



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. 01LM-RG 20/11/2018

COMUNE DI BREMBATE

Piazza Don Todeschini, 2 – Brembate (BG)



AMPLIAMENTO E RISTRUTTURAZIONE CIMITERO COMUNALE DI BREMBATE

Relazione geologica

Bergamo, 20 novembre 2018



INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	4
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	5
3.1 Lineamenti geologici e geomorfologici	5
3.2 Inquadramento idrogeologico	8
4. RISPOSTA SISMICA LOCALE, FATTIBILITA' GEOLOGICA E VINCOLI	10
4.1 Caratterizzazione sismica	10
4.2 Fattibilità geologica	13
4.3 Carta dei vincoli	14
5. CONCLUSIONI	15



1. PREMESSA E INTRODUZIONE

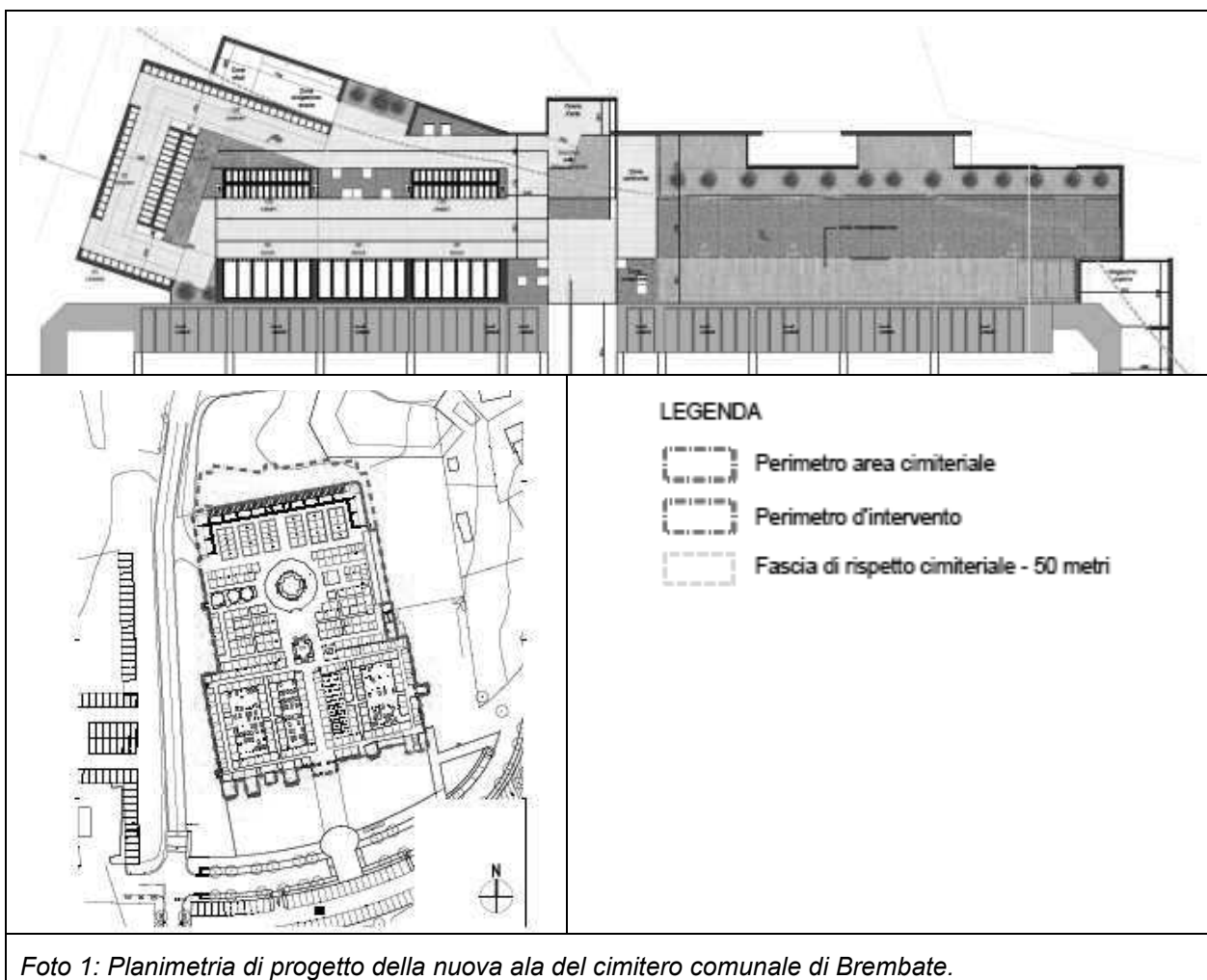
Su incarico del Comune di Brembate è stato redatto lo studio geologico dell'area sulla quale insiste il cimitero comunale, in prossimità di via Tiziano Vecellio, a supporto del progetto di ampliamento.

Scopo dello studio è quello di inquadrare l'ambito di intervento rispetto alle limitazioni/vincoli espressi dallo studio geologico redatto a supporto del PGT vigente, nonché la situazione geolitologica/idrogeologica locale.



2. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

L'ampliamento del cimitero interessa lo spigolo nord dell'attuale perimetro e prevede la realizzazione di una stecca di loculi, di ossari e cinerari nella parte ovest e di un'area di preghiera e di un campo di mineralizzazione nella parte est.





3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Gli elementi geologici ed idrogeologici relativi all'area di studio sono stati ricavati dalla Carta Geologica d'Italia, dalla componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del Piano del Governo del Territorio di Brembate (GEA, 2011), nonché dalla *Componente geologica nella pianificazione territoriale* redatta dal Dott. Pedrali (1999).

3.1 Lineamenti geologici e geomorfologici

Il Comune di Brembate si trova nella parte centro occidentale della pianura bergamasca, in prossimità del confine con la Provincia di Milano.

L'assetto geologico di quest'area presenta i caratteri tipici della successione di depositi fluvioglaciali ed alluvionali che hanno determinato il progressivo colmamento del mare Pliocenico e la conseguente formazione della Pianura Padana.

L'area di Brembate ricade nel Foglio 097 VIMERCATE della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 (progetto CARG).

Le unità affioranti sono (Figura 1):

- *Supersintema di Besnate indistinto* (Unità Cartografica BE, colore beige): si tratta di depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaie a supporto di matrice, da ghiaie organizzate in livelli a supporto di matrice e clastico, da sabbie e limi. L'alterazione è moderata con profili poco evoluti che si spingono fino alla profondità di 4 m circa. *Pleistocene medio - Pleistocene Superiore*.
- *Unità di Bulgarograsso* (U.C. BXE, colore giallo ocra): facente parte del Supersintema di Besnate, è costituita da ghiaie fluvioglaciali a supporto clastico, poligeniche, poco alterate. *Pleistocene medio - Pleistocene Superiore*.
- *Unità di Ponte San Pietro* (U.C. BPO, colore verde con righe orizzontali): facente parte del Supersintema di Besnate è costituito da ghiaie a supporto clastico con matrice sabbiosa e sabbioso limosa. Ciottoli arrotondati, spesso discoidali, in prevalenza carbonatici; limi di esondazione a tetto (depositi fluvioglaciali). Profili di alterazione relativamente poco evoluti, che raggiungono spessori compresi tra 1,4 e 2 m, di colore prevalente 7,5YR. La copertura loessica è comunemente assente. *Pleistocene medio - Pleistocene Superiore*.

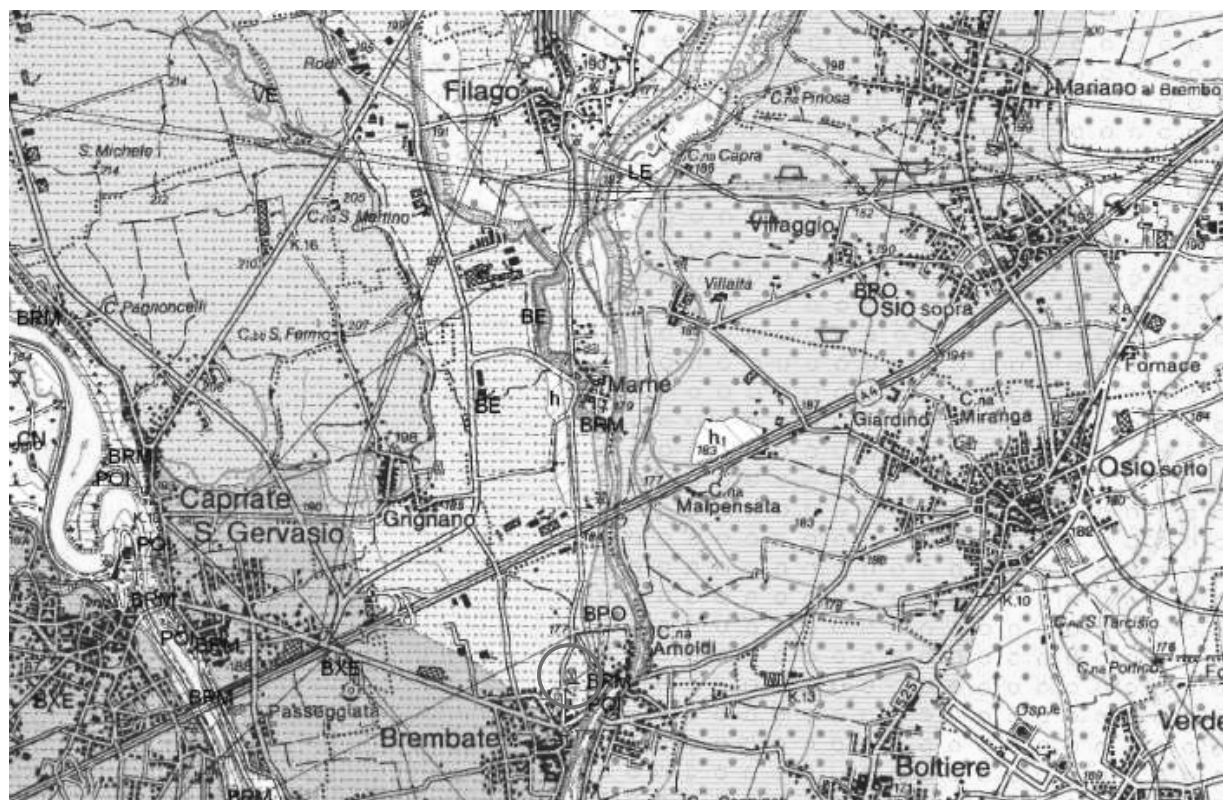


- Ceppo del Brembo (U.C. BRM, colore giallo ocra): si tratta di conglomerati costituiti da ghiaie a supporto clastico con matrice arenacea; ciottoli, ben arrotondati, poligenici, di provenienza brembana. Intercalazione basali di limi, argille e sabbie. Forte cementazione (depositi fluviali). *Pleistocene inferiore*.

Il cimitero ricade nell'area di affioramento del Supersistema di Besnate.

I suoli sono HAPLUDALFS da moderatamente profondi a profondi, su substrato ciottoloso eterogeneo, con scheletro da scarso a comune in superficie e da comune ad abbondante in profondità, con reazione subacida, saturazione bassa in superficie e media profondità, drenaggio buono, localmente rapido.

Le stratigrafie dei pozzi presenti nelle vicinanze evidenziano la predominanza nel sottosuolo di ghiaie e sabbie talvolta argillose e conglomerati. Ulteriori elementi riguardanti il primo sottosuolo sono stati desunti dalla caratterizzazione idrogeologica del territorio di Brembate. Sono infatti identificate fino a 10-20 metri di profondità ghiaie poligeniche anche grossolane e sabbie localmente cementate, con intercalati sottili livelli di sabbie/sabbie limoso-argillose.



Legenda

SUPERSINTEMA DI BESNATE

Depositi fluvio-glaciali e glaciali, caratterizzati da profili d'alterazione poco evoluti, che raggiungono spessori sino a 4 m. Copertura loessica sporadica. Forme ben conservate (cordoni morenici e piani fluvio-glaciali terrazzati).

SUPERSINTEMA DI BESNATE INDISTINTO (BE)

Ghiaie a supporto di matrice, ghiaie organizzate in livelli a supporto di matrice e clastico, sabbie, limi (depositi fluvio-glaciali). Alterazione moderata con profili poco evoluti che si spingono fino alla profondità di 4 m circa.

UNITÀ DI GUANZATE (BEZ)

Diamicton massivi a supporto di matrice (til di alloggiamento e di ablazione). Ghiaie e sabbie stratificate (depositi fluvio-glaciali). Superficie limite superiore caratterizzata da: morfologia ben conservata, copertura loessica discontinua presente; profilo di alterazione evoluto con profondità massima del fronte di decarbonatazione compreso tra i 3 e i 4 m circa, colore 7.5YR.

UNITÀ DI CADORAGO (BEE)

Ghiaie massive o organizzate, a supporto di clasti o di matrice, ciottoli con dimensioni massime da centimetriche a 30 cm, poligenica; intercalazioni sabbiose (depositi fluvio-glaciali). Diamicton a supporto di matrice (depositi glaciali). Alterazione limitata alla porzione superficiale. Limi (depositi di esondazione). Copertura loessica discontinua.

UNITÀ DI MINOPRIO (BMI)

Ghiaie a supporto di matrice e a supporto clastico con matrice sabbiosa; locali intercalazioni sabbiose (depositi fluvio-glaciali). Alterazione moderata, più elevata nei livelli superiori.

UNITÀ DI BULGAROGRASSO (BXE)

Ghiaie a supporto clastico, poligeniche, poco alterate (depositi fluvio-glaciali).

PLEISTOCENE MEDIO - PLEISTOCENE SUPERIORE

UNITÀ DI PONTE SAN PIETRO (BPO)

Ghiaie a supporto clastico con matrice sabbiosa e sabbioso limosa, carbonatica; ciottoli arrotondati, spesso discoidali, in prevalenza carbonatici; limi di esondazione a tetto (depositi fluvio-glaciali).

Profili d'alterazione relativamente poco evoluti, che raggiungono spessori compresi tra 1,4 e 2 m, di colore prevalente 7.5YR. La copertura loessica è comunemente assente.

CEPPO DEL BREMBO

Conglomerati costituiti da ghiaie a supporto clastico, con matrice arenacea; ciottoli, ben arrotondati, poligenici, di provenienza brembana. Intercalazioni basali di limi, argille e sabbie. Forte cementazione (depositi fluviali).

PLEISTOCENE INFERIORE

Figura 1: Stralcio della Carta Geologica d'Italia Foglio 097 Vercelli (CARG).



3.2 ***Inquadramento idrogeologico***

Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico, la carta idrogeologica allegata allo studio geologico di supporto alla pianificazione redatto dal Dott. Pedrali (*Figura 2*), ha ricostruito l'assetto idrogeologico del comprensorio posto immediatamente a nord della confluenza tra i Fiumi Adda e Brembo, ove ricade anche il territorio di Brembate.

Il sottosuolo del territorio di Brembate è stato suddiviso in cinque unità omogenee dal punto di vista idrogeologico:

- Unità ghiaioso-sabbiosa: è costituita da ghiaie poligeniche anche grossolane e sabbie localmente cementate con intercalati sottili livelli di sabbie/sabbie limoso-argillose. Lo spessore è di circa 10-20 m.
- Unità ghiaioso-sabbioso-limosa: si tratta di limi sabbiosi-limi argillosi con ghiaie aventi spessore massimo di 10-20 m.
- Unità ghiaioso-conglomeratica (Ceppo): è costituita da ghiaie anche grossolane con sabbie alternate ad orizzonti di conglomerati poligenici. L'unità è sede di una falda di tipo libero, mentre lo spessore dell'unità è mediamente di 50-60 m.
- Unità ghiaioso-argillosa: costituita da intercalazioni di ghiaie e sabbie con livelli continui di argille limose o argille con ghiaie, è sede di acquiferi di tipo confinato o semiconfinato captati dai pozzi più profondi.
- Unità limoso-argillosa: si tratta di limi argillosi e/o sabbiosi ed argille di origine continentale con livelli di torbe.

La superficie piezometrica ha quota compresa tra i 154 metri del settore settentrionale ed i 138 metri sul livello del mare di quello meridionale, mentre la direzione prevalente del deflusso idrico è compresa tra nord nordest-sud sud sudovest con variazioni locali in prossimità dei due corsi d'acqua.

La soggiacenza della prima falda in corrispondenza dell'area cimiteriale è di circa 27 metri.





4. RISPOSTA SISMICA LOCALE, FATTIBILITA' GEOLOGICA E VINCOLI

4.1 Caratterizzazione sismica

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 di 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.

I valori di a_g 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).

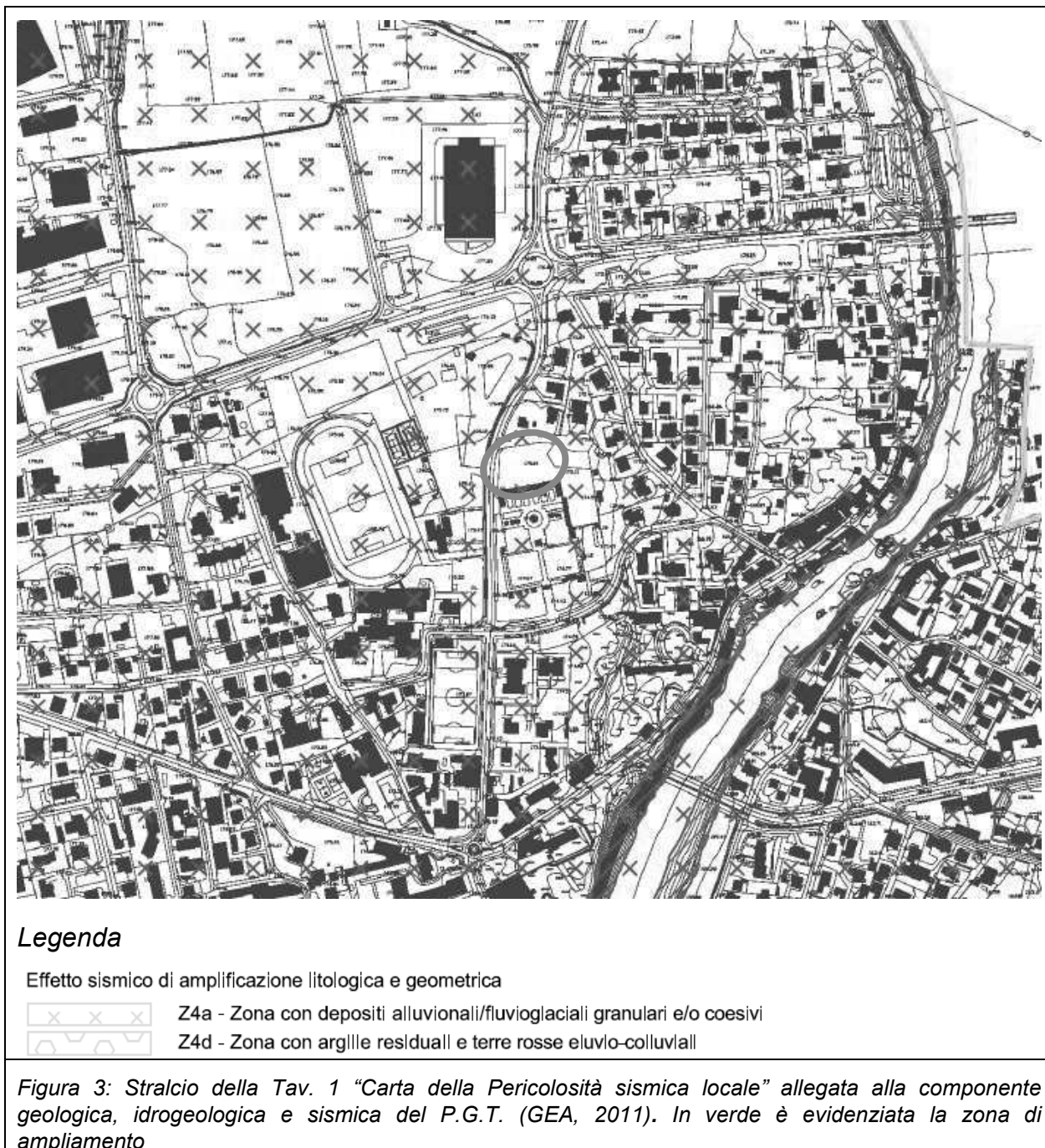
Si chiama "risposta sismica locale" l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido.

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 (*Figura 3*).





La Carta della Pericolosità Sismica allegata alla Componente Geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. (TAV. 1) colloca gran parte dell'abitato di Brembate nello scenario di Pericolosità Sismica Locale **Z4a**, zona di fondovalle con depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi.

La verifica della categoria sismica del sottosuolo mediante l'esecuzione di indagini ad hoc è rimandata ad una fase di progettazione più avanzata.



4.2 Fattibilità geologica

Lo studio geologico di supporto al P.G.T. ha come finalità la suddivisione del territorio comunale sulla base della maggiore o minore vocazione urbanistica, fornendo indicazioni circa gli accorgimenti e le cautele necessarie in fase di progettazione e realizzazione delle opere al fine di ridurre i rischi legati alle caratteristiche geologiche ed idrogeologiche del territorio.

A seguito della composizione dei diversi tematismi trattati, l'estensore dello studio geologico di supporto alla pianificazione, ha attribuito per l'ambito territoriale in cui ricade il sito oggetto dell'intervento una fattibilità geologica di classe 2 (*fattibilità con modeste limitazioni, Figura 4*), caratterizzata dall'assenza di particolari problematiche di tipo geologico. Le NTA prescrivono comunque l'esecuzione di adeguate indagini geotecniche per le opere edilizie, come peraltro previsto dal D.M. 14/01/08 e DM 17/01/18.



Figura 4: Stralcio della Tav. 5A "Carta della Fattibilità geologica" allegata alla componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. (GEA, 2011). In rosso è evidenziata la zona di ampliamento



4.3 Carta dei vincoli

Lo spigolo sud-occidentale dell'attuale perimetro cimiteriale ricade nella zona di rispetto delle captazioni idropotabili (raggio 200 m), all'interno della quale valgono le limitazioni previste dal D.P.R. 258/2000.

L'area vincolata, delimitata con criterio geometrico (Figura 5), comprende al suo interno l'area di tutela assoluta (raggio 10 m), presidio a tutela delle aree immediatamente prossime alle opere di captazione ad uso potabile di Via Vecellio e via Oratorio.

La nuova ala cimiteriale in progetto è esterna al vincolo.



Figura 5: Zona di rispetto (colore blu) delle captazioni ad uso idropotabile di Via T. Vecellio e via Oratorio.

Il bollo rosso individua la zona di ampliamento.



5. CONCLUSIONI

Su incarico del Comune di Brembate è stato redatto lo studio geologico dell'area sulla quale insiste il cimitero comunale, in prossimità di via Tiziano Vecellio, a supporto del progetto della nuova ala cimiteriale.

I dati relativi alle classificazioni di seguito elencate fanno riferimento alla componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del Piano del Governo del Territorio del Comune di Brembate.

Scenario di Pericolosità Sismica Locale: **Z4a**;

Fattibilità Geologica: **Classe 2**.

Dal punto di vista geologico e litologico, il sito in esame si caratterizza per la presenza di depositi fluvioglaciali ghiaioso-sabbiosi con buone-discrete caratteristiche geotecniche. I suoli sono HAPLUDALFS, da moderatamente profondi a profondi, caratterizzati da drenaggio buono, localmente rapido.

Da punto di vista idrogeologico, gli interventi in progetto non interferiranno con la falda freatica il cui livello si trova a c.ca 27-30 metri di profondità dal piano campagna.

A conclusione dello studio svolto si ritiene l'intervento edilizio compatibile con l'assetto geologico del sito.

L'analisi geotecnica con gli approfondimenti richiesti dalla classe di fattibilità geologica di pertinenza sono rimandati ad una fase di progettazione più avanzata.

Dott. Geol. Renato Caldarelli

Dott. Geol. Massimo Elitropi



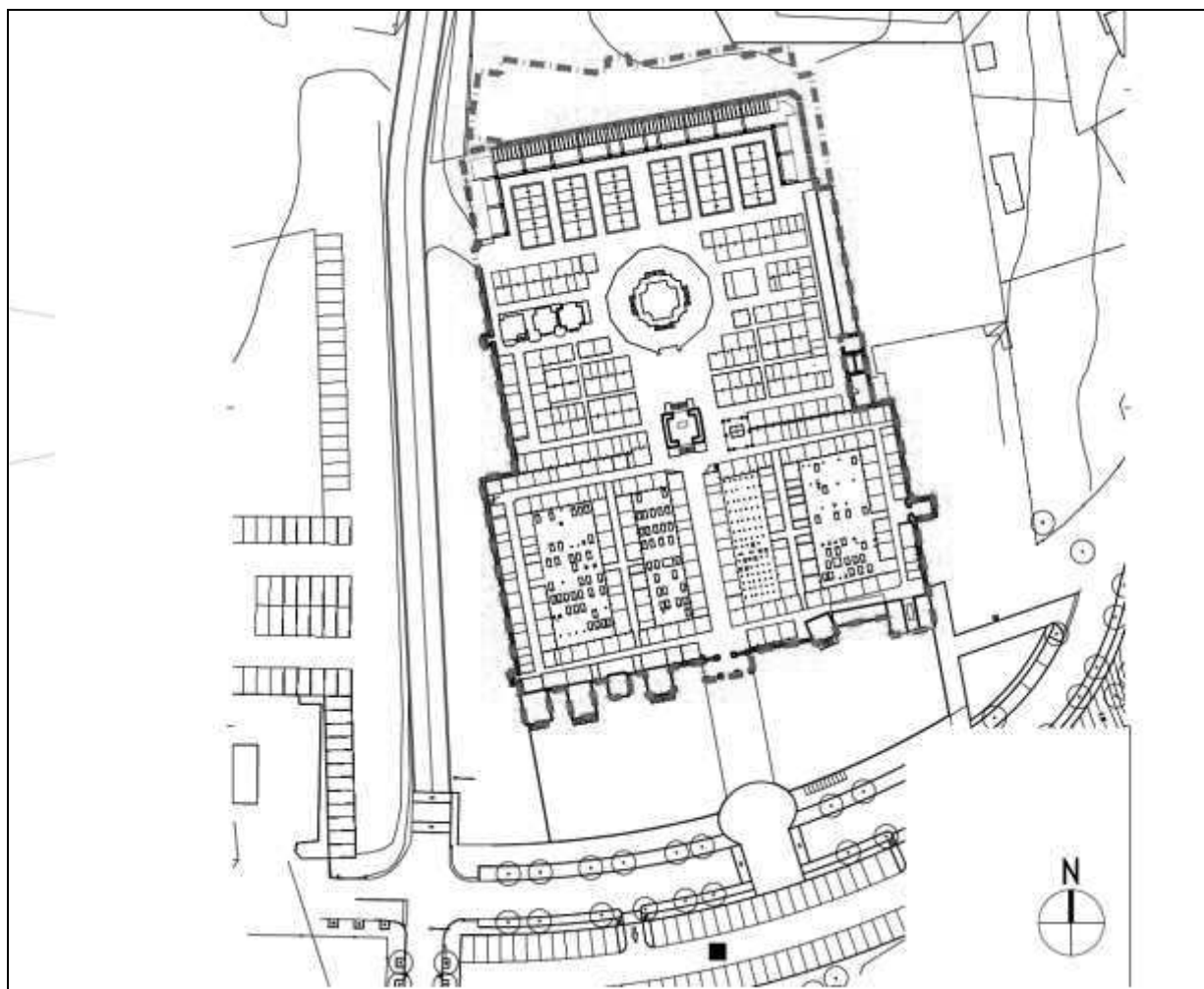
studio associato

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

REL.1-20/11/2018

COMUNE DI BREMBATE

Piazza Don Todeschini, 2 – Brembate (Bg)



AMPLIAMENTO E RISTRUTTURAZIONE CIMITERO COMUNALE DI BREMBATE

Relazione geotecnica

Bergamo, 20 novembre 2018



Sommario

1. PREMESSA E INTRODUZIONE	3
2. INDAGINI GEOGNOSTICHE	4
2.1. Prove penetrometriche dinamiche continue (S.C.P.T.)	4
2.1.1. Interpretazione stratigrafica	6
3. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E RISPOSTA SISMICA LOCALE	7
3.1. Vita Nominale e classi d'uso	7
3.2. Risposta sismica locale	9
3.2.1. Amplificazione litologica	9
3.2.2. Amplificazione topografica	13
4. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	15
4.1. Introduzione	15
4.2. Soggiacenza della falda – Esclusione dalla verifica	16
5. PARAMETRI SISMICI	18
6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE	19
6.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	19
6.1.1. Introduzione	19
6.1.2. Calcolo della resistenza di progetto	19
6.2. Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	21
6.2.1. Introduzione	21
6.2.2. Metodo di Burland & Burbidge per il calcolo dei cedimenti	21
6.3. Resistenza di progetto ultima e di esercizio	23
7. CONSIDERAZIONI FINALI E RACCOMANDAZIONI	27

Allegati

1. Prove penetrometriche dinamiche continue;
2. Velocità delle onde S, prova MASW $V_{Seq.}$.



1. PREMESSA E INTRODUZIONE

Su incarico del Comune di Brembate è stata realizzata un'indagine geognostica con l'obiettivo di descrivere il modello geologico del sottosuolo e rilevare eventuali problematiche connesse al progetto di ampliamento del cimitero comunale.

Con tale finalità è stato integrato lo studio geologico redatto ad aprile di quest'anno a supporto del titolo abilitativo dell'intervento edilizio mediante l'esecuzione di indagini geognostiche e prospezioni geofisiche (Rel 01-04/04/2018 Studio Associato EUROGEO).

Il cimitero ricade su terreni appartenenti al Supersintema di Besnate Indistinto come definito nella Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 (CarG). L'unità è rappresentata da depositi fluvioglaciali litologicamente composti da ghiaie a supporto di matrice, da ghiaie organizzate in livelli a supporto di matrice e clastico, da sabbie e limi.

L'area studiata ricade in classe di fattibilità geologica 2, come definita nello studio geologico redatto a supporto del PGT di Brembate.

Al fine di definire le caratteristiche stratigrafiche e meccaniche del sottosuolo, il piano di indagine è stato articolato in 3 prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT) spinte fino alla profondità di 10 metri dal piano campagna, o a "rifiuto" 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.



2. INDAGINI GEOGNOSTICHE

2.1. 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 (rd), ottenuti applicando la formula degli Olandesi:

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

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.

Nella figura seguente sono ubicati i punti di stazione delle prove penetrometriche e l'allineamento dei geofoni della prova MASW (Figura 1).



Figura 1: Ubicazione delle indagini geognostiche



2.1.1. Interpretazione stratigrafica

La prova penetrometrica n. 1 ha raggiunto una profondità massima di 10 metri (prova 1). Le prove 2 e 3 si sono arrestate alle profondità, rispettivamente, di 5 m e 8 metri c.ca, a causa dell'eccessiva resistenza del materiale.

Il profilo di resistenza ricavato permette di discretizzare da 3 a 4 livelli di terreno.

Il primo livello è rappresentato da terreno di alterazione, eluviale. Ha uno spessore di c.ca 1-1,5 metri. E' appoggiato su un banco di materiale da moderatamente addensato ad addensato, plausibilmente formato da ghiaie e sabbie con ciottoli in matrice limosa. Entro questo livello si è arrestata la prova 2.

Superate le ghiaie la resistenza del terreno diminuisce in maniera decisa per la presenza di terreno limoso e/o argilloso sciolto e/o poco consistente.

La prova 3 ha raggiunto il rifiuto in maniera repentina probabilmente per la presenza di blocchi e/o lenti di conglomerato.

Nella tabella seguente sono riportati i parametri geotecnici dei livelli di terreno individuati.

Tabella 1: PARAMETRI FISICI DEL TERRENO

	natura	γ^* t/mc	ϕ °	C/Cu kg/cmq	E'/Ed kg/cmq	profondità m
LIVELLO 1	granulare	1,70	20,5	0,0	30	0,0-1,20/1,50
LIVELLO 2	granulare	1,88	30,0	0,02	100	1,20-3,0
LIVELLO 3	granulare	2,0		0,02	300	1,20/3,0-4,80
LIVELLO 4	granulare coesivo	1,73 1,75	20,5 --	0,02 0,13	30	4,80-7,80/10,20

dove:

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

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

C/Cu = coesione drenata (terr. incoerente), coesione non drenata (terr. coerente);

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

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



3. 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.

3.1. 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 2: 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 3: 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 4: 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 5: VITA DI RIFERIMENTO PER LE OPERE IN PROGETTO

TIPO DI COSTRUZIONE	Vita di Riferimento VR (in anni)
Cimitero	50

Utilizzando il software degli spettri di risposta reso disponibile dal CSLLPP 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 6: PARAMETRI SISMICI

		P_{VR} [adm]	T_R [anni]	a_g [g/10]	F_O [adm]	T_C^* [s]
SLE	SLO	81%	30	0,27	2,464	0,195
	SLD	63%	50	0,35	2,492	0,212
SLU	SLV	10%	475	0,96	2,446	0,273
	SLC	5%	975	1,27	2,454	0,279

dove :

P_{VR} = periodo di riferimento;

a_g = accelerazione al suolo;

F_O = massimo fattore di amplificazione spettro orizzontale;

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



3.2. Risposta sismica locale

I valori di a_g per un suolo di tipo A in condizioni di terreno libero 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.

3.2.1. 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 sopracitate 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 ($V_s > 800$ m/sec) 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.

3.2.1.1. 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 2).

Sono state quindi calcolate le velocità di taglio (V_s) del sottosuolo sintetizzando il modello del terreno in cinque unità sismiche (TABELLA 7).

Tabella 7: STRATIGRAFIA SISMICA – PROVA MASW

		Thickness	Depth		V_s	V_p	Poisson	Density
Layer 1	<input type="checkbox"/>	1.80	0.00	<input type="checkbox"/>	290	580	0.333	1.800
Layer 2	<input type="checkbox"/>	3.40	1.80	<input type="checkbox"/>	375	749	0.333	1.800
Layer 3	<input type="checkbox"/>	6.60	5.20	<input type="checkbox"/>	500	999	0.333	1.800
Layer 4	<input type="checkbox"/>	8.00	11.80	<input type="checkbox"/>	710	1419	0.333	1.800
Layer 5	<input type="checkbox"/>	INF	19.80	<input type="checkbox"/>	900	1799	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 una velocità $V_{s,eq}$ pari a c.ca 498 m/s che colloca il suolo nella categoria B.

3.2.1.2. 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 (*scenario Z4a*).

Applicando le schede litologiche preparate dalla Regione Lombardia è stato calcolato il Fattore di amplificazione.

Tabella 8: CONFRONTO TRA VALORI CALCOLATI E VALORI SOGLIA DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE

Categoria sottosuolo	B	
Periodo	0,1 - 0,5	0,5 - 1,5
Valore soglia	1,5	1,7
Prova MASW	1,3+0,1	1,0+0,1



verificato



non verificato

Si conferma pertanto l'applicazione dei parametri sismici relativi a un sottosuolo di categoria **B** (**TABELLA 9**).



TABELLA 9: CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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
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>

3.2.2. Amplificazione topografica

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 10: 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 11: Parametri sismici – Suolo B

		P_{VR} [adm]	T_R [anni]	a_g [g/10]	F_O [adm]	T_C[*] [s]	S_s [adm]	C_c [adm]	S [adm]	a_{max} [m/s ²]	β [adm]	Kh [%]	Kv [%]
SLE	SLO	81%	30	0,27	2,464	0,195	1,2	1,53	1,2	0,317	0,20	0,6	0,3
	SLD	63%	50	0,35	2,492	0,212	1,2	1,50	1,2	0,412	0,20	0,8	0,4
SLU	SLV	10%	475	0,96	2,446	0,273	1,2	1,43	1,2	1,126	0,20	2,3	1,1
	SLC	5%	975	1,27	2,454	0,279	1,2	1,42	1,2	1,492	0,24	3,7	1,8

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;

Kh = coefficiente di intensità sismica orizzontale;

Kv = coefficiente di intensità sismica verticale.



4. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

4.1. Introduzione

Il termine “liquefazione” esprime 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 $qc1N > 180$ 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 $qc1N$ 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).

4.2. Soggiacenza della falda – Esclusione dalla verifica

In base alla documentazione geologica allegata alla relazione geologica redatta a supporto del titolo abilitativo dell'intervento edilizio, la soggiacenza della falda freatica nell'area studiata si attesta tra 27 e 30 metri dal piano campagna.

Ci troviamo pertanto nella condizione in cui la verifica del potenziale di liquefazione non è necessaria.

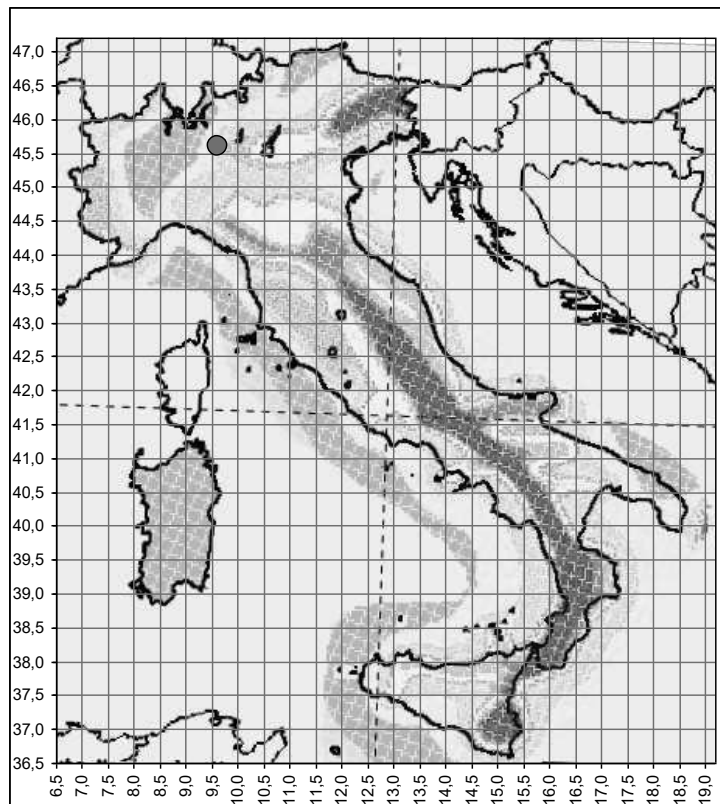
ANALISI GEOTECNICA



5. PARAMETRI SISMICI

Sono riepilogati i dati di pericolosità sismica del sito.

Tabella 12: INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO



Coordinate geografiche della località in esame (ED50)			
Località	LON [°]	LAT [°]	Zona sismica 3
Brembate	9,557586	45,608234	PSL: Z4a

Coordinate geografiche dei 4 punti del reticolo			
Sito 1 ID: 11599	Lat: 45,6189	Lon: 9,4916	Distanza: 5264,588
Sito 2 ID: 11600	Lat: 45,6212	Lon: 9,5629	Distanza: 1497,905
Sito 3 ID: 11822	Lat: 45,5712	Lon: 9,5662	Distanza: 4168,035
Sito 4 ID: 11821	Lat: 45,5689	Lon: 9,4950	Distanza: 6545,872

Classe d'uso e condizioni topografiche					
Classe	C _U [adm]	V _R [anni]	Categoria sottosuolo	Cond. topograf.	S _T [adm]
II	1,0	50	B	T1	1,0



6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

6.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

6.1.1. 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.

6.1.2. Calcolo della resistenza di progetto

Le espressioni di Brinch Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a seconda 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:

q_{ult} = Pressione ultima a rottura

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

c', c_u = Coesione drenata, non drenata

γ, γ' = Densità totale, sommersa

N_c, N_q, N_γ = Fattori di Capacità Portante (funzione di ϕ)

$s_c, s_q, s_\gamma, s_c', s_q', s_\gamma'$ = Fattore di forma (drenato/non drenato)

$d_c, d_q, d_\gamma, d_c', d_q', d_\gamma'$ = Fattore di profondità (drenato/non drenato)

$i_c, i_q, i_\gamma, i_c', i_q', i_\gamma'$ = Fattore di inclinazione del carico (drenato/non drenato)

$g_c, g_q, g_\gamma, g_c', g_q', g_\gamma'$ = Fattore di inclinazione del terreno - fondazione su pendio (drenato/non drenato)

$-b_c, b_q, b_\gamma, b_c', b_q', b_\gamma'$ = 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 omesso 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 γ funzione del coefficiente sismico orizzontale (K_h).

Il periodo fondamentale della struttura è stato stimato applicando la procedura automatica inserita nel software Loadcap (Geostru 2018) alle indicazioni progettuali rese disponibili (tipologia costruttiva e altezza degli edifici dal piano di fondazione).

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

6.2. Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

6.2.1. Introduzione

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

$$E_d \leq C_d$$

dove:

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

C_d = 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.

6.2.2. 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.

6.3. 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 13: 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, è stata effettuata l'analisi geotecnica di una fondazione continua (trave rovescia) larga 1,0 metri, appoggiata alla profondità di 0,70 metri dal piano campagna.

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



Analisi geotecnica 1

1. Profondità di imposta delle fondazioni da piano campagna: **-0,7 metri**;
2. Incastro: **50 cm**;
3. Fondazione: **trave rovescia larga 1,0 metro**;
4. Stratigrafia: **vedi Tabella 1**;
5. Soggiacenza falda: **N.R.**

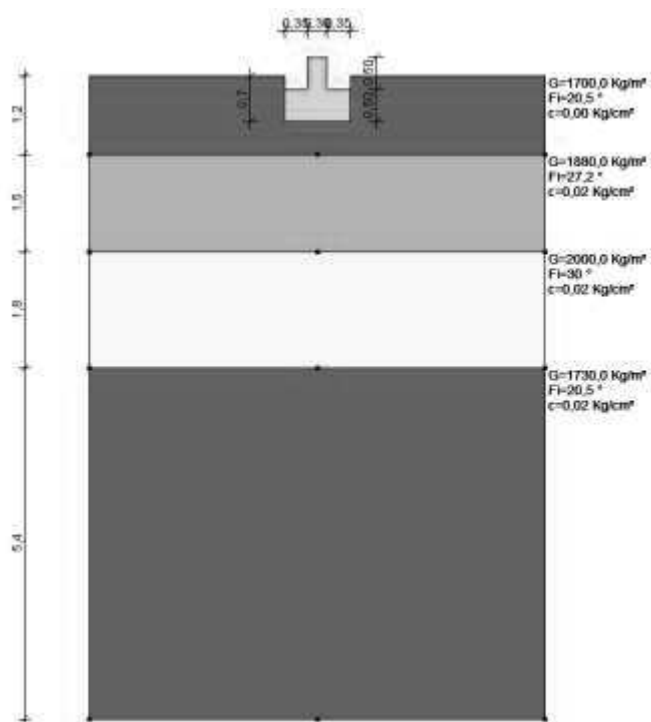


Tabella 14: Resistenza di progetto - Condizioni drenate (App. 1 e 2/NTC18)

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm²)	Tensione [Ed] (Kg/cm²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm³)
A1+M1+R1	Brinch - Hansen 1970	1,35	1,35	0,00	--	--	* Rottura generale;	0,54
A2+M2+R2	Brinch - Hansen 1970	0,79	0,44	0,00	--	--	* Rottura generale;	0,32
Sisma *	Brinch - Hansen 1970	0,78	0,43	0,00	--	--	* Rottura generale;	0,31

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm²)	Tensione [Ed] (Kg/cm²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm³)
A1+M1+R3	Brinch - Hansen 1970	1,35	0,59	0,00	--	--	* Rottura generale;	0,54
SISMA *	Brinch - Hansen 1970	1,32	0,58	0,00	--	--	* Rottura generale;	0,53



Si consiglia di approfondire il piano di fondazione in maniera da mobilitare i parametri meccanici del terreno più competente.

Analisi geotecnica 2

1. Profondità di imposta delle fondazioni da piano campagna: **-1,2 metri**;
2. Incastro: **50 cm**;
3. Fondazione: **trave rovescia larga 1,0 metro**;
4. Stratigrafia: **vedi Tabella 1**;
5. Soggiacenza falda: **N.R.**

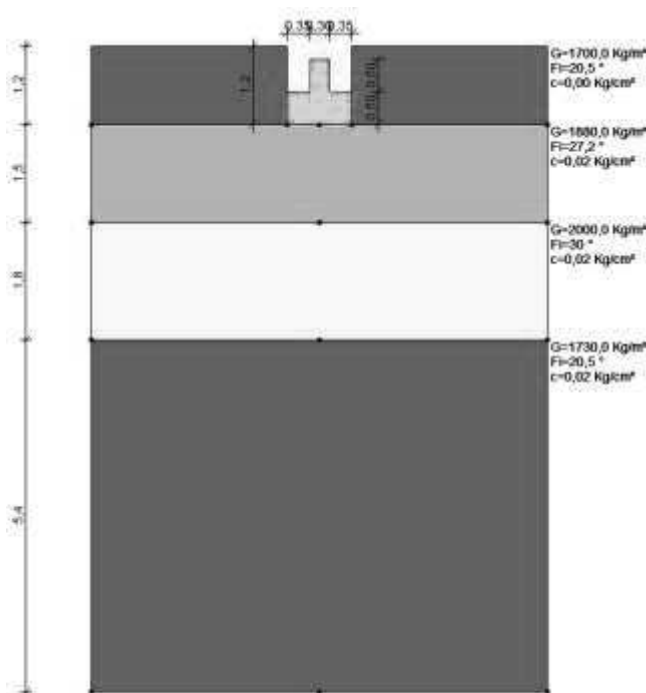


Tabella 15: Resistenza di progetto - Condizioni drenate (App. 1 e 2/NTC18)

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm²)	Tensione [Ed] (Kg/cm²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (Kg/cm³)
A1+M1+R1	Brinch - Hansen 1970	2,86	2,86	0,00	--	--	* Rottura generale;	1,14
A2+M2+R2	Brinch - Hansen 1970	1,53	0,85	0,00	--	--	* Rottura generale;	0,61
Sisma *	Brinch - Hansen 1970	1,50	0,83	0,00	--	--	* Rottura generale;	0,60



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	2,86	1,24	0,00	--	--	* Rottura generale;	1,14
Sisma *	Brinch - Hansen 1970	2,82	1,23	0,00	--	--	* Rottura generale;	1,13

Assumendo un carico di esercizio $Rd_{(SLE)}$ normale pari a 1,2 kg/cm², i cedimenti teorici stimati sono pari a 11 mm.

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



7. CONSIDERAZIONI FINALI E RACCOMANDAZIONI

Su incarico del Comune di Brembate è stato redatto il presente studio geotecnico a supporto del progetto di ampliamento del cimitero comunale.

Con tale finalità è stato integrato lo studio geologico redatto ad aprile di quest'anno a supporto del titolo abilitativo dell'intervento edilizio mediante l'esecuzione di indagini geognostiche e prospezioni geofisiche.

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 Brembate.

Pericolosità Sismica Locale: **Z4a**.

Fattibilità Geologica: **2**.

Soggiacenza falda freatica: **≈ 30 metri**.

Al fine di definire le caratteristiche stratigrafiche e meccaniche del sottosuolo il piano di indagini geognostiche è stato articolato in 3 prove penetrometriche dinamiche continue (S.C.P.T.) e in una prospezione sismica di tipo MASW.

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

Entro l'intervallo esplorato le indagini hanno rilevato la presenza di terreni limosi di natura eluviale, sciolti, appoggiati su un banco di ghiaie sabbiose con ciottoli in matrice limosa 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.

Si ricorda 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 : DANIELE BONZAGNI ARCHITETTO
- lavoro : AMPLIAMENTO CIMITERO
- località : BREMBATE (BG)
- note :

- data : 19/11/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : Falda non rilevata
- 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	5	41.1	----	1	5.10 - 5.40	5	28.8	----	7
0.30 - 0.60	3	23.0	----	2	5.40 - 5.70	2	11.5	----	7
0.60 - 0.90	1	7.7	----	2	5.70 - 6.00	3	16.4	----	8
0.90 - 1.20	3	23.0	----	2	6.00 - 6.30	3	16.4	----	8
1.20 - 1.50	6	43.2	----	3	6.30 - 6.60	3	16.4	----	8
1.50 - 1.80	18	129.5	----	3	6.60 - 6.90	3	15.7	----	9
1.80 - 2.10	28	201.4	----	3	6.90 - 7.20	3	15.7	----	9
2.10 - 2.40	43	291.0	----	4	7.20 - 7.50	2	10.5	----	9
2.40 - 2.70	15	101.5	----	4	7.50 - 7.80	2	10.0	----	10
2.70 - 3.00	36	243.7	----	4	7.80 - 8.10	1	5.0	----	10
3.00 - 3.30	25	159.8	----	5	8.10 - 8.40	2	10.0	----	10
3.30 - 3.60	26	166.2	----	5	8.40 - 8.70	1	4.8	----	11
3.60 - 3.90	28	179.0	----	5	8.70 - 9.00	1	4.8	----	11
3.90 - 4.20	42	254.3	----	6	9.00 - 9.30	2	9.6	----	11
4.20 - 4.50	34	205.9	----	6	9.30 - 9.60	1	4.6	----	12
4.50 - 4.80	19	115.0	----	6	9.60 - 9.90	2	9.2	----	12
4.80 - 5.10	6	34.5	----	7	9.90 - 10.20	1	4.6	----	12

- 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 : DANIELE BONZAGNI ARCHITETTO
- lavoro : AMPLIAMENTO CIMITERO
- località : BREMBATE (BG)
- note :

- data : 19/11/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : Falda non rilevata
- 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	2.70 - 3.00	13	88.0	----	4
0.30 - 0.60	5	38.4	----	2	3.00 - 3.30	29	185.4	----	5
0.60 - 0.90	3	23.0	----	2	3.30 - 3.60	18	115.0	----	5
0.90 - 1.20	5	38.4	----	2	3.60 - 3.90	18	115.0	----	5
1.20 - 1.50	8	57.5	----	3	3.90 - 4.20	28	169.5	----	6
1.50 - 1.80	9	64.7	----	3	4.20 - 4.50	40	242.2	----	6
1.80 - 2.10	14	100.7	----	3	4.50 - 4.80	43	260.3	----	6
2.10 - 2.40	11	74.5	----	4	4.80 - 5.10	100	575.1	----	7
2.40 - 2.70	14	94.8	----	4					

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

- M (massa battente)= **73.00** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m

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

- A (area punta)= **20.43** cm² - D(diam. punta)= **51.00** mm

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

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 3

- committente : DANIELE BONZAGNI ARCHITETTO
- lavoro : AMPLIAMENTO CIMITERO
- località : BREMBATE (BG)
- note :

- data : 19/11/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : Falda non rilevata
- 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	6	49.3	----	1	3.90 - 4.20	14	84.8	----	6
0.30 - 0.60	3	23.0	----	2	4.20 - 4.50	11	66.6	----	6
0.60 - 0.90	4	30.7	----	2	4.50 - 4.80	9	54.5	----	6
0.90 - 1.20	6	46.0	----	2	4.80 - 5.10	10	57.5	----	7
1.20 - 1.50	18	129.5	----	3	5.10 - 5.40	9	51.8	----	7
1.50 - 1.80	21	151.0	----	3	5.40 - 5.70	4	23.0	----	7
1.80 - 2.10	18	129.5	----	3	5.70 - 6.00	2	11.0	----	8
2.10 - 2.40	37	250.4	----	4	6.00 - 6.30	3	16.4	----	8
2.40 - 2.70	29	196.3	----	4	6.30 - 6.60	3	16.4	----	8
2.70 - 3.00	22	148.9	----	4	6.60 - 6.90	3	15.7	----	9
3.00 - 3.30	18	115.0	----	5	6.90 - 7.20	3	15.7	----	9
3.30 - 3.60	13	83.1	----	5	7.20 - 7.50	3	15.7	----	9
3.60 - 3.90	14	89.5	----	5	7.50 - 7.80	100	500.0	----	10

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

- M (massa battente)= **73.00** kg - H (altezza caduta)= **0.75** m

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

- A (area punta)= **20.43** cm² - D(diam. punta)= **51.00** mm

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

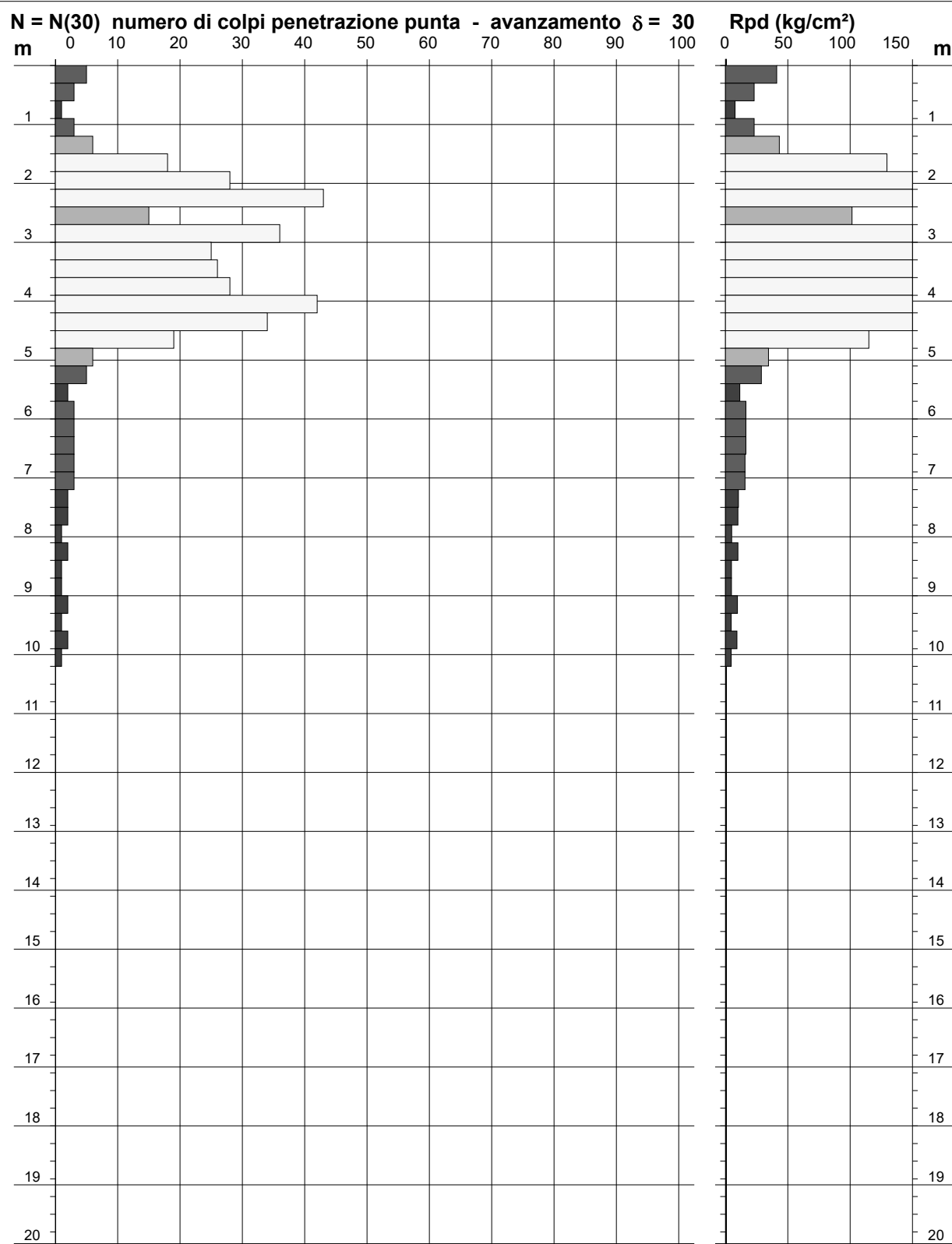
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 1

Scala 1: 100

- committente : DANIELE BONZAGNI ARCHITETTO
- lavoro : AMPLIAMENTO CIMITERO
- località : BREMBATE (BG)
- note :

- data : 19/11/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



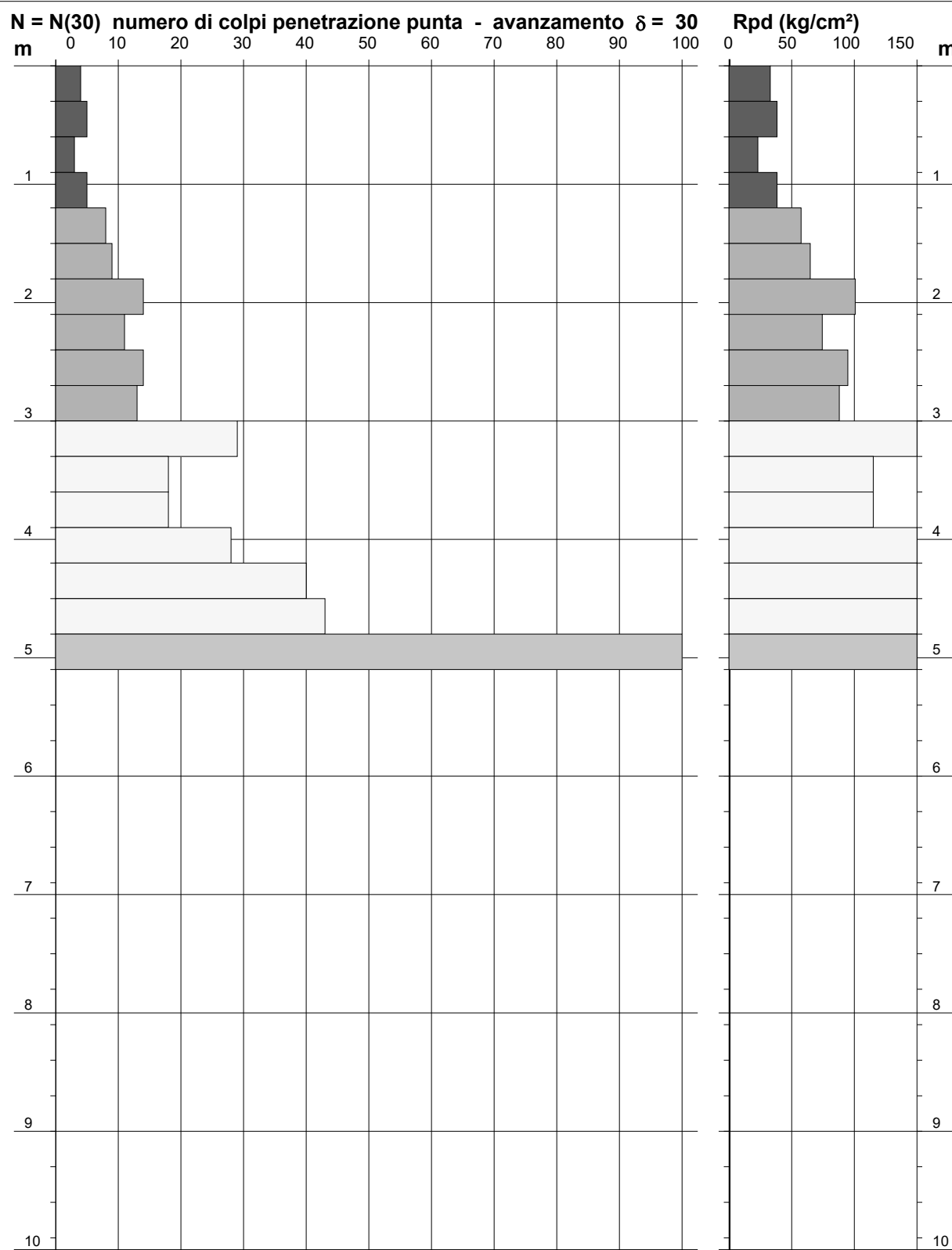
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 2

Scala 1: 50

- committente : DANIELE BONZAGNI ARCHITETTO
- lavoro : AMPLIAMENTO CIMITERO
- località : BREMBATE (BG)
- note :

- data : 19/11/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



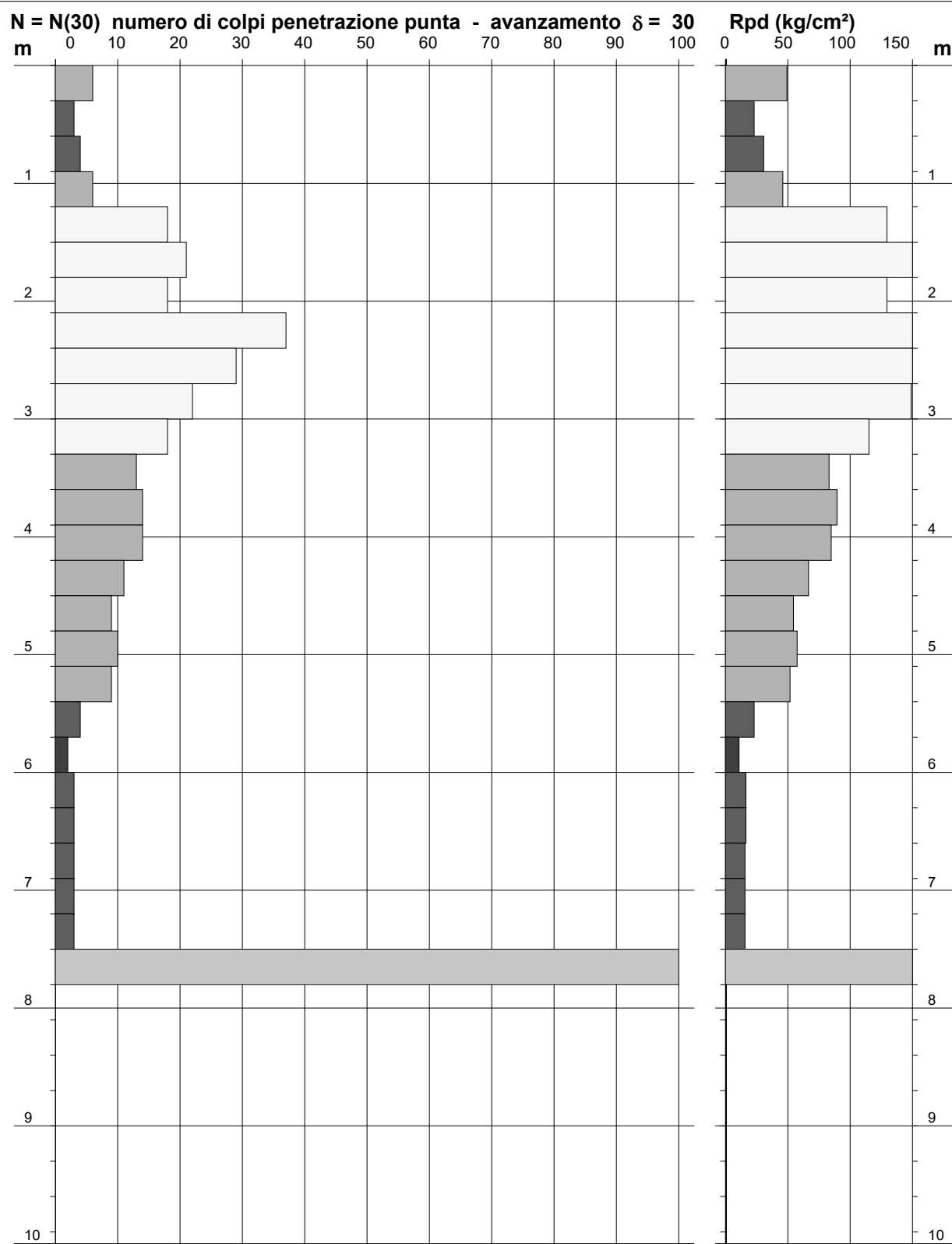
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 3

Scala 1: 50

- committente : DANIELE BONZAGNI ARCHITETTO
- lavoro : AMPLIAMENTO CIMITERO
- località : BREMBATE (BG)
- note :

- data : 19/11/2018
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1



VELOCITA' DELLE ONDE S
PROVA MASW V_{Seq}

SITO 1 (energizzazione 6m)

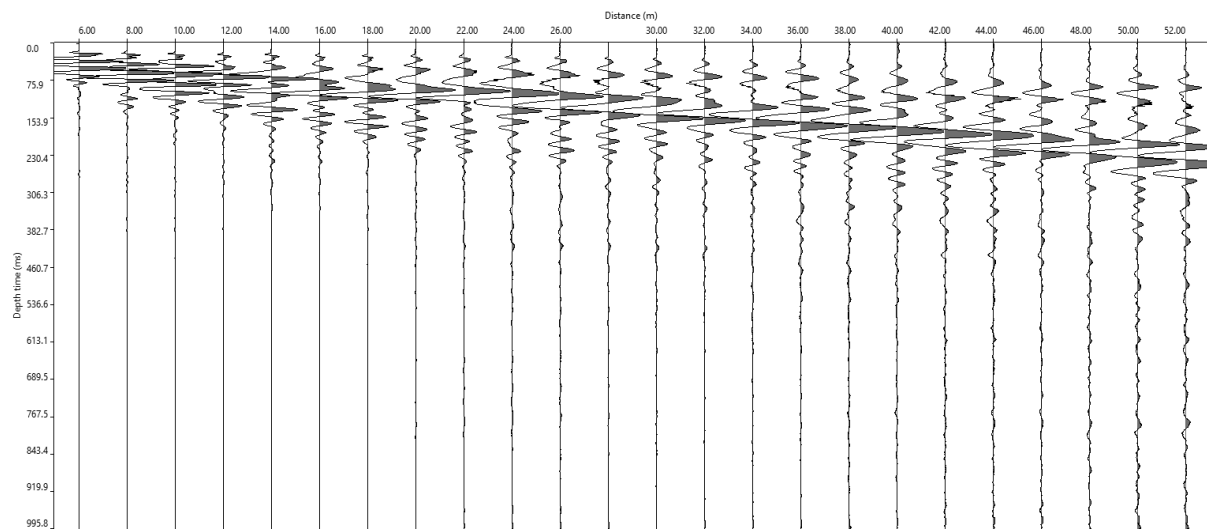


Fig. 1: Sismogramma medio

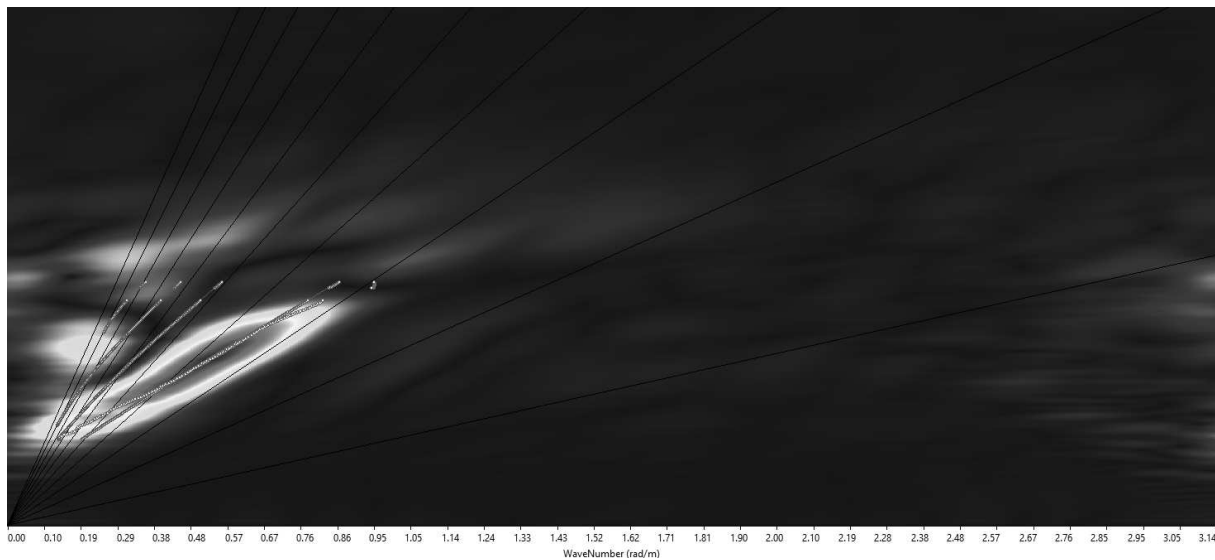


Fig. 2: Spettro Frequenza-velocità

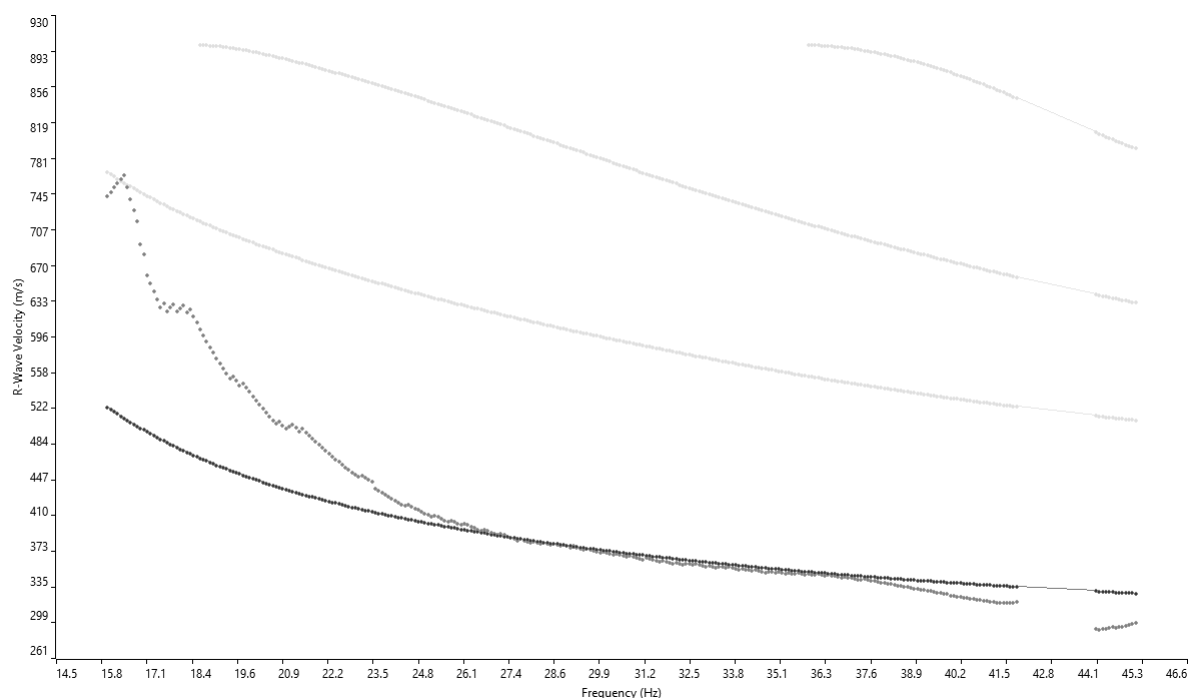


Fig. 3: Curva di dispersione sperimentale (viola) e teorica (blu)

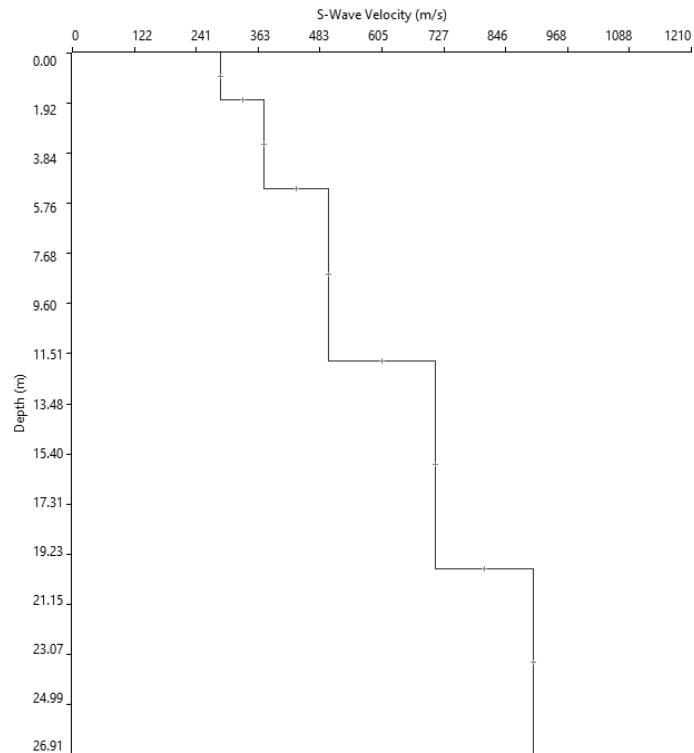


Fig. 4: Distribuzione Vs

SITO 1 (energizzazione 12m)

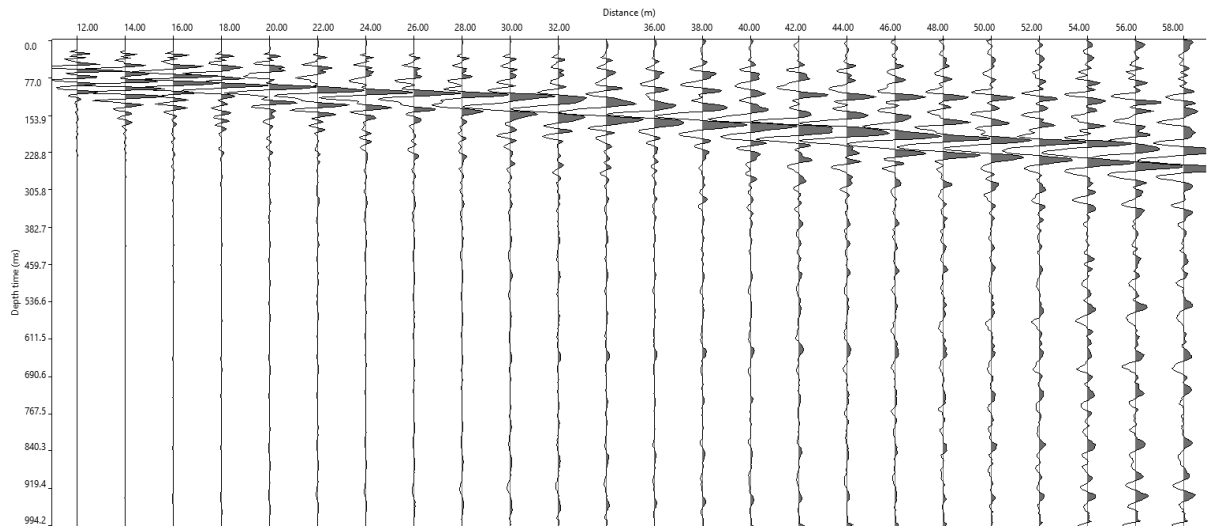


Fig. 5: Sismogramma medio

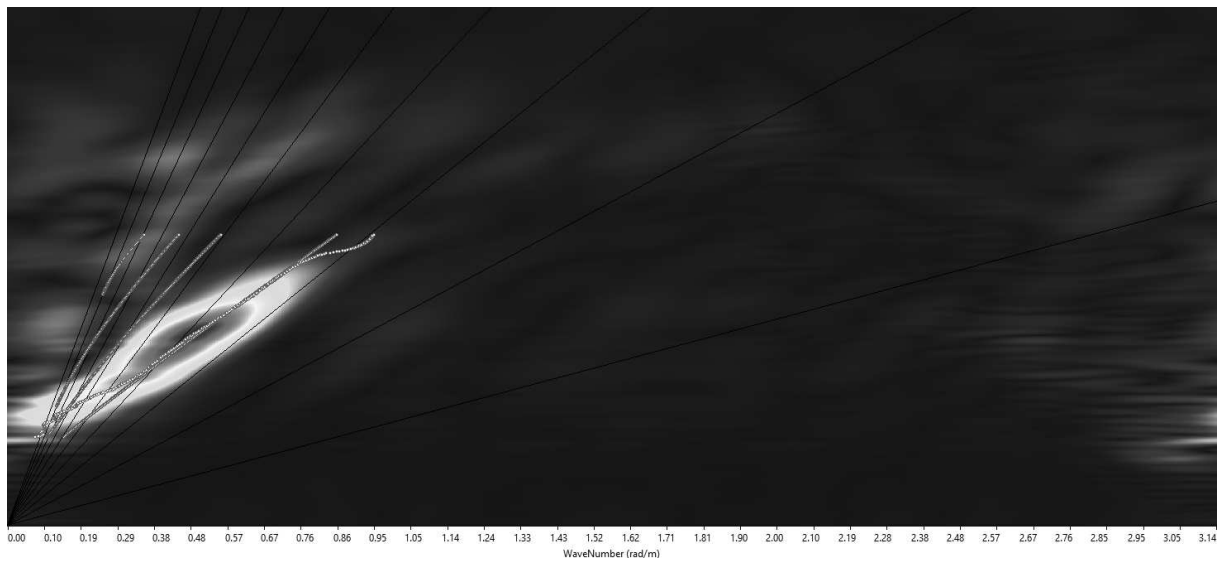


Fig. 6: Spettro Frequenza-velocità

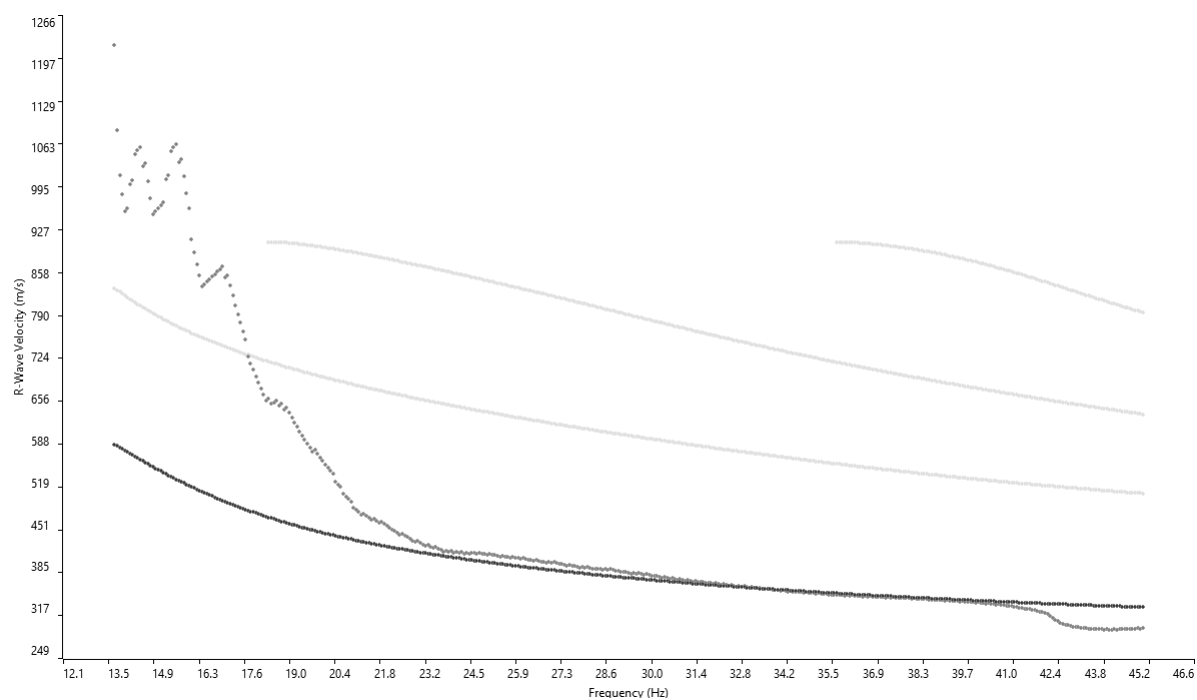


Fig. 7: Curva di dispersione sperimentale (viola) e teorica (blu)

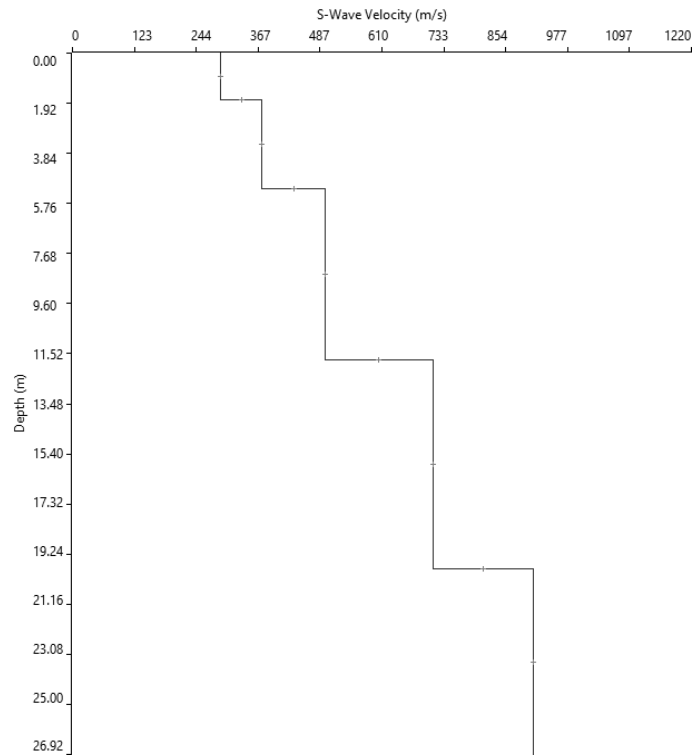


Fig. 8: Distribuzione Vs