850,922
Sito 2 ID: 12264	Lat: 45,4667	Lon: 9,4306	Distanza: 4464,879
Sito 3 ID: 12042	Lat: 45,5166	Lon: 9,4272	Distanza: 5049,469
Sito 4 ID: 12041	Lat: 45,5142	Lon: 9,3560	Distanza: 3701,923

Classe d'uso e condizioni topografiche					
Classe	C_U	V_R	Categoria sottosuolo	Cond. topograf.	S_T
	[adm]	[anni]			[adm]
II	1,0	50	D	T1	1,0



7. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

7.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

7.1.1. Introduzione

Con gli stati limite le verifiche devono essere effettuate rispetto al carico limite dell'insieme fondazione-terreno. Condizione di verifica è la seguente disequazione:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

Ed = componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa;

Rd = valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite in terreni di fondazione.

7.1.2. Calcolo della resistenza di progetto

Le espressioni di Brinch Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente (caso generale):

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

e nel caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = c_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q$$

dove:

qult = Pressione ultima a rottura

B, D = Larghezza (lato minore o diametro per fondazioni circolari) e profondità di incastro

c', Cu = Coesione drenata, non drenata

γ, γ' = Densità totale, sommersa

Nc, Nq, N γ = Fattori di Capacità Portante (funzione di ϕ)

sc, sq, s γ , sc', sq', s γ' = Fattore di forma (drenato/non drenato)

dc, dq, d γ , dc', dq', d γ' = Fattore di profondità (drenato/non drenato)

ic, iq, i γ , ic', iq', i γ' = Fattore di inclinazione del carico (drenato/non drenato)

gc, gq, g γ , gc', gq', g γ' = Fattore di inclinazione del terreno - fondazione su pendio (drenato/non drenato)

-bc, bq, b γ , bc', bq', b γ' = Fattore inclinazione del piano di fondazione - base inclinata (drenato/non drenato).



La scelta delle condizioni di calcolo a lungo e/o breve termine è dipesa dai parametri fisici dei terreni attraversati e dedotti dalle prove in sito, con $c = c'$ e $\varphi = \varphi' > 0$ nel caso di terreni incoerenti, $c = c_u$ e $\varphi = 0$ in terreni coesivi.

Calcolo della capacità portante in terreni stratificati

Nel caso di un terreno di fondazione multistrato in cui gli strati siano costituiti da terreni con $\varphi > 0$ e $c > 0$, si calcola un valore medio del parametro X del terreno con espressioni di media pesata del tipo:

$$X_{medio} = \frac{X_1 H_1 + X_2 H_2 + X_3 H_3 + \dots + X_n H_n}{\sum H_i}$$

dove X_i è il parametro dello strato di altezza H_i .

Presenza di prescavi

Il membro " γD " incluso nelle formule di portanza fa riferimento al carico litostatico limitatamente all'incastro della singola struttura fondazionale; vale a dire che nel caso di scavi generali dell'area di fondazione e di esecuzione della fondazione stessa sul fondo scavo, per " γD " non deve intendersi il carico litostatico dell'intero prescavo generale.

Tale diversa valutazione è stata risolta utilizzando la seguente metodologia operativa:

- considerando con il termine profondità (D) quella della struttura fondazionale (incastro).
- in caso di prescavi areali (con fondazione incastrata sul fondo scavo) è stata immessa la colonna stratigrafica partendo dalla quota del fondo scavo.
- Il fattore " γD " dovuto al prescavo è stato ommesso cautelativamente nella valutazione dei cedimenti, a favore della sicurezza, in quanto si è ipotizzato che fra il prescavo e la messa in opera della fondazione, passi molto tempo, tale da inficiare le caratteristiche di deformabilità del fondo scavo (fenomeni di rigonfiamento e di allentamento per detensionamento).

Fattori di capacità portante e fattori di correzione

Ogni relazione di cui sopra utilizza fattori di capacità portante e fattori di correzione (fattori di forma, di profondità ...) nella formulazione matematica sviluppata dal relativo autore.



Nel caso esemplificato sono stati applicati i fattori di Brinch Hansen alle stratigrafie geotecniche descritte nel paragrafo 3.

Effetto sismico

Per valutare l'effetto sismico sulla tensione limite è stata applicata la correzione di Paolucci & Pecker (1997).

La correzione tiene conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione dell' R_d o q_{lim} o N_{lim} mediante l'introduzione di fattori correttivi α funzione del coefficiente sismico orizzontale (K_h).

Il periodo fondamentale della struttura è stato stimato utilizzando la procedura automatica inserita nel software Loadcap (Geostru 2018).

Sono stati applicati i coefficienti sismici relativi allo stato limite di salvaguardia (SLV).

7.2. Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

7.2.1. Introduzione

Nell'ambito delle verifiche geotecniche delle strutture si riporta quella relativa ai cedimenti, nel rispetto dei requisiti prestazionali della struttura, rispettando la condizione:

$$Ed \leq Cd$$

dove:

Ed = valore di progetto dell'effetto delle azioni (cedimento calcolato);

Cd = prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (cedimento ammissibile).

La stima dei cedimenti massimi di fondazione è stata ottenuta utilizzando il metodo elastico e considerando una pressione sul terreno equamente distribuita.

7.2.2. Metodo di Burland & Burbidge per il calcolo dei cedimenti

Burland e Burbidge hanno sviluppato questo metodo di calcolo dei cedimenti sulla base dei risultati di prove SPT *Standard Penetration Test*, elaborando i risultati di osservazioni di opere in vera grandezza.

L'espressione che fornisce il valore del cedimento è la seguente:

$$w = C_1 C_2 C_3 [(q - 2/3 \sigma_{v,0}) B^{0.7} I_c]$$



dove:

q rappresenta il carico totale (non netto) applicato alla fondazione;

$\sigma_{v,0}'$ è la pressione effettiva litostatica alla profondità del piano di posa;

B è la larghezza della fondazione;

C_1 è un coefficiente correttivo che tiene conto della forma della fondazione;

C_2 è un coefficiente correttivo che tiene conto dello spessore dello strato deformabile;

C_3 è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto del tempo;

I_c è un indice di compressibilità.

Il valore dell'indice di compressibilità I_c è legato ai risultati dell'SPT dalla relazione:

$$I_c = \frac{1.706}{N_{av}^{1.4}}$$

nella quale N_{av} è il valore medio di N (numero di colpi della prova SPT forniti come dati) nell'ambito della profondità Z di influenza della fondazione.

Il coefficiente di forma ha la seguente espressione:

$$C_1 = \left(\frac{1.25 L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

Il coefficiente correttivo che tiene conto dello spessore H dello strato deformabile è espresso da:

$$C_2 = \frac{H}{Z} \left(2 - \frac{H}{Z} \right)$$

e si applica solo per $H < Z$.

Il coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto secondario si esprime:

$$C_3 = 1 + R_3 + R_1 \log (t/3)$$

dove:

$t \geq 3$ è il tempo, in anni dopo il termine della costruzione, al quale si effettua il calcolo del cedimento;

R_3 è pari a 0.3 per carichi statici ed a 0.7 per carichi dinamici;

R_1 è pari a 0.2 per carichi statici ed a 0.8 per carichi dinamici.



Il metodo è stato applicato utilizzando il valore di N_{Spt} ricavato dalle prove penetrometriche dinamiche continue e rappresentativo della resistenza offerta da ciascun livello di terreno.

7.3. Resistenza di progetto ultima e di esercizio

Il valore della resistenza di progetto $R_{d(SLU)}$ da assumere per il dimensionamento delle fondazioni varia in funzione del metodo di calcolo prescelto.

Nel metodo tradizionale delle tensioni ammissibili deriva da una stima cautelativa effettuata dal tecnico in funzione della conoscenza dei luoghi oltre che dall'esperienza acquisita, mentre nel metodo NTC 2008/2018 deriva dall'applicazione di coefficienti parziali, previsti dalle diverse combinazioni di calcolo (App.1/App.2), ai valori caratteristici del terreno.

Tabella 15: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametri		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00

Al fine di fornire al progettista un valore di RIFERIMENTO per il predimensionamento delle strutture e sulla base di indicazioni progettuali preliminari, è stata effettuata l'analisi geotecnica di fondazioni isolate (plinti) appoggiate alla profondità di 4,0 metri dal piano campagna (quota 0 delle prove penetrometriche), c.ca -5,0 m rispetto alla quota 0,0 di progetto corrispondente al piano stradale di riferimento (S.P. 161) (Figura 10).

Le analisi sono state condotte in condizioni drenate (sforzi efficaci).

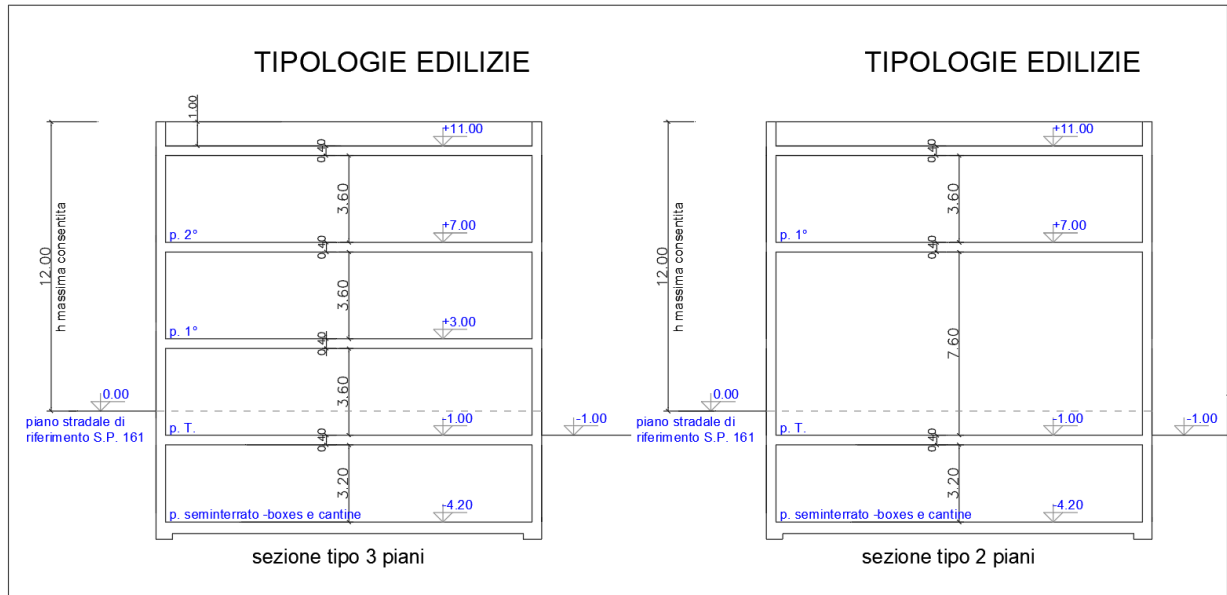


Figura 10: Tipologie edilizie (Tav. 7 - Studio Arch. Busnelli)



Analisi geotecnica plinto 2,5 x 2,5 metri

1. Profondità di imposta da piano campagna: **-4,0 metri (-5,0 metri dal piano stradale di riferimento);**
2. Incastro: **70 cm;**
3. Fondazione: **plinto 2,50 x 2,50 metri;**
4. Stratigrafia: **vedi TABELLA 3;**
5. Soggiacenza falda: **4 metri**

Tabella 16: Resistenza di progetto - Condizioni drenate (App. 1 e 2/NTC18)

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R1	Brinch - Hansen 1970	3,47	3,47	0,00	--	--	* Rottura generale;	1,39
A2+M2+R2	Brinch - Hansen 1970	1,92	1,07	0,00	--	--	* Rottura generale;	0,77
Sisma	Brinch - Hansen 1970	1,88	1,05	0,00	--	--	* Rottura generale;	0,75

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3	Brinch - Hansen 1970	3,47	1,51	0,00	--	--	* Rottura generale;	1,39
SISMA	Brinch - Hansen 1970	3,41	1,48	0,00	--	--	* Rottura generale;	1,37

Assumendo un carico di esercizio $Rd_{(SLE)}$ normale pari a 1,50 kg/cm², i cedimenti teorici stimati sono pari a 15 mm c.ca. 8 mm per un carico normale pari a 1,0 kg/cm².

Resta inteso che l'entità dei cedimenti dovrà essere confrontata con quella che il progettista ritiene essere compatibile con l'esercizio dell'opera.

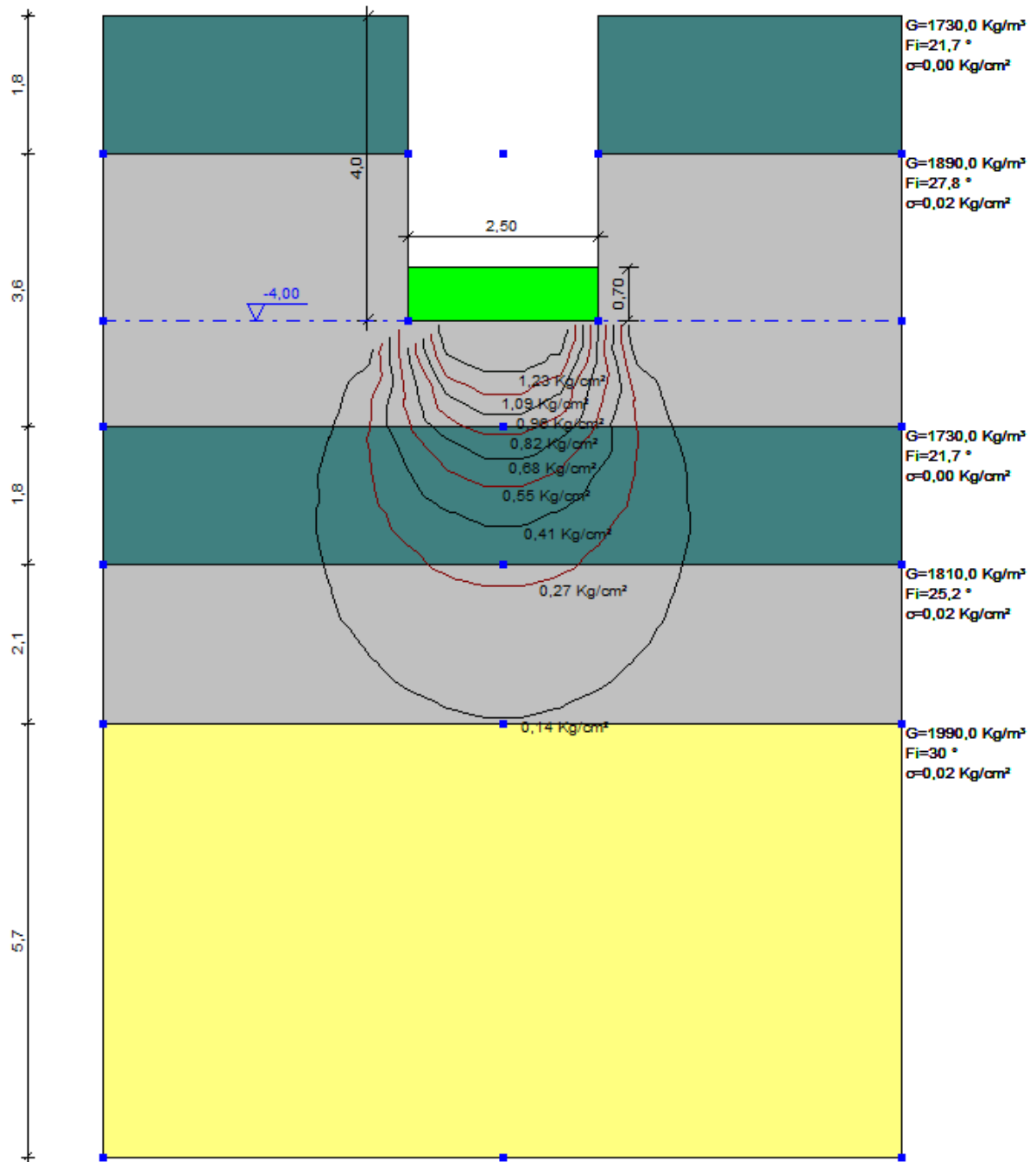


Figura 11: Modello geotecnico e bulbo delle tensioni per una carico normale pari a 1,50 kg/cm²



Analisi geotecnica plinto 3,5 x 3,5 metri

1. Profondità di imposta da piano campagna: **-4,0 metri (-5,0 metri dal piano stradale di riferimento);**
2. Incastro: **70 cm;**
3. Fondazione: **plinto 3,50 x 3,50 metri;**
4. Stratigrafia: **vedi TABELLA 3;**
5. Soggiacenza falda: **4 metri**

Tabella 17: Resistenza di progetto - Condizioni drenate (App. 1 e 2/NTC18)

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R1	Brinch - Hansen 1970	3,15	3,15	0,00	--	--	* Rottura generale;	1,26
A2+M2+R2	Brinch - Hansen 1970	1,76	0,98	0,00	--	--	* Rottura generale;	0,71
Sisma	Brinch - Hansen 1970	1,72	0,96	0,00	--	--	* Rottura generale;	0,69

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3	Brinch - Hansen 1970	3,15	1,37	0,00	--	--	* Rottura generale;	1,26
SISMA	Brinch - Hansen 1970	3,09	1,34	0,00	--	--	* Rottura generale;	1,24

Assumendo un carico di esercizio Rd(SLE) normale pari a 1,30 kg/cm², i cedimenti teorici stimati sono pari a 15 mm c.ca. 9 mm per un carico normale pari a 1,0 kg/cm².

Resta inteso che l'entità dei cedimenti dovrà essere confrontata con quella che il progettista ritiene essere compatibile con l'esercizio dell'opera.

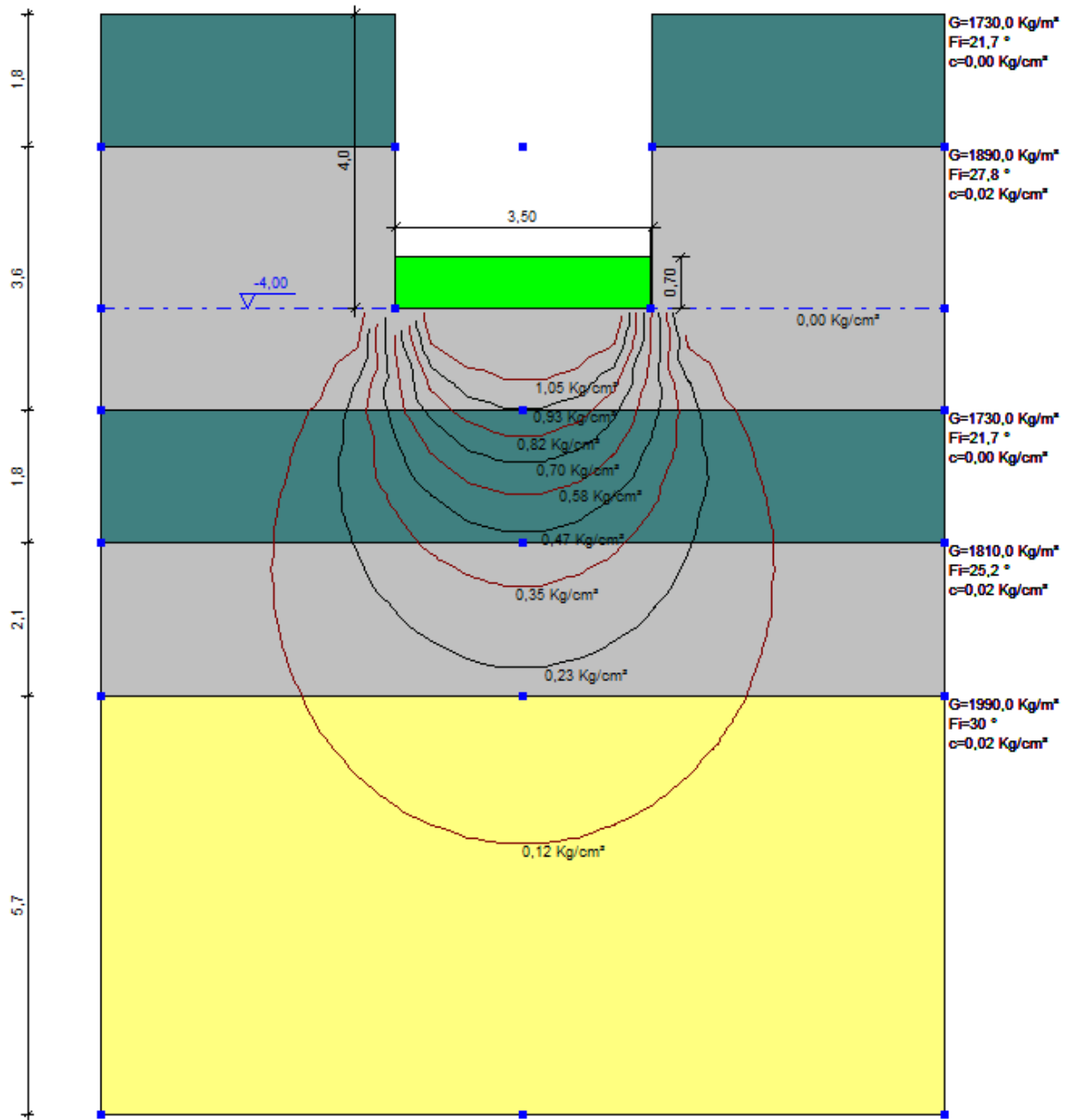


Figura 12: Modello geotecnico e bulbo delle tensioni per una carico normale pari a 1,30 kg/cm²



8. CONSIDERAZIONI FINALI E RACCOMANDAZIONI

Su incarico della società A.L.E. Immobiliare è stato redatto il presente studio geologico con analisi geotecnica a supporto del progetto di una autofficina industriale nell'Ambito AP2 di Vignate.

L'indagine ha permesso di definire le caratteristiche dei terreni mediante la caratterizzazione geologica e meccanica dei materiali.

I dati relativi alle classificazioni di seguito elencate fanno riferimento allo Studio Geologico Idrogeologico e Sismico del Piano del Governo del Territorio del Comune di Vignate.

Pericolosità Sismica Locale: **Z2/Z4a.**

Fattibilità Geologica: **3.**

Soggiacenza falda freatica: **≈ 4 metri.**

Al fine di definire le caratteristiche stratigrafiche e meccaniche del sottosuolo il piano di indagini geognostiche è stato articolato in 6 prove penetrometriche dinamiche continue (S.C.P.T.), un sondaggio geognostico a carotaggio continuo e una prospezione sismica di tipo MASW.

La prova MASW e l'analisi di secondo livello hanno permesso di attribuire il sottosuolo alla **categoria D.**

Entro l'intervallo esplorato le indagini hanno rilevato la presenza di un orizzonte di sabbia e ghiaia sciolta/poco addensata in matrice limosa e/o argillosa appoggiato su formazioni di ghiaia con sabbia e/o ghiaia sabbiosa a supporto clastico e/o di matrice sabbiosa, da moderatamente addensate ad addensate.

Per le successive verifiche di stabilità del sistema sovrastruttura-fondazione previste dalla vigente normativa, (per le quali è necessario conoscere gli effettivi valori dei carichi previsti, le dimensioni esecutive delle strutture e le sollecitazioni effettivamente trasmesse dalla struttura al terreno), ci si dovrà avvalere dei parametri geotecnici tabellati (**TABELLA 3**)

Considerata la modesta soggiacenza della falda dal piano campagna si dovranno prevedere accorgimenti costruttivi atti a mantenere salubri i locali interrati quali, ad



esempio, la messa in opera di membrane in grado di costituire una efficace barriera ai fluidi.

Si ricorda infine che eventuali disomogeneità del terreno rispetto alla situazione stratigrafica descritta che si manifestassero durante gli scavi dovranno essere prontamente segnalate alla direzione lavori.

Dott. Geol. Massimo Elitropi

Dott. Geol. Renato Caldarelli

ALLEGATI

**PROVE PENETROMETRICHE
DINAMICHE CONTINUE (S.C.P.T.)**

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : TG 63-100 M-A.C

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : TG 63-100 M-A.C

PESO MASSA BATTENTE	M = 73.00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0.75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 0.63 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 51.00 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20.43 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 0.90 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 6.31 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0.30 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0.30$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(30) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 8.93 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1.141$ (teoricamente : Nspt = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

M = peso massa battente (altezza caduta H)
P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 1

- committente : MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO
- lavoro :
- località : VIGNATE (MI)
- note :

- data : 18/04/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4.30 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.30	7	57.6	----	1	6.00 - 6.30	5	27.4	----	8
0.30 - 0.60	4	30.7	----	2	6.30 - 6.60	4	21.9	----	8
0.60 - 0.90	3	23.0	----	2	6.60 - 6.90	5	26.1	----	9
0.90 - 1.20	3	23.0	----	2	6.90 - 7.20	4	20.9	----	9
1.20 - 1.50	3	21.6	----	3	7.20 - 7.50	7	36.6	----	9
1.50 - 1.80	12	86.3	----	3	7.50 - 7.80	10	50.0	----	10
1.80 - 2.10	14	100.7	----	3	7.80 - 8.10	10	50.0	----	10
2.10 - 2.40	20	135.4	----	4	8.10 - 8.40	8	40.0	----	10
2.40 - 2.70	15	101.5	----	4	8.40 - 8.70	8	38.3	----	11
2.70 - 3.00	26	176.0	----	4	8.70 - 9.00	7	33.5	----	11
3.00 - 3.30	24	153.4	----	5	9.00 - 9.30	10	47.9	----	11
3.30 - 3.60	28	179.0	----	5	9.30 - 9.60	23	105.8	----	12
3.60 - 3.90	31	198.1	----	5	9.60 - 9.90	26	119.6	----	12
3.90 - 4.20	36	218.0	----	6	9.90 - 10.20	21	96.6	----	12
4.20 - 4.50	39	236.1	----	6	10.20 - 10.50	29	128.2	----	13
4.50 - 4.80	18	109.0	----	6	10.50 - 10.80	31	137.1	----	13
4.80 - 5.10	11	63.3	----	7	10.80 - 11.10	31	137.1	----	13
5.10 - 5.40	11	63.3	----	7	11.10 - 11.40	52	221.4	----	14
5.40 - 5.70	11	63.3	----	7	11.40 - 11.70	50	212.9	----	14
5.70 - 6.00	4	21.9	----	8	11.70 - 12.00	77	327.9	----	14

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73.00** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m - A (area punta)= **20.43** cm² - D(diam. punta)= **51.00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 2

- committente : MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO
- lavoro :
- località : VIGNATE (MI)
- note :

- data : 18/04/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4.30 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.30	22	180.9	----	1	6.00 - 6.30	2	11.0	----	8
0.30 - 0.60	4	30.7	----	2	6.30 - 6.60	8	43.8	----	8
0.60 - 0.90	4	30.7	----	2	6.60 - 6.90	13	68.0	----	9
0.90 - 1.20	5	38.4	----	2	6.90 - 7.20	12	62.7	----	9
1.20 - 1.50	3	21.6	----	3	7.20 - 7.50	8	41.8	----	9
1.50 - 1.80	4	28.8	----	3	7.50 - 7.80	10	50.0	----	10
1.80 - 2.10	4	28.8	----	3	7.80 - 8.10	9	45.0	----	10
2.10 - 2.40	6	40.6	----	4	8.10 - 8.40	10	50.0	----	10
2.40 - 2.70	18	121.8	----	4	8.40 - 8.70	8	38.3	----	11
2.70 - 3.00	20	135.4	----	4	8.70 - 9.00	14	67.1	----	11
3.00 - 3.30	14	89.5	----	5	9.00 - 9.30	29	139.0	----	11
3.30 - 3.60	7	44.7	----	5	9.30 - 9.60	33	151.8	----	12
3.60 - 3.90	10	63.9	----	5	9.60 - 9.90	36	165.6	----	12
3.90 - 4.20	19	115.0	----	6	9.90 - 10.20	40	184.0	----	12
4.20 - 4.50	12	72.7	----	6	10.20 - 10.50	40	176.9	----	13
4.50 - 4.80	10	60.5	----	6	10.50 - 10.80	47	207.8	----	13
4.80 - 5.10	6	34.5	----	7	10.80 - 11.10	37	163.6	----	13
5.10 - 5.40	5	28.8	----	7	11.10 - 11.40	41	174.6	----	14
5.40 - 5.70	13	74.8	----	7	11.40 - 11.70	71	302.3	----	14
5.70 - 6.00	11	60.2	----	8					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.75 m** - A (area punta)= **20.43 cm²** - D(diam. punta)= **51.00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 3

- committente : MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO
- lavoro :
- località : VIGNATE (MI)
- note :

- data : 18/04/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4.30 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.30	4	32.9	----	1	6.90 - 7.20	3	15.7	----	9
0.30 - 0.60	5	38.4	----	2	7.20 - 7.50	7	36.6	----	9
0.60 - 0.90	4	30.7	----	2	7.50 - 7.80	8	40.0	----	10
0.90 - 1.20	3	23.0	----	2	7.80 - 8.10	8	40.0	----	10
1.20 - 1.50	3	21.6	----	3	8.10 - 8.40	7	35.0	----	10
1.50 - 1.80	3	21.6	----	3	8.40 - 8.70	5	24.0	----	11
1.80 - 2.10	6	43.2	----	3	8.70 - 9.00	8	38.3	----	11
2.10 - 2.40	11	74.5	----	4	9.00 - 9.30	6	28.7	----	11
2.40 - 2.70	11	74.5	----	4	9.30 - 9.60	18	82.8	----	12
2.70 - 3.00	12	81.2	----	4	9.60 - 9.90	17	78.2	----	12
3.00 - 3.30	18	115.0	----	5	9.90 - 10.20	18	82.8	----	12
3.30 - 3.60	21	134.2	----	5	10.20 - 10.50	28	123.8	----	13
3.60 - 3.90	27	172.6	----	5	10.50 - 10.80	48	212.3	----	13
3.90 - 4.20	21	127.1	----	6	10.80 - 11.10	34	150.4	----	13
4.20 - 4.50	11	66.6	----	6	11.10 - 11.40	40	170.3	----	14
4.50 - 4.80	9	54.5	----	6	11.40 - 11.70	15	63.9	----	14
4.80 - 5.10	12	69.0	----	7	11.70 - 12.00	6	25.6	----	14
5.10 - 5.40	9	51.8	----	7	12.00 - 12.30	27	110.9	----	15
5.40 - 5.70	5	28.8	----	7	12.30 - 12.60	37	151.9	----	15
5.70 - 6.00	3	16.4	----	8	12.60 - 12.90	42	172.5	----	15
6.00 - 6.30	5	27.4	----	8	12.90 - 13.20	18	71.4	----	16
6.30 - 6.60	3	16.4	----	8	13.20 - 13.50	63	249.8	----	16
6.60 - 6.90	3	15.7	----	9	13.50 - 13.80	77	305.3	----	16

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73.00** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m - A (area punta)= **20.43** cm² - D(diam. punta)= **51.00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 4

- committente : MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO
- lavoro :
- località : VIGNATE (MI)
- note :

- data : 18/04/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4.30 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.30	3	24.7	----	1	6.30 - 6.60	4	21.9	----	8
0.30 - 0.60	4	30.7	----	2	6.60 - 6.90	4	20.9	----	9
0.60 - 0.90	2	15.3	----	2	6.90 - 7.20	5	26.1	----	9
0.90 - 1.20	6	46.0	----	2	7.20 - 7.50	8	41.8	----	9
1.20 - 1.50	8	57.5	----	3	7.50 - 7.80	10	50.0	----	10
1.50 - 1.80	18	129.5	----	3	7.80 - 8.10	8	40.0	----	10
1.80 - 2.10	37	266.1	----	3	8.10 - 8.40	7	35.0	----	10
2.10 - 2.40	40	270.7	----	4	8.40 - 8.70	9	43.1	----	11
2.40 - 2.70	24	162.4	----	4	8.70 - 9.00	16	76.7	----	11
2.70 - 3.00	26	176.0	----	4	9.00 - 9.30	26	124.6	----	11
3.00 - 3.30	22	140.6	----	5	9.30 - 9.60	15	69.0	----	12
3.30 - 3.60	18	115.0	----	5	9.60 - 9.90	21	96.6	----	12
3.60 - 3.90	16	102.3	----	5	9.90 - 10.20	29	133.4	----	12
3.90 - 4.20	14	84.8	----	6	10.20 - 10.50	40	176.9	----	13
4.20 - 4.50	15	90.8	----	6	10.50 - 10.80	24	106.1	----	13
4.50 - 4.80	14	84.8	----	6	10.80 - 11.10	29	128.2	----	13
4.80 - 5.10	11	63.3	----	7	11.10 - 11.40	30	127.8	----	14
5.10 - 5.40	10	57.5	----	7	11.40 - 11.70	53	225.7	----	14
5.40 - 5.70	6	34.5	----	7	11.70 - 12.00	66	281.1	----	14
5.70 - 6.00	1	5.5	----	8	12.00 - 12.30	85	349.0	----	15
6.00 - 6.30	10	54.8	----	8					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73.00** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m - A (area punta)= **20.43** cm² - D(diam. punta)= **51.00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 5

- committente : MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO
- lavoro :
- località : VIGNATE (MI)
- note :

- data : 19/04/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4.30 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.30	2	16.4	----	1	6.60 - 6.90	17	88.9	----	9
0.30 - 0.60	3	23.0	----	2	6.90 - 7.20	9	47.0	----	9
0.60 - 0.90	4	30.7	----	2	7.20 - 7.50	10	52.3	----	9
0.90 - 1.20	2	15.3	----	2	7.50 - 7.80	12	60.0	----	10
1.20 - 1.50	3	21.6	----	3	7.80 - 8.10	12	60.0	----	10
1.50 - 1.80	9	64.7	----	3	8.10 - 8.40	10	50.0	----	10
1.80 - 2.10	11	79.1	----	3	8.40 - 8.70	13	62.3	----	11
2.10 - 2.40	17	115.1	----	4	8.70 - 9.00	10	47.9	----	11
2.40 - 2.70	24	162.4	----	4	9.00 - 9.30	20	95.8	----	11
2.70 - 3.00	22	148.9	----	4	9.30 - 9.60	21	96.6	----	12
3.00 - 3.30	34	217.3	----	5	9.60 - 9.90	44	202.4	----	12
3.30 - 3.60	62	396.3	----	5	9.90 - 10.20	32	147.2	----	12
3.60 - 3.90	50	319.6	----	5	10.20 - 10.50	37	163.6	----	13
3.90 - 4.20	24	145.3	----	6	10.50 - 10.80	27	119.4	----	13
4.20 - 4.50	15	90.8	----	6	10.80 - 11.10	43	190.2	----	13
4.50 - 4.80	12	72.7	----	6	11.10 - 11.40	45	191.6	----	14
4.80 - 5.10	10	57.5	----	7	11.40 - 11.70	26	110.7	----	14
5.10 - 5.40	9	51.8	----	7	11.70 - 12.00	29	123.5	----	14
5.40 - 5.70	12	69.0	----	7	12.00 - 12.30	45	184.8	----	15
5.70 - 6.00	14	76.7	----	8	12.30 - 12.60	50	205.3	----	15
6.00 - 6.30	10	54.8	----	8	12.60 - 12.90	46	188.9	----	15
6.30 - 6.60	10	54.8	----	8	12.90 - 13.20	69	273.5	----	16

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73.00** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m - A (area punta)= **20.43** cm² - D(diam. punta)= **51.00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 6

- committente : MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO
- lavoro :
- località : VIGNATE (MI)
- note :

- data : 19/04/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4.30 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0.00 - 0.30	3	24.7	----	1	6.60 - 6.90	3	15.7	----	9
0.30 - 0.60	1	7.7	----	2	6.90 - 7.20	4	20.9	----	9
0.60 - 0.90	3	23.0	----	2	7.20 - 7.50	6	31.4	----	9
0.90 - 1.20	4	30.7	----	2	7.50 - 7.80	6	30.0	----	10
1.20 - 1.50	4	28.8	----	3	7.80 - 8.10	8	40.0	----	10
1.50 - 1.80	9	64.7	----	3	8.10 - 8.40	8	40.0	----	10
1.80 - 2.10	8	57.5	----	3	8.40 - 8.70	6	28.7	----	11
2.10 - 2.40	8	54.1	----	4	8.70 - 9.00	7	33.5	----	11
2.40 - 2.70	12	81.2	----	4	9.00 - 9.30	13	62.3	----	11
2.70 - 3.00	23	155.7	----	4	9.30 - 9.60	26	119.6	----	12
3.00 - 3.30	16	102.3	----	5	9.60 - 9.90	28	128.8	----	12
3.30 - 3.60	29	185.4	----	5	9.90 - 10.20	37	170.2	----	12
3.60 - 3.90	20	127.8	----	5	10.20 - 10.50	32	141.5	----	13
3.90 - 4.20	13	78.7	----	6	10.50 - 10.80	29	128.2	----	13
4.20 - 4.50	22	133.2	----	6	10.80 - 11.10	32	141.5	----	13
4.50 - 4.80	13	78.7	----	6	11.10 - 11.40	44	187.4	----	14
4.80 - 5.10	10	57.5	----	7	11.40 - 11.70	49	208.7	----	14
5.10 - 5.40	11	63.3	----	7	11.70 - 12.00	35	149.0	----	14
5.40 - 5.70	9	51.8	----	7	12.00 - 12.30	63	258.7	----	15
5.70 - 6.00	9	49.3	----	8	12.30 - 12.60	40	164.2	----	15
6.00 - 6.30	5	27.4	----	8	12.60 - 12.90	74	303.8	----	15
6.30 - 6.60	5	27.4	----	8					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73.00** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m - A (area punta)= **20.43** cm² - D(diam. punta)= **51.00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

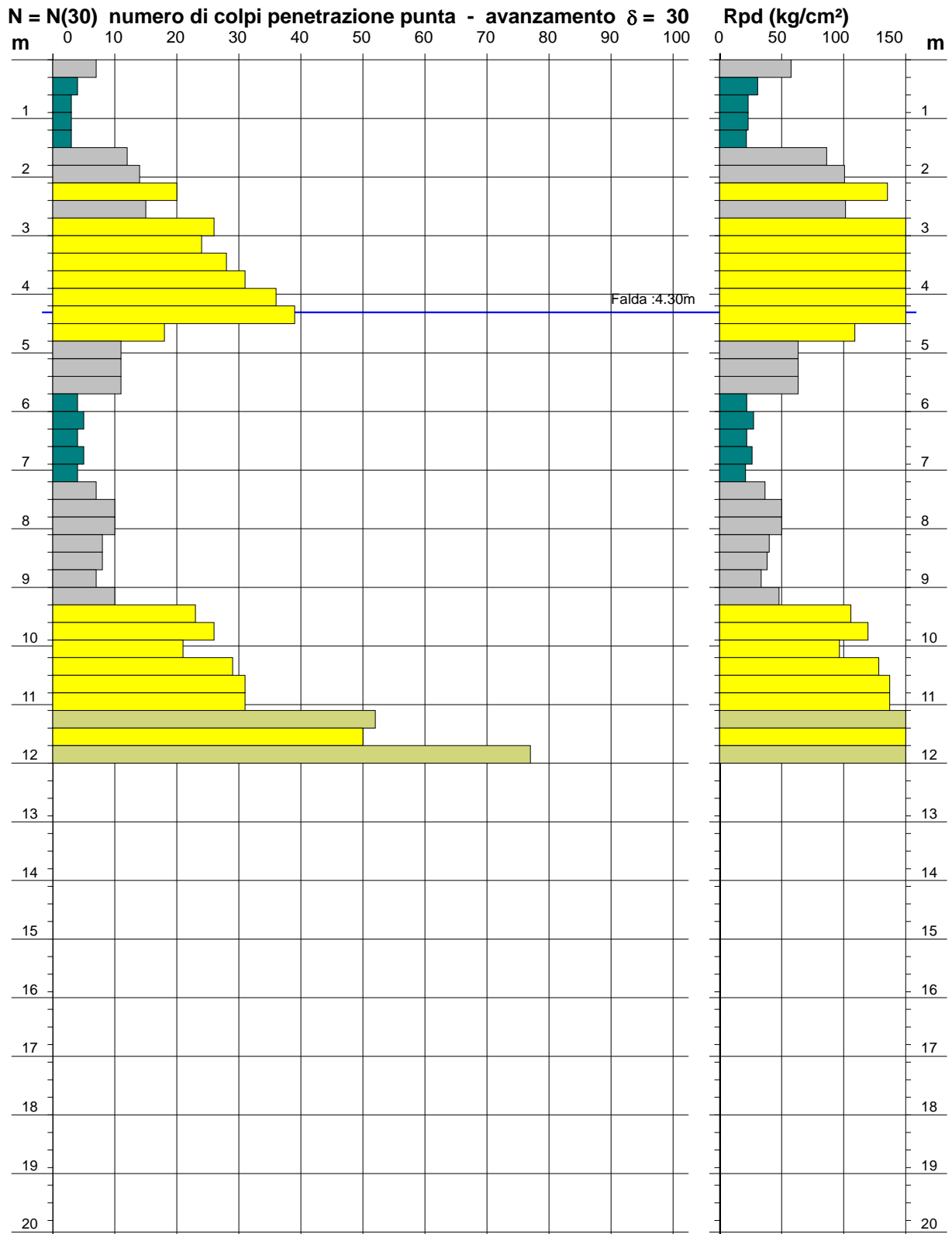
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 1

Scala 1: 100

- committente : MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO
- lavoro :
- località : VIGNATE (MI)
- note :

- data : 18/04/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4.30 m da quota inizio
- pagina : 1



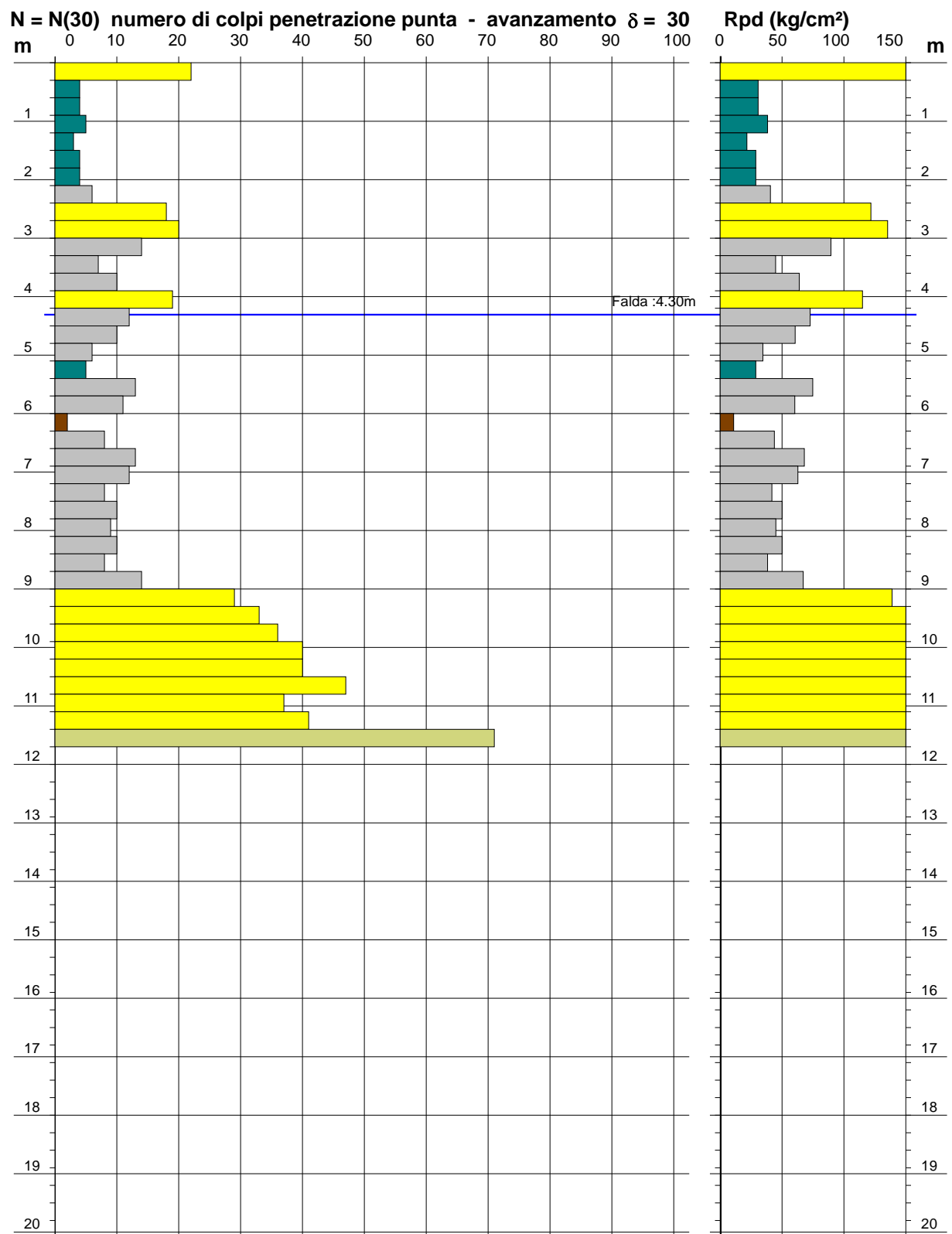
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 2

Scala 1: 100

- committente : MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO
 - lavoro :
 - località : VIGNATE (MI)
 - note :

- data : 18/04/2018
 - quota inizio : PIANO CAMPAGNA
 - prof. falda : 4.30 m da quota inizio
 - pagina : 1



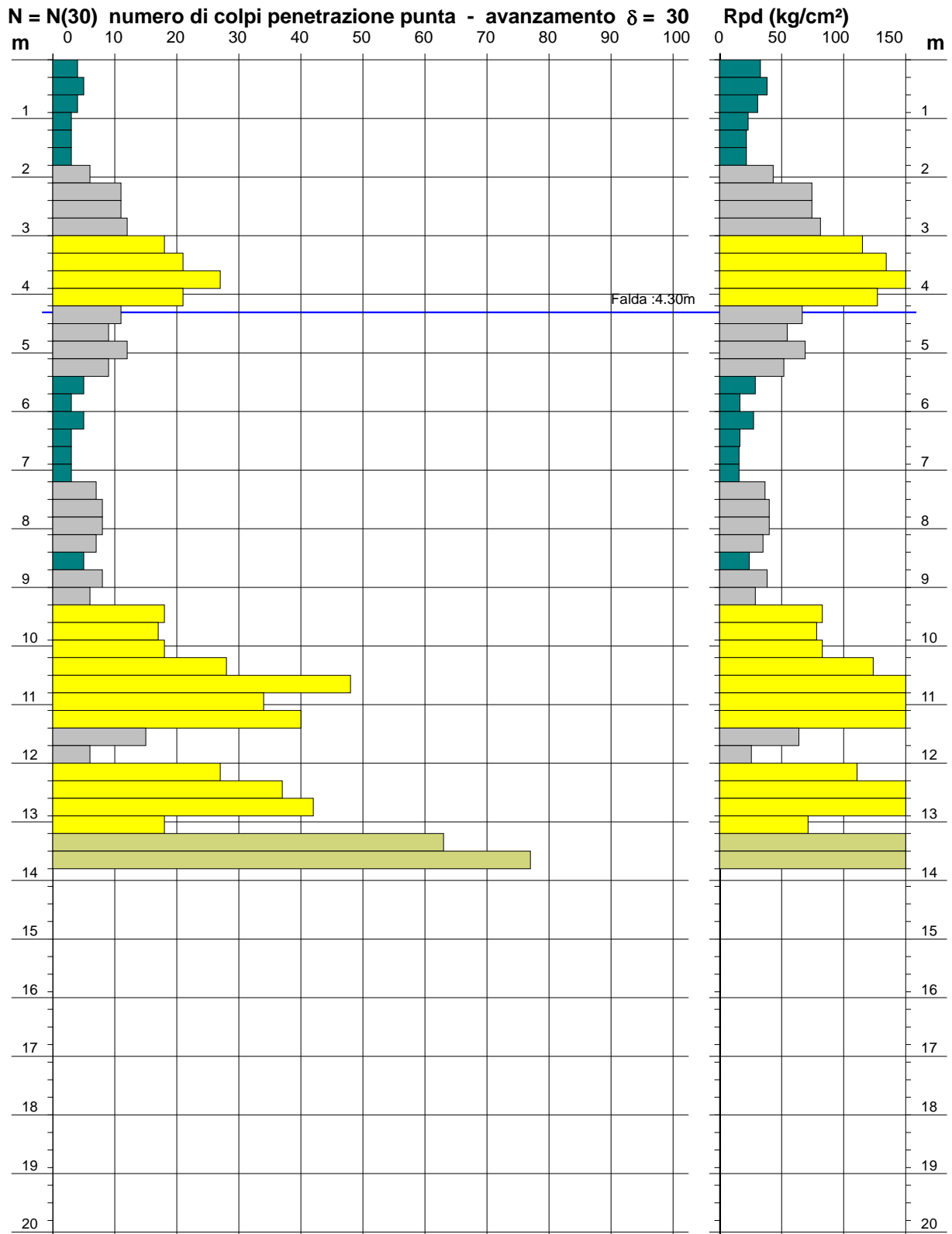
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 3

Scala 1: 100

- committente : MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO
 - lavoro :
 - località : VIGNATE (MI)
 - note :

- data : 18/04/2018
 - quota inizio : PIANO CAMPAGNA
 - prof. falda : 4.30 m da quota inizio
 - pagina : 1



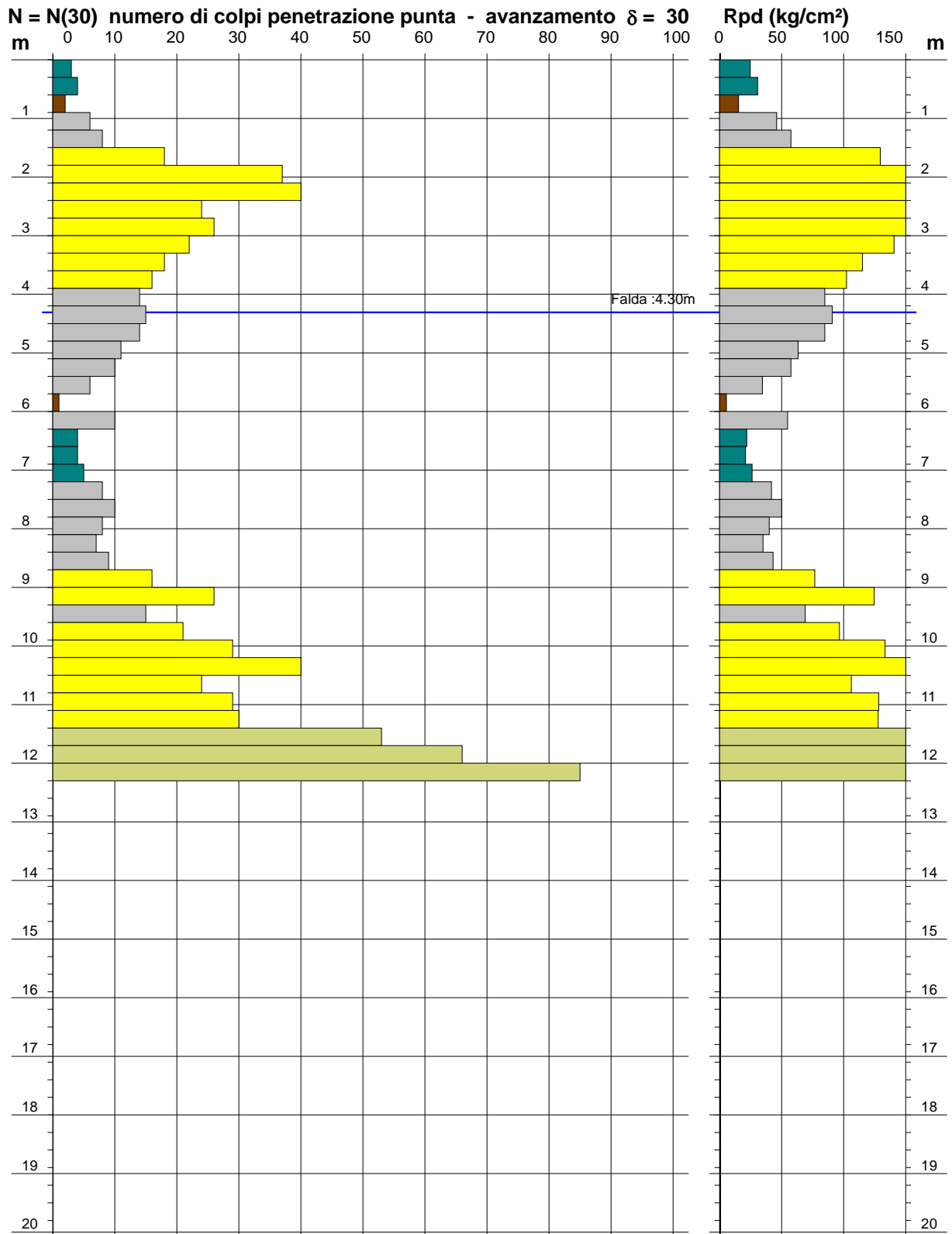
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

DIN 4

Scala 1: 100

- committente : MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO
- lavoro :
- località : VIGNATE (MI)
- note :

- data : 18/04/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4.30 m da quota inizio
- pagina : 1



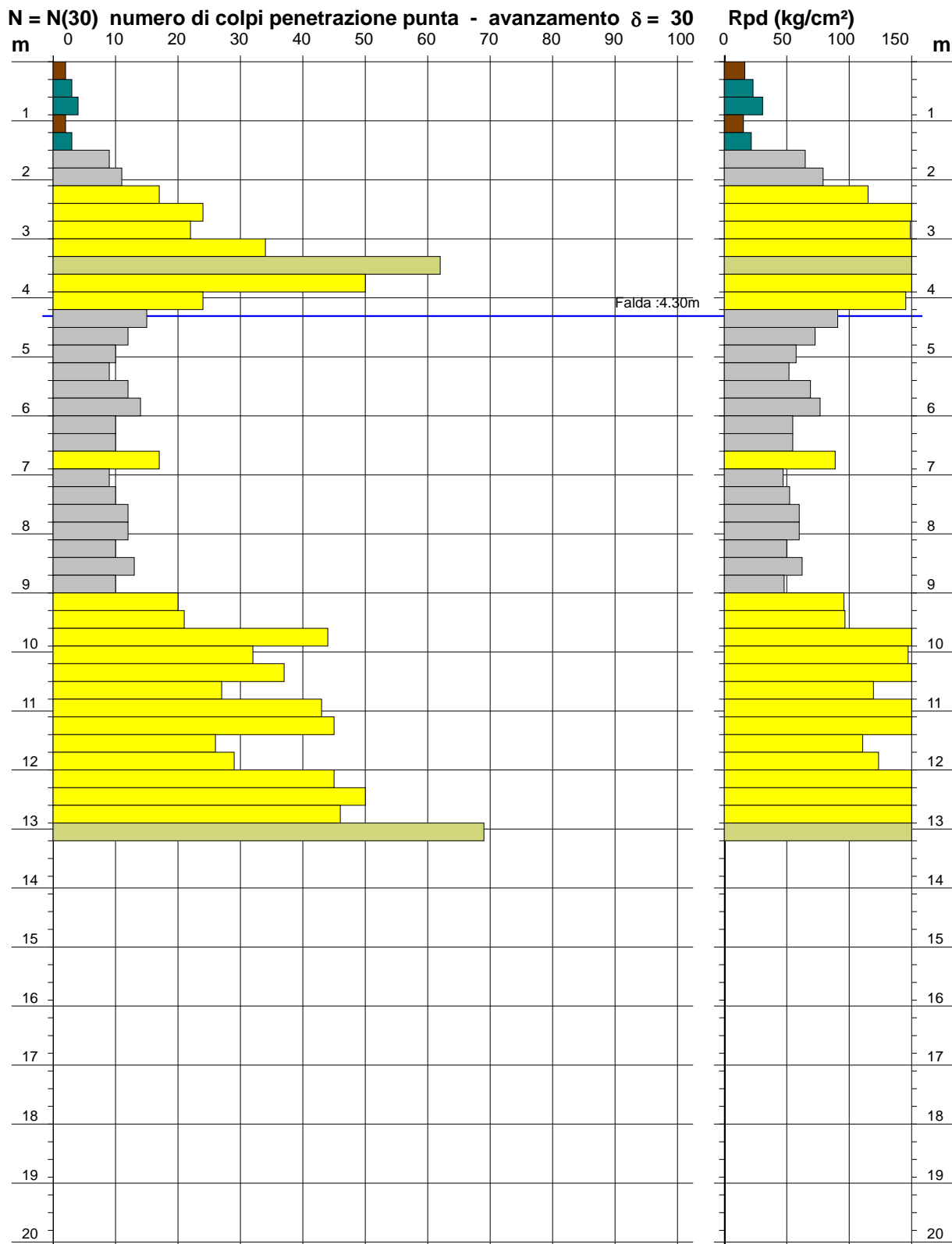
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

DIN 5

Scala 1: 100

- committente : MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO
- lavoro :
- località : VIGNATE (MI)
- note :

- data : 19/04/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4.30 m da quota inizio
- pagina : 1



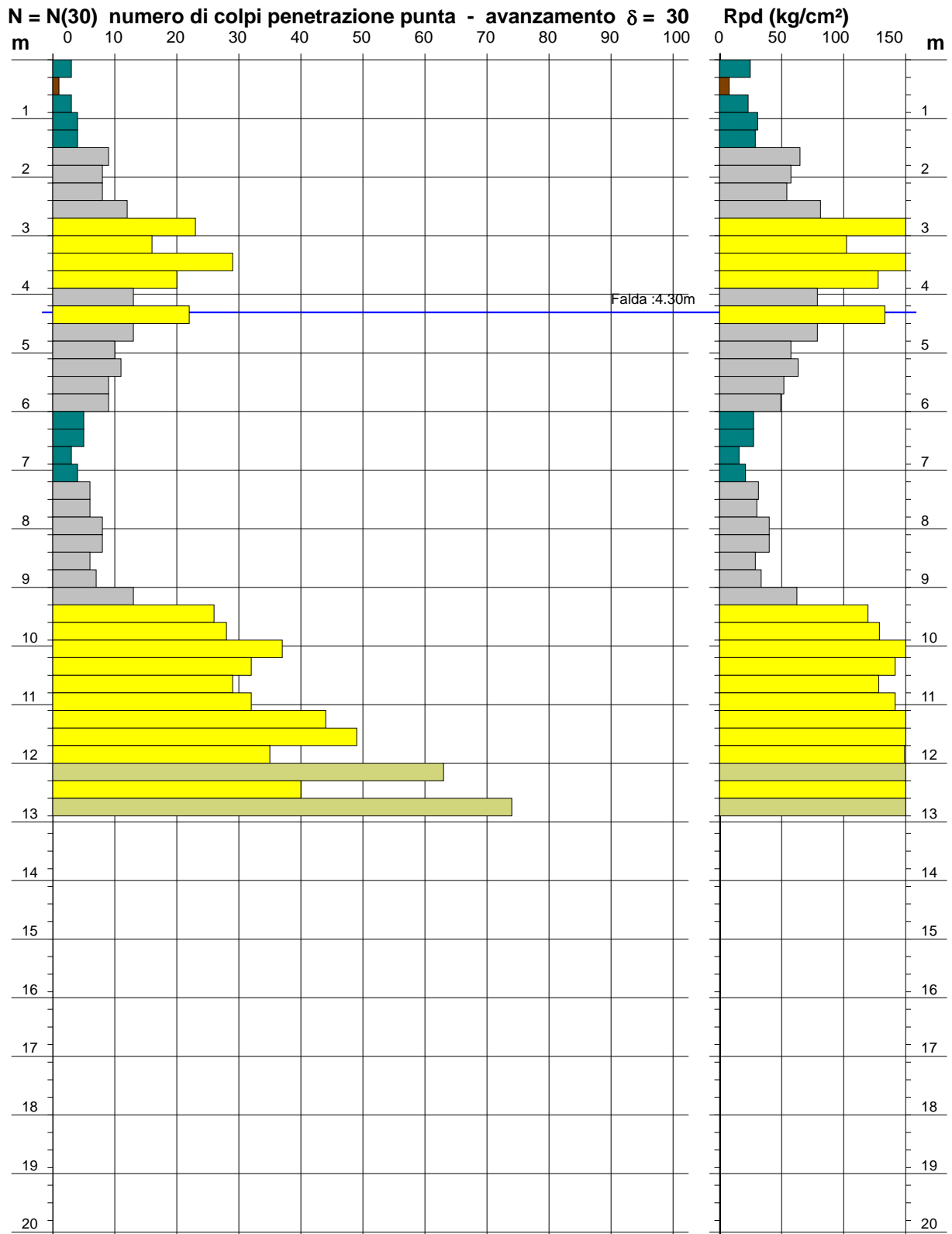
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 6

Scala 1: 100

- committente : MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO
- lavoro :
- località : VIGNATE (MI)
- note :

- data : 19/04/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 4.30 m da quota inizio
- pagina : 1



**SONDAGGIO GEOGNOSTICO E
PROVE DI PERMEABILITA' IN
FORO**

Committente: MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO	Sondaggio: S1
Riferimento: VIGNATE	Data: 24 APRILE 2018
Coordinate: 529.626E - 5.036.856N	Quota: 113,4 m s.l.m.
Perforazione: CAROTAGGIO CONTINUO	

SCALA 1 :75

STRATIGRAFIA

Pagina 1/1

Pz	A r s	Lefranc CV cm/sec	metri batt.	LITOLOGIA	Campioni	prof. m	DESCRIZIONE
						0.4	Terreno di coltivo
			1				Sabbia e ghiaia in matrice limoso argillosa di colore marrone scuro, con ciottoli. Clasti poligenici da millimetrici a centimetrici (max 8-10 cm), forma da prismoidale a subarrotondata, smussati.
		6.88E-03	2				
			3		C1) Dis <	2.8	Ghiaia con sabbia limosa e tracce di argilla, di colore grigio/nocciola chiaro. Clasti poligenici da millimetrici a centimetrici (max 5-10 cm) di forma da subarrotondata a prismoidale, smussati.
			4				
		2.60E-03	5			4.2	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa di colore grigio/nocciola chiaro, con ciottoli. Clasti poligenici in prevalenza carbonatici da millimetrici a centimetrici, subarrotondati e smussati.
			6		C2) Dis <		
			7			7.0	Sabbia con ghiaia in matrice limosa di color nocciola chiaro. Clasti poligenici, centimetrici, di forma da prismatica a subarrotondata, smussati.
			8		C3) Dis <	7.5	Sabbia pulita con rari ciottoli centimetrici. Clasti poligenici prevalentemente carbonatici di forma da prismoidale ad ellissoidale appiattita, smussati.
			9			8.0	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa di colore grigio/nocciola chiaro con ciottoli. Clasti poligenici da centimetrici a pluricentimetrici di forma da subsferica ad appiattita, smussati.
			10		C4) Dis <		
			11			11.5	Ghiaia grossolana in matrice sabbiosa con ciottoli centimetrici. Colore grigio/nocciola chiaro. Clasti poligenici di forma da discoidale a prismatica, smussati. Presenza di lenti limoso argillose.
			12		C5) Dis <		
			13				
			14				
			15			15.0	

Committente: MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO

Sondaggio: S1

Riferimento: VIGNATE

Data: 24 APRILE 2018

Fotografie - Pagina 1/2

Pagina 1



S1: cassetta 0 - 5 metri



S1: cassetta 5 - 10 metri

Committente: MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO

Sondaggio: S1

Riferimento: VIGNATE

Data: 24 APRILE 2018

Fotografie - Pagina 2/2

Pagina 2



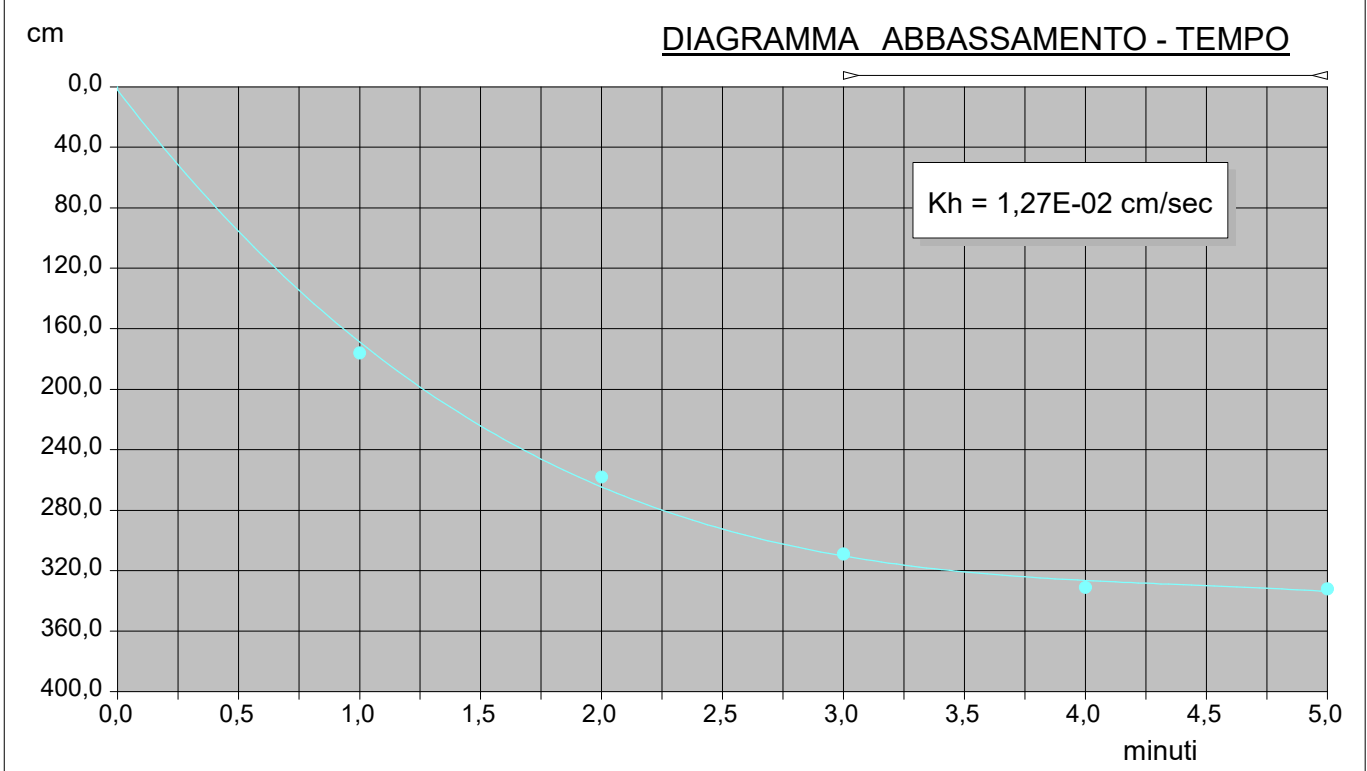
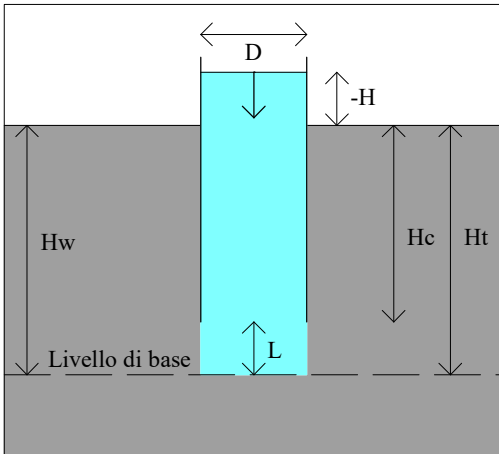
S1: cassetta 10 - 15 metri

PROVA LEFRANC A CARICO VARIABILE

Committente: MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO	Prova: 1
Riferimento: VIGNATE	Data: 24 APRILE 2018
Località:	Orario prova:
Sondaggio: S1	

Prova eseguita in abbassamento	
Livello di base dell'acqua [Hw] (m)	3,00
Livello dell'acqua dal p.c. [H] (m)	-0,60
Diametro del tratto di prova [D] (m)	0,127
Profondità del rivestimento [Hc] (m)	2,50
Profondità del foro [Ht] (m)	3,00
Spessore del tratto di prova [L] (m)	0,50
Coefficiente di forma	0,50

T min	H cm	dH cm	k cm/sec	T min	H cm	dH cm	k cm/sec
0	360,00	0,00					
1	184,00	176,00	2,83E-02				
2	102,00	258,00	2,49E-02				
3	51,00	309,00	2,93E-02				
4	29,00	331,00	2,38E-02				
5	28,00	332,00	1,48E-03				



PROVA LEFRANC A CARICO VARIABILE

Committente: MATTEO BUSNELLI ARCHITETTO

Riferimento: VIGNATE

Prova: 2

Località: VIA LODI/CASCINA S. PEDRINO

Data: 24 APRILE 2018

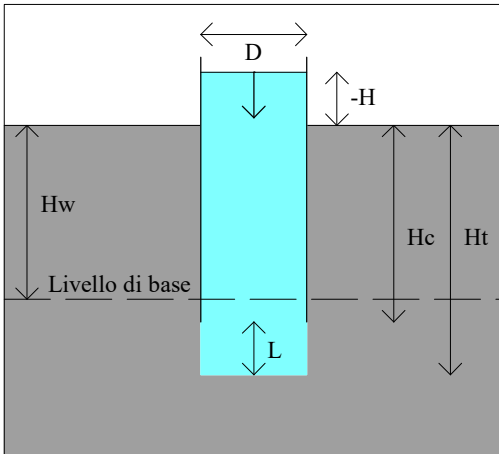
Sondaggio: S1

Orario prova:

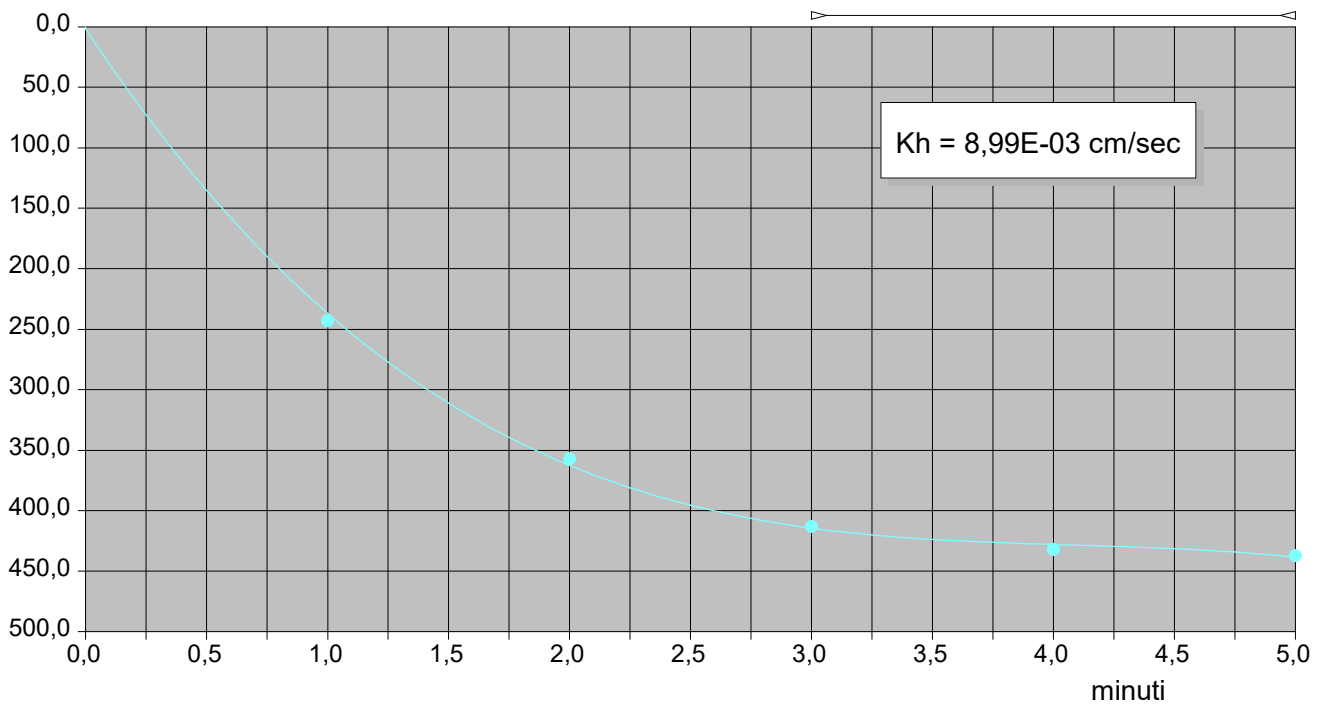
Prova eseguita in abbassamento

Livello di base dell'acqua [Hw] (m)	4,13
Livello dell'acqua dal p.c. [H] (m)	-0,60
Diametro del tratto di prova [D] (m)	0,127
Profondità del rivestimento [Hc] (m)	3,90
Profondità del foro [Ht] (m)	4,50
Spessore del tratto di prova [L] (m)	0,60
Coefficiente di forma	0,60

T min	H cm	dH cm	k cm/sec	T min	H cm	dH cm	k cm/sec
0	473,00	0,00					
1	230,00	243,00	2,54E-02				
2	116,00	357,00	2,41E-02				
3	60,00	413,00	2,32E-02				
4	41,00	432,00	1,34E-02				
5	36,00	437,00	4,58E-03				



cm

DIAGRAMMA ABBASSAMENTO - TEMPO

VELOCITA' DELLE ONDE S
PROVA MASW V_{Seq}

SITO 1 (energizzazione 6m)

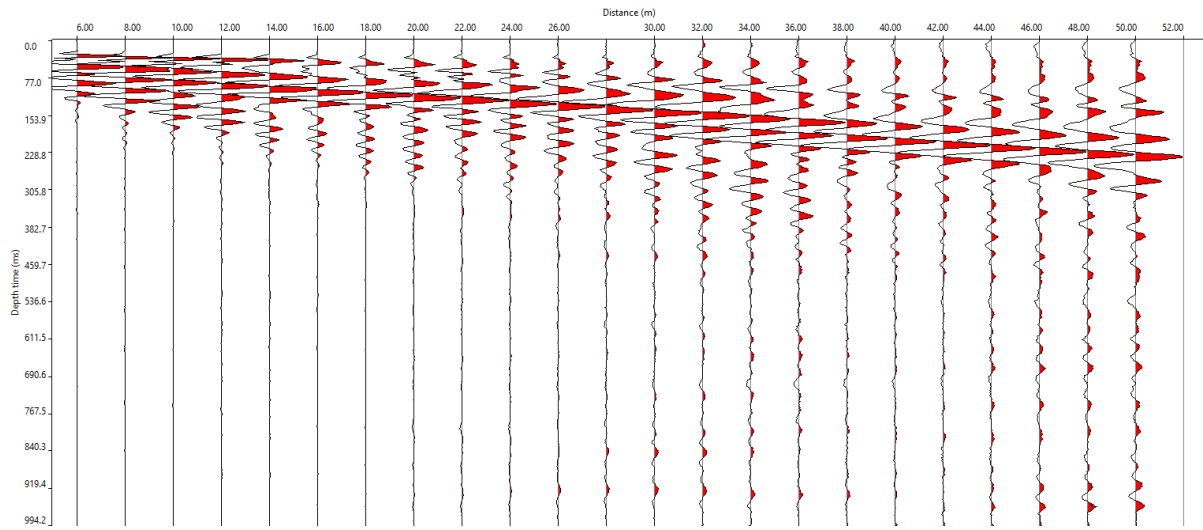


Fig. 1: Sismogramma medio

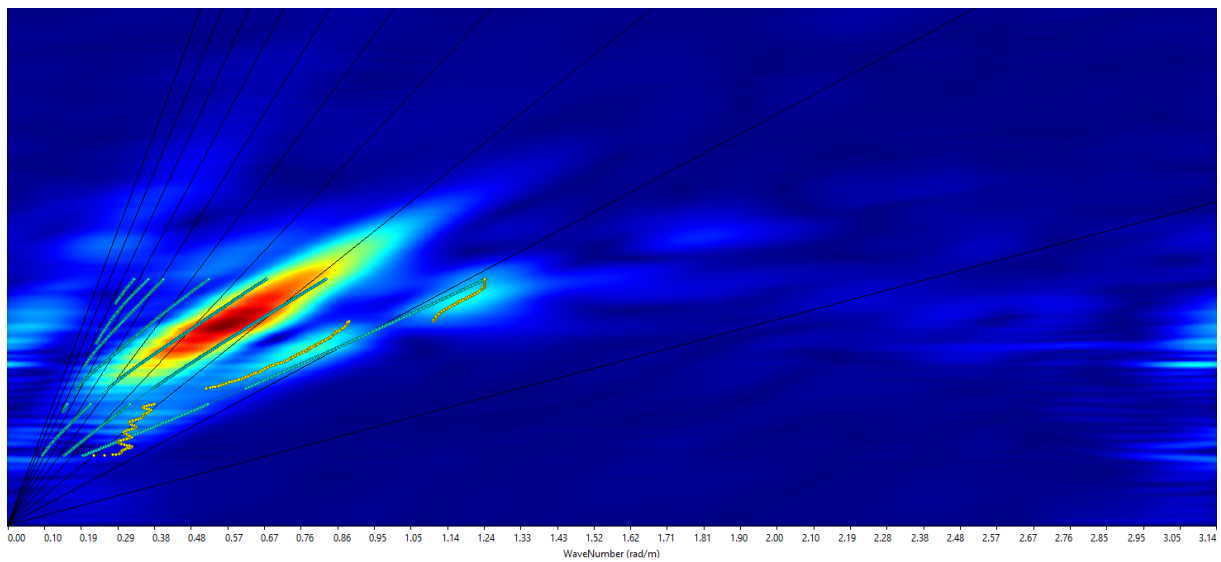


Fig. 2: Spettro Frequenza-velocità

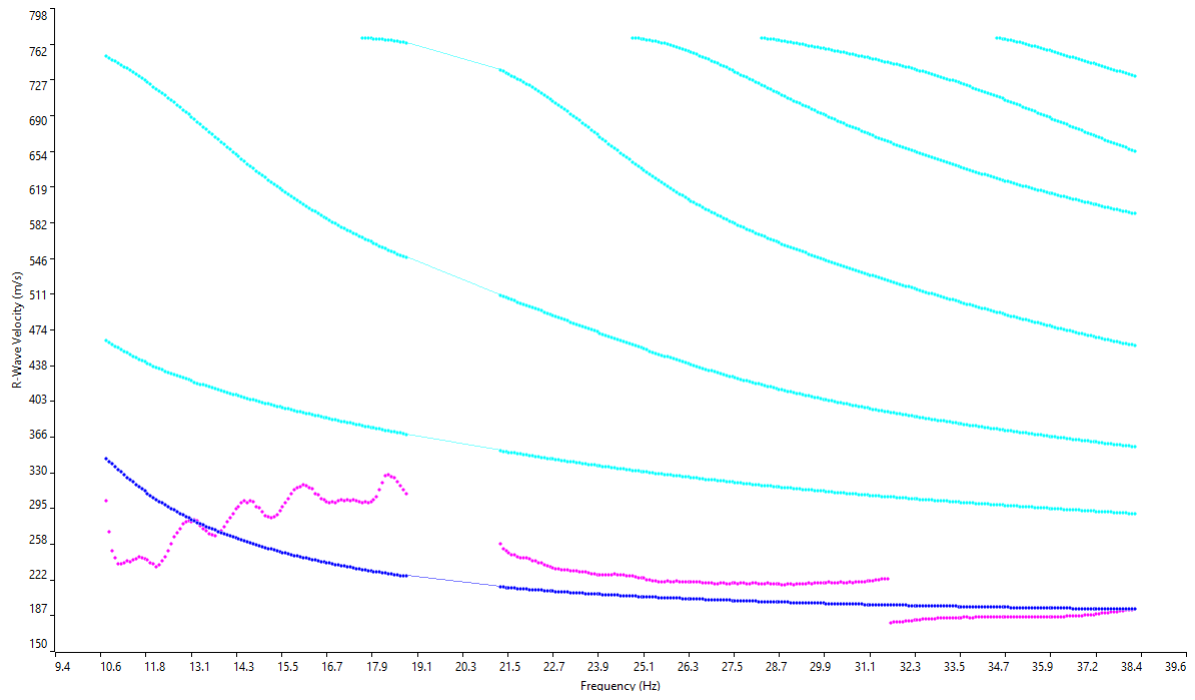


Fig. 3: Curva di dispersione sperimentale (viola) e teorica (blu)

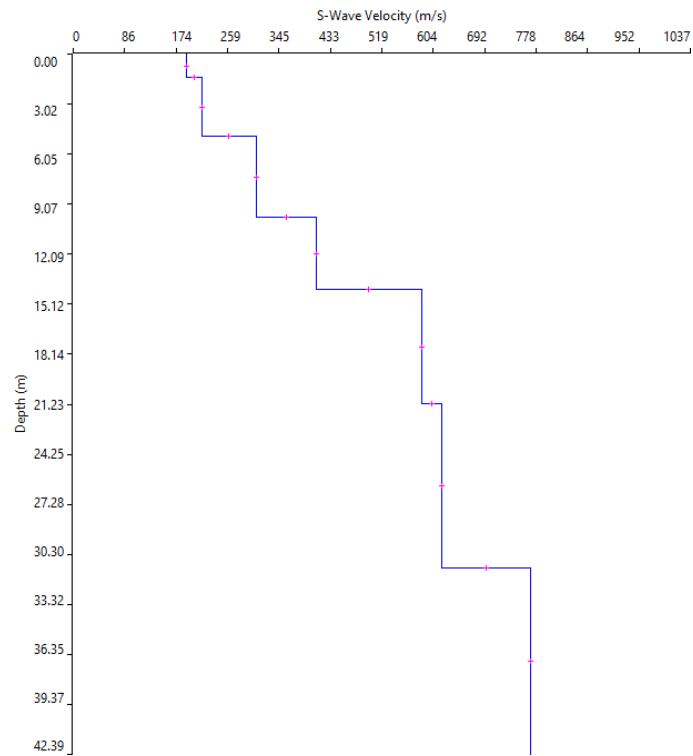


Fig. 4: Distribuzione Vs

SITO 1 (energizzazione 12m)

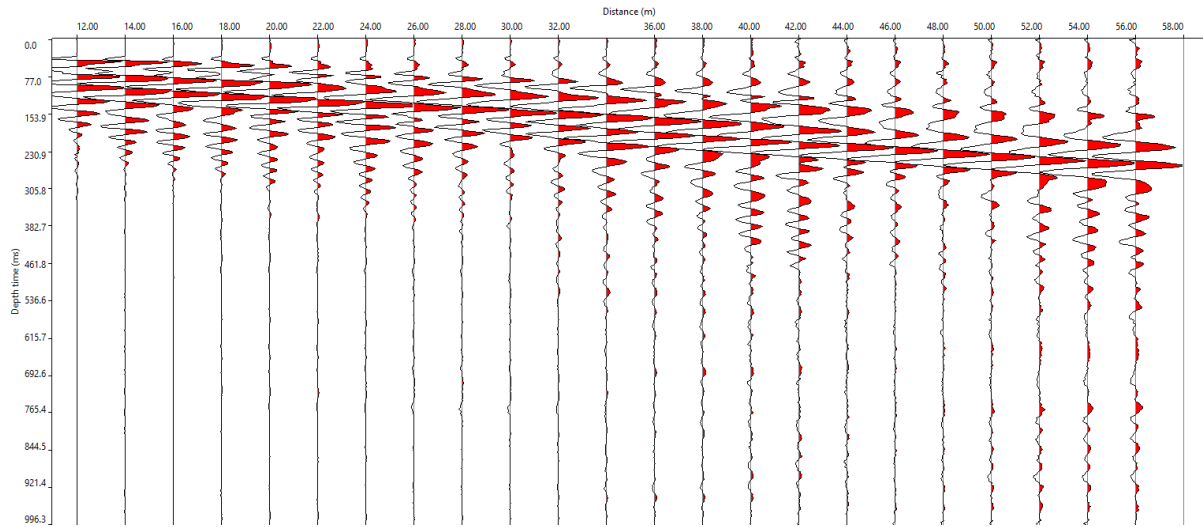


Fig. 5: Sismogramma medio

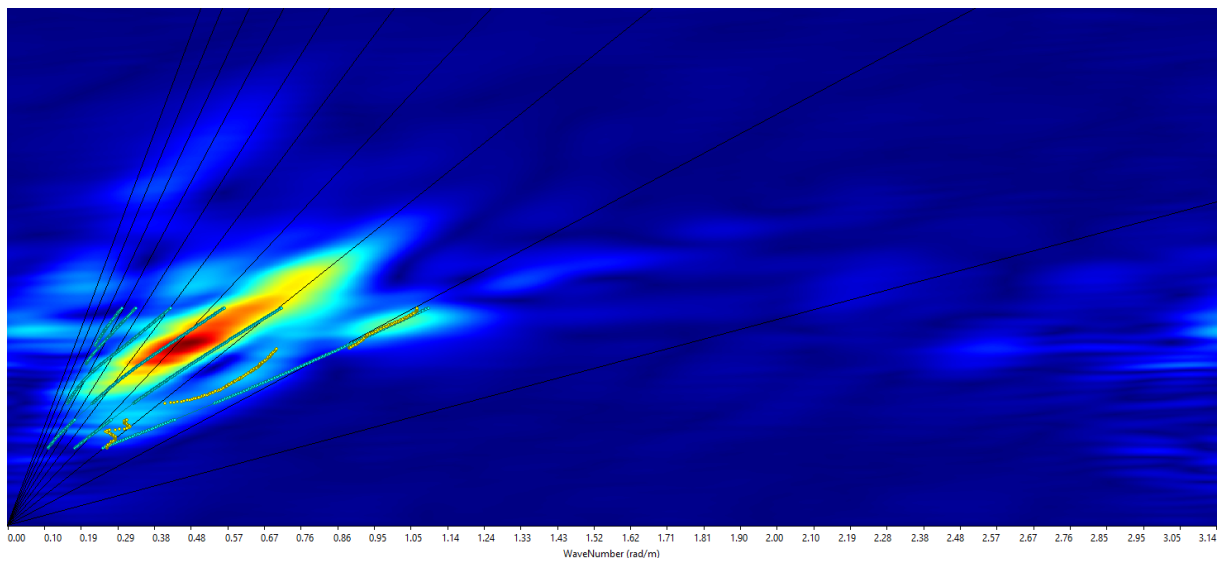


Fig. 6: Spettro Frequenza-velocità

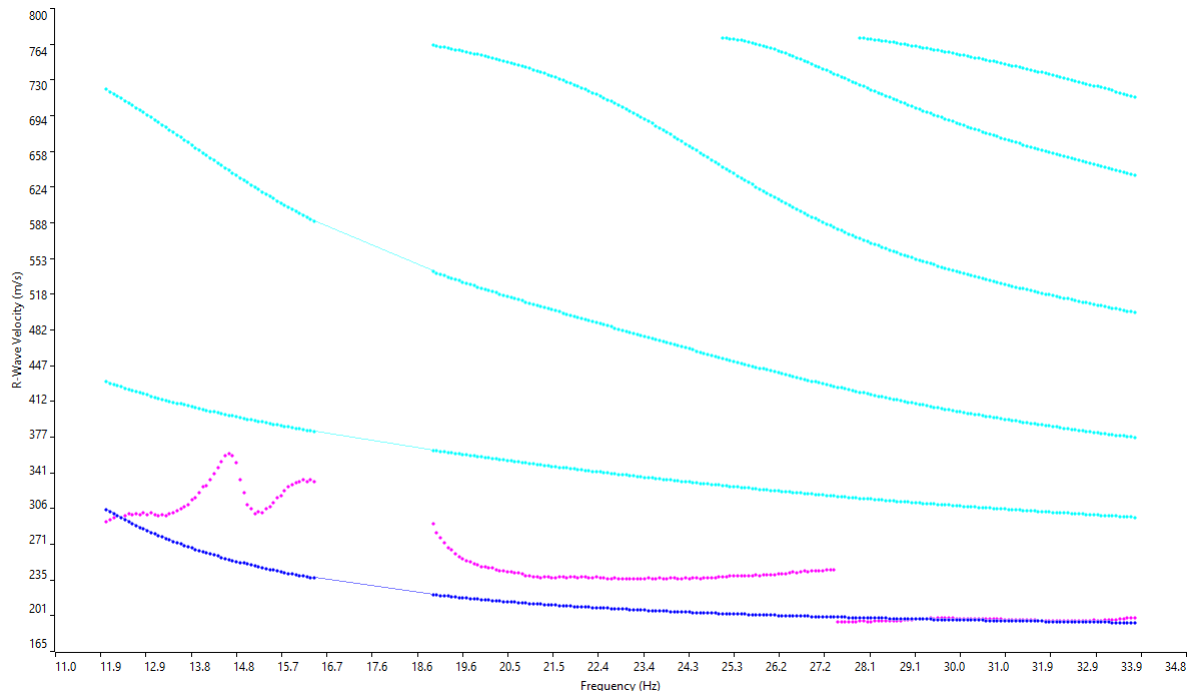


Fig. 7: Curva di dispersione sperimentale (viola) e teorica (blu)

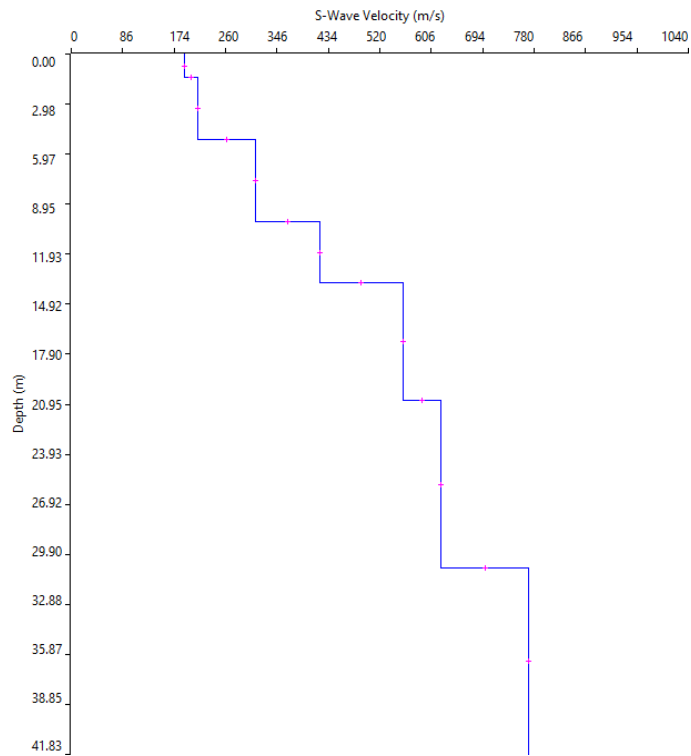


Fig. 8: Distribuzione Vs

CURVE GRANULOMETRICHE

Committente: **Eurogeo S.n.c.**

Località : **Vignate (Mi)**

Data emissione: **08/05/18**

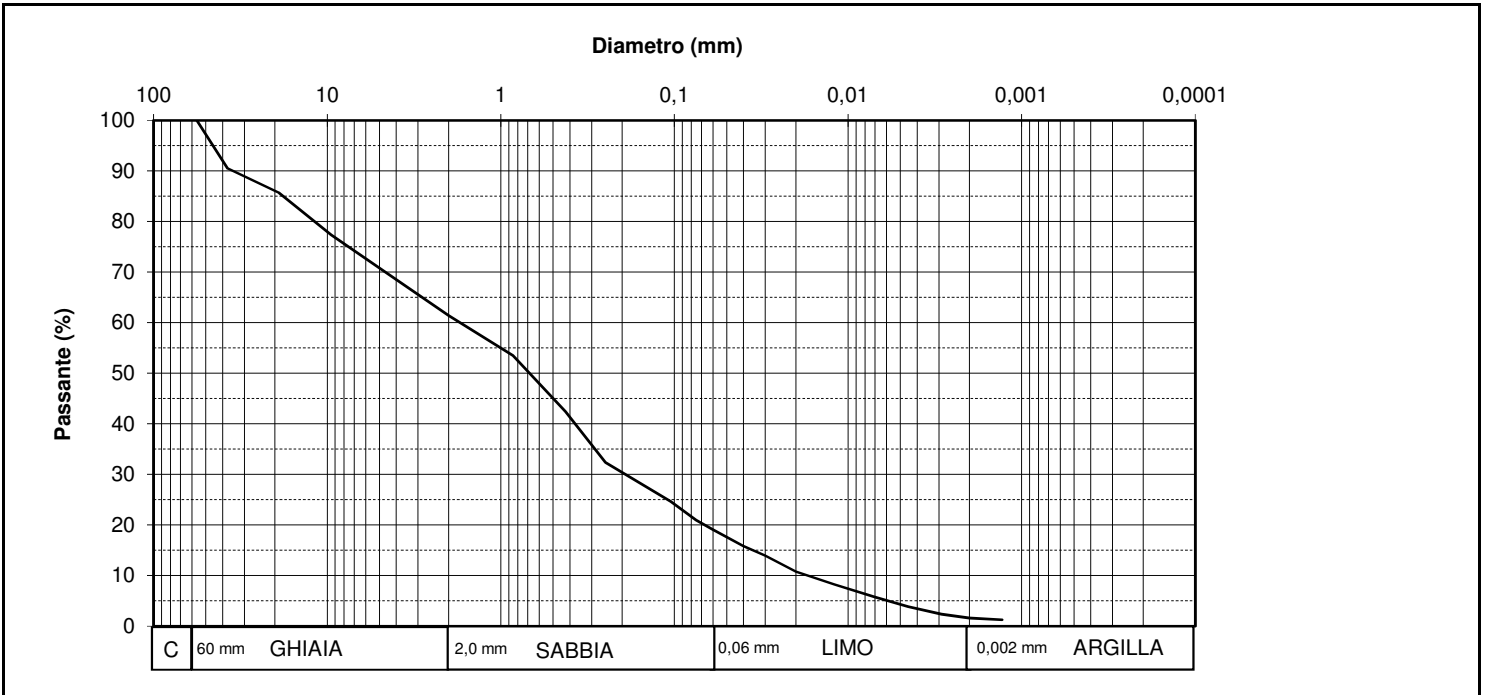
Provenienza: **saggio**

Campione n°: **C1 (rim.)**

Profondità: **3,2 - 3,6 m**

Rapporto di Prova n°: **112/18GD**

Sperimentatore: **Dr. M.Bertasa**



SETACCIATURA					
diametro mm	0	% cumulativa passante	% trattenuto	diametro equivalente	% cumulativa passante
100	0,00	100,00	0,00	0,06	19,04
37,5	9,47	90,53	9,47	0,04	15,87
19	14,26	85,74	4,79	0,03	13,96
9,5	22,64	77,36	8,38	0,02	10,79
4,75	29,74	70,26	7,09	0,012	8,25
2	38,59	61,41	8,86	0,007	5,71
0,85	46,52	53,48	7,93	0,0045	3,81
0,425	57,58	42,42	11,05	0,0029	2,38
0,25	67,66	32,34	10,08	0,002	1,59
0,105	75,35	24,65	7,68	0,0013	1,27
0,075	79,06	20,94	3,71	0,0008	2,54
< 0,075	100,00	0,00	20,94		

DIAMETRO mm		
Diametro massimo D max		56,4
Diametro passante 60% D ₆₀		1,7
Diametro passante 50% D ₅₀		0,69
Diametro passante 30% D ₃₀		0,18
Diametro passante 10% D ₁₀		0,017
COEFFICIENTI		
COEFF. UNIFORMITA' U =	1,00E+02	
COEFF. CURVATURA C =	1,12E+00	
COEFF. PERMEAB. (cm/sec) K =	2,89E-04	

AGI CLASSE GRANULOMETRICA %	
CIOTTOLI:	
GHIAIA :	46,52
SABBIA :	34,44
LIMO :	17,45
ARGILLA :	1,59

DENOMINAZIONE AGI :
ghiaia con sabbia limosa (tracce di argilla)
CLASSIFICAZIONI
CNR UNI 10006:

PARAMETRI DETERMINATI	
PESO DI VOL. γ nat (gr/cm ³) =	
PESO DI VOL. γ sec (gr/cm ³) =	
PESO DI VOL. γ sat (gr/cm ³) =	
SATURAZIONE % S _o =	
INDICE DEI VUOTI ϵ_n =	
POROSITA' n =	
PESO SPEC.(valore assunto) G _s	
UMIDITA' CAMPIONE W _n %	

NOTE:

LABORATORIO ANALISI

L'ANALISTA

M. Bertasa

Laboratorio con sistema di gestione per la qualità certificato da ente accreditato



ASACERT
ISO 9001:2008
QUALITY MANAGEMENT SYSTEM

Committente: **Eurogeo S.n.c.**

Località : **Vignate (Mi)**

Data emissione: **08/05/18**

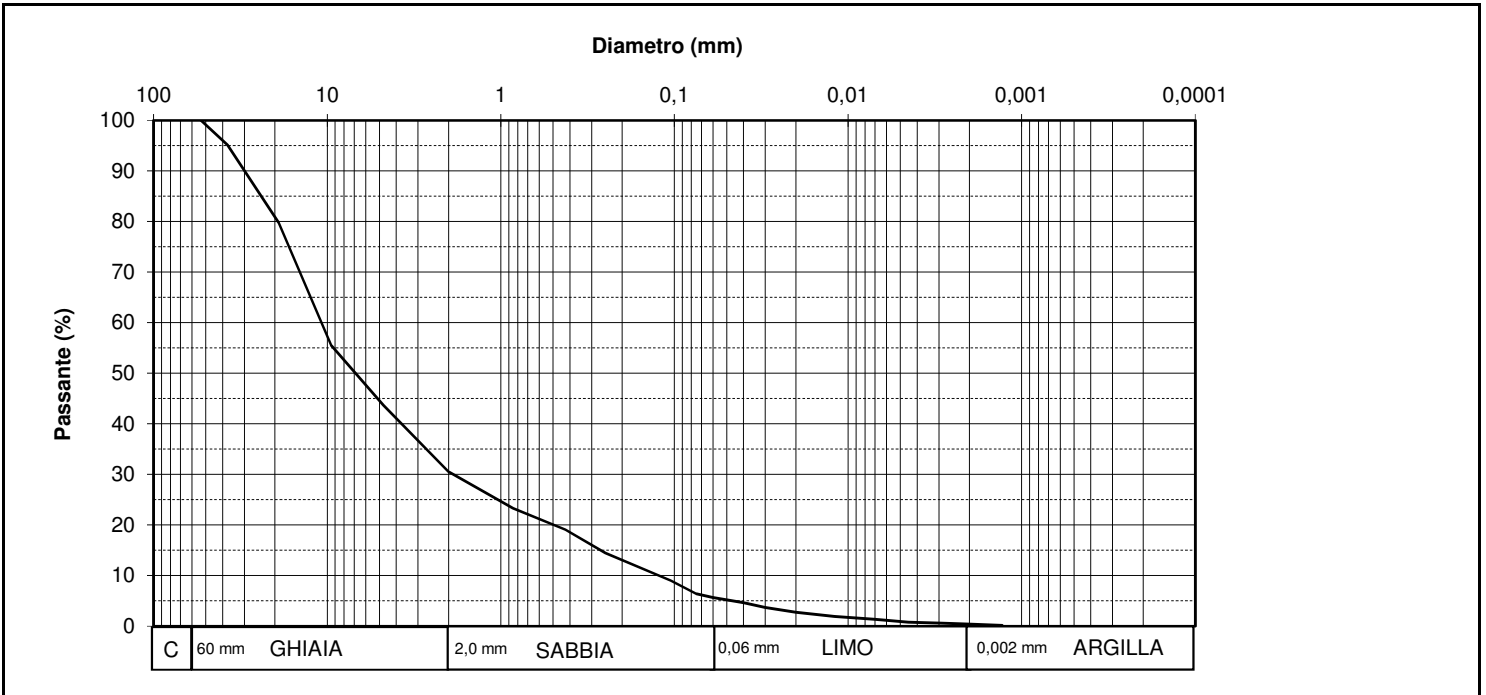
Provenienza: **saggio**

Campione n°: **C2 (rim.)**

Profondità: **6,0 - 6,40 m**

Rapporto di Prova n°: **113/18GD**

Sperimentatore: **Dr. M.Bertasa**



SETACCIATURA					
diametro mm	0	% cumulativa passante	% trattenuto	diametro equivalente	% cumulativa passante
100	0,00	100,00	0,00	0,06	5,62
37,5	4,89	95,11	4,89	0,04	4,66
19	20,23	79,77	15,34	0,03	3,69
9,5	44,45	55,55	24,22	0,02	2,72
4,75	56,29	43,71	11,84	0,012	1,94
2	69,46	30,54	13,17	0,007	1,36
0,85	76,70	23,30	7,23	0,0045	0,78
0,425	80,91	19,09	4,21	0,0029	0,58
0,25	85,58	14,42	4,67	0,002	0,39
0,105	91,00	9,00	5,42	0,0013	0,19
0,075	93,60	6,40	2,60	0,0008	0,78
< 0,075	100,00	0,00	6,40		

DIAMETRO mm		
Diametro massimo D max		53,3
Diametro passante 60% D ₆₀		11
Diametro passante 50% D ₅₀		6,9
Diametro passante 30% D ₃₀		1,8
Diametro passante 10% D ₁₀		0,12
COEFFICIENTI		
COEFF. UNIFORMITA' U =	9,17E+01	
COEFF. CURVATURA C =	2,45E+00	
COEFF. PERMEAB. (cm/sec) K =	1,44E-02	

AGI CLASSE GRANULOMETRICA %	
CIOTTOLI:	
GHIAIA :	76,70
SABBIA :	17,68
LIMO :	5,24
ARGILLA :	0,39

DENOMINAZIONE AGI :
ghiaia sabbiosa debolmente limosa
CLASSIFICAZIONI
CNR UNI 10006:

PARAMETRI DETERMINATI	
PESO DI VOL. γ nat (gr/cm ³) =	
PESO DI VOL. γ sec (gr/cm ³) =	
PESO DI VOL. γ sat (gr/cm ³) =	
SATURAZIONE % S _o =	
INDICE DEI VUOTI ϵ_n =	
POROSITA' n =	
PESO SPEC.(valore assunto) G _s	
UMIDITA' CAMPIONE W _n %	

NOTE:

LABORATORIO ANALISI

L'ANALISTA

M. Bertasa

Laboratorio con sistema di gestione per la qualità
certificato da ente accreditato



ASACERT
ISO 9001:2008
QUALITY MANAGEMENT SYSTEM

Committente: **Eurogeo S.n.c.**

Località : **Vignate (Mi)**

Data emissione: **08/05/18**

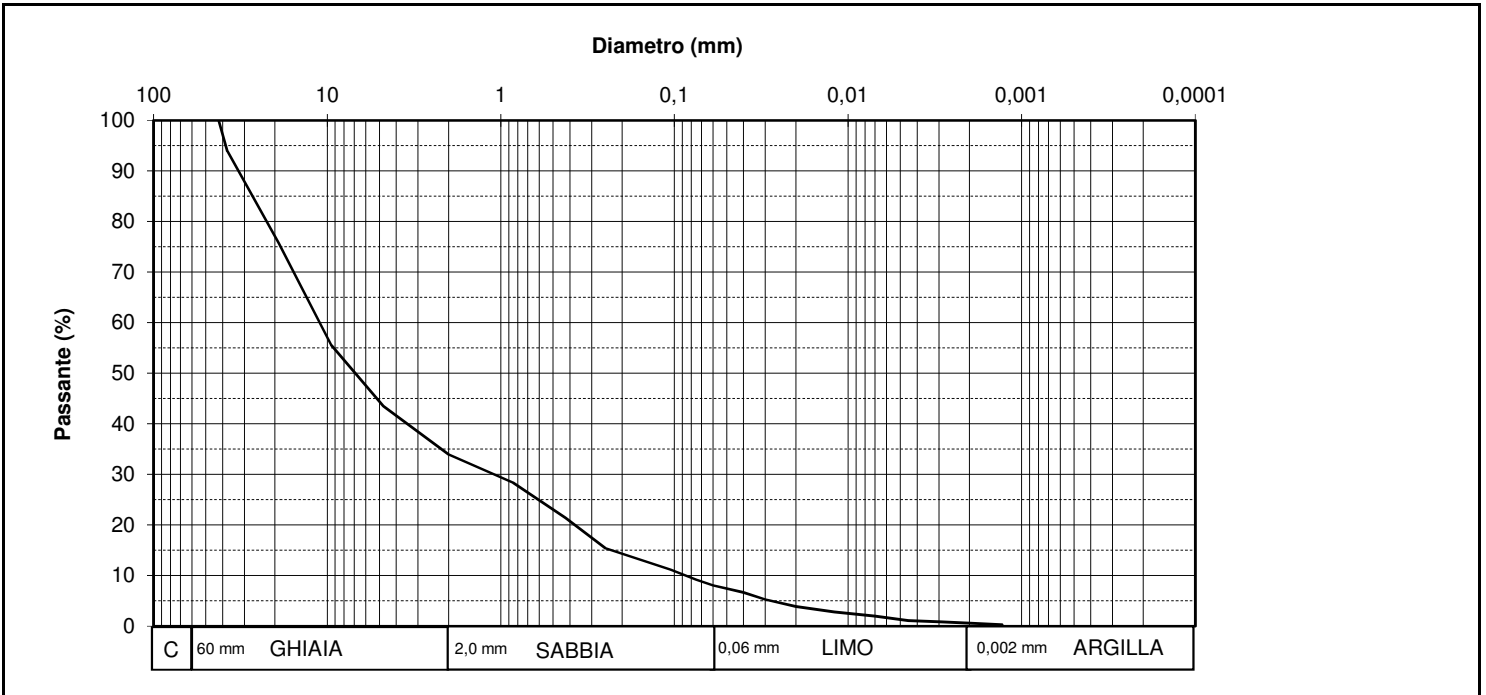
Provenienza: **saggio**

Campione n°: **C4 (rim.)**

Profondità: **10,0 - 10,4 m**

Rapporto di Prova n°: **114/18GD**

Sperimentatore: **Dr. M.Bertasa**



SETACCIATURA					
diametro mm	0	% cumulativa passante	% trattenuto	diametro equivalente	% cumulativa passante
100	0,00	100,00	0,00	0,06	8,08
37,5	6,10	93,90	6,10	0,04	6,69
19	24,32	75,68	18,22	0,03	5,29
9,5	44,44	55,56	20,13	0,02	3,90
4,75	56,48	43,52	12,04	0,012	2,79
2	66,07	33,93	9,59	0,007	1,95
0,85	71,64	28,36	5,57	0,0045	1,11
0,425	78,62	21,38	6,98	0,0029	0,84
0,25	84,62	15,38	6,00	0,002	0,56
0,105	88,83	11,17	4,21	0,0013	0,28
0,075	90,81	9,19	1,98	0,0008	1,11
< 0,075	100,00	0,00	9,19		

DIAMETRO mm		
Diametro massimo D max		42,2
Diametro passante 60% D ₆₀		11
Diametro passante 50% D ₅₀		6,9
Diametro passante 30% D ₃₀		1,1
Diametro passante 10% D ₁₀		0,086
COEFFICIENTI		
COEFF. UNIFORMITA' U =	1,28E+02	
COEFF. CURVATURA C =	1,28E+00	
COEFF. PERMEAB. (cm/sec) K =	7,40E-03	

AGI CLASSE GRANULOMETRICA %	
CIOTTOLI:	
GHIAIA :	71,64
SABBIA :	20,28
LIMO :	7,52
ARGILLA :	0,56

DENOMINAZIONE AGI :
ghiaia sabbiosa debolmente limosa
CLASSIFICAZIONI
CNR UNI 10006:

PARAMETRI DETERMINATI	
PESO DI VOL. γ nat (gr/cm ³) =	
PESO DI VOL. γ sec (gr/cm ³) =	
PESO DI VOL. γ sat (gr/cm ³) =	
SATURAZIONE % S _o =	
INDICE DEI VUOTI ϵ_n =	
POROSITA' n =	
PESO SPEC.(valore assunto) G _s	
UMIDITA' CAMPIONE W _n %	

NOTE:

LABORATORIO ANALISI

L'ANALISTA

M. Bertasa

Laboratorio con sistema di gestione per la qualità
certificato da ente accreditato



ASACERT
ISO 9001:2008
QUALITY MANAGEMENT SYSTEM