

# COMUNE DI VAZZOLA

Regione del Veneto - Provincia di Treviso



## AMPLIAMENTO DI FABBRICATO PRODUTTIVO IN VARIANTE ALLO STRUMENTO URBANISTICO GENERALE (Art. 8 D.P.R. 160/2010 e Art. 4 L.R. 55/2012 e s.m.i.)

### RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

**Ditta richiedente che esercita l'attività:**

ERAL srl unipersonale  
via Europa, 14  
31028 VAZZOLA - Treviso  
Codice Fiscale e Partita IVA 04269920262

**Firma**

**Ditta proprietaria dell'opificio esistente:**

INCO srl  
Sede legale in via Cal Longa, 7/d  
31028 VAZZOLA - Treviso  
Codice Fiscale e Partita IVA 01825470261

**Firma**

**Ditta proprietaria dell'area:**

POSSAMAI VITTORIO	C. F. PSS VTR 33H11 C957C
ROSOLEN MARIA	C. F. RSL MRA 39C71 I103P
CESCON GIANFRANCA	C. F. CSC GFR 39C55 I221O
POSSAMAI MARZIA	C. F. PSS MRZ 69H69 C957J
POSSAMAI MIRKO	C. F. PSS MRK 67D26 C957Y

**Firma**

**Coordinatore:**

Dott. Domenico Feltrin  
Architetto



**Progettista:**

Filippo Baratto



SEZ. FOG. MAPP.

A/1 M.N. 591-675-682-679-431-678

SCALA

DATA

Elaborato n°

**GOA**





REGIONE VENETO



COMUNE DI VAZZOLA



PROVINCIA DI TREVISO

COMMITTENTE:

**ERAL SRL**

VIA EUROPA, 14  
VAZZOLA (TV)

PROGETTO:

AMPLIAMENTO DI UN FABBRICATO PRODUTTIVO IN VARIANTE ALLO STRUMENTO URBANISTICO GENERALE (ART. 8 DPR 160/2010 E ART. 4 L.R. 55/2012 E S.M.I. NEL COMUNE DI VAZZOLA (TV)

OGGETTO:

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA



STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA IDROGEOLOGIA AMBIENTE  
BADIA POLESINE - CASALE DI SCODOSIA - FIESSO D'ARTICO

vox 0425 59.48.42 - fax 0425 59.59.00  
web site: www.hgeo.it - email: hgeo@hgeo.it  
PEC hgeo@epapsicurezza postale.it



*Filippo Baratto* - BARATTO FILIPPO - GEOLOGO

REV.	DATA	CODICE PROGETTO	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
00	GIUGNO 2017	0937-17 A	BF	BF	BF



## INDICE

1	PREMESSA .....	1
2	UBICAZIONE DELL'INTERVENTO.....	1
3	CARATTERI GEOLOGICI DEL TERRITORIO .....	2
3.1	CONDIZIONI GEOLOGICHE LOCALI.....	2
3.2	CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE E IDRAULICHE .....	4
3.3	CARATTERI SISMICI LOCALI .....	5
3.3.1	SORGENTI SISMOGENETICHE .....	5
3.3.2	PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE.....	6
3.3.3	SISMICITA' STORICA DEL TERRITORIO.....	8
3.3.4	ASPETTI NORMATIVI.....	8
3.3.5	MICROZONAZIONE SISMICA.....	9
3.3.6	MODELLAZIONE NUMERICA DELLA RSL - 3° LIVELLO .....	10
3.3.7	PARAMETRI SISMICI DI SITO PER LE ANALISI GEOTECNICHE .....	14
3.3.7.1	VITA NOMINALE.....	14
3.3.7.2	COEFFICIENTI SISMICI .....	14
3.3.8	CATEGORIA DEL SUOLO .....	16
4	TIPOLOGIA E PROCEDURE DELLE INDAGINI GEOLOGICHE.....	16
4.1	PROCEDURE PER LE PROVE ESEGUITE .....	17
4.1.1	PROVA CPTU .....	17
4.1.2	PROVA HVSR.....	18
4.1.3	LABORATORIO GEOTECNICO.....	19
5	CARATTERI GEOTECNICI DEI TERRENI INVESTIGATI .....	20
5.1	MODELLI GEOTECNICI ASSUNTI .....	20
5.2	CONDIZIONI LITOMECCANICHE DEL SOTTOSUOLO LOCALE.....	23
5.3	CLASSI LITOMECCANICHE.....	24
5.4	STIMA DELLA LIQUEFAZIONE E DEI CEDIMENTI POST-SISMA (ANALISI DI III LIVELLO).....	25
6	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	30
6.1	CONDIZIONI ASSUNTE .....	30
6.2	METODO UTILIZZATO PER IL CARICO LIMITE.....	32
6.3	METODO UTILIZZATO PER I CEDIMENTI TEORICI.....	33
6.4	VERIFICHE SLU E SLE .....	33
6.4.1	VERIFICA ALLO SLITTAMENTO DELLE FONDAZIONI A PLINTO .....	36
6.4.2	CONSIDERAZIONI PER LE FONDAZIONI A PLINTO.....	37
7	CONCLUSIONI.....	38
ALLEGATI:		
	C1-5 CPTU	
	H1-2 HVSR	
	L1-L5 LABORATORIO	



## 1 PREMESSA

Codesta Relazione illustra i risultati emersi con le indagini geognostiche eseguite per il *progetto di ampliamento di un fabbricato produttivo* per conto della Ditta Eral srl di Vazzola (TV).

In particolare, qui, si esamina la situazione geotecnica locale, si analizzano i dati acquisiti in situ e si illustrano:

- 1) Modello geologico idrogeologico e geotecnico locale del terreno interessato dal progetto.
- 2) Resistenza del terreno investigato in relazione alle prevedibili geometrie delle strutture.
- 3) Verifiche di stabilità e le Valutazioni del margine di sicurezza nei riguardi delle situazioni limite SLU, che si possono manifestare sia nelle fasi transitorie di costruzione sia nella fase definitiva per l'insieme manufatto-terreno.
- 4) Valutazione dei prevedibili spostamenti del complesso opera-terreno, dando un giudizio sull'ammissibilità di tali spostamenti in relazione alle condizioni di sicurezza, nonché alla funzionalità dell'edificio (SLE - SLD).
- 5) Valutazione della liquefazione del terreno di fondazione

Le verifiche di stabilità si basano sulla normativa tecnica vigente e nello specifico:

*Norme tecniche per le Costruzioni 2008: Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.*

*Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.*

*Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.*

Oltre alle normative regionali vigenti in materia e elencate nei relativi capitoli, che seguono. Comunque, in ottemperanza allo stesso D.M. 14.01.2008, il progettista, può richiedere le indagini geotecniche che ritiene più opportune alla realizzazione dell'intervento (par. 6.2.2), anche durante la fase costruttiva. Per una più esaustiva descrizione di quanto dispone il D.M. citato, sia per le metodiche d'analisi da seguire, sia per le responsabilità, sia per i risultati attesi dal confronto tra progetto e verifiche in itinere, nello spirito osservazionale, si rimanda alla lettura del Decreto stesso. Per la visione degli elaborati progettuali si rimanda al Progettista.

## 2 UBICAZIONE DELL'INTERVENTO

L'area d'intervento progettuale si trova lungo Via Europa nel Comune di Vazzola (TV). Nella cartografia IGM l'area è inserita nel Foglio 38 Q.te I SE - Tav "Vazzola".



Figura 1. Localizzazione dell'area (da IGM)

Nella CTR il sito è compreso nell'Elemento 085092.

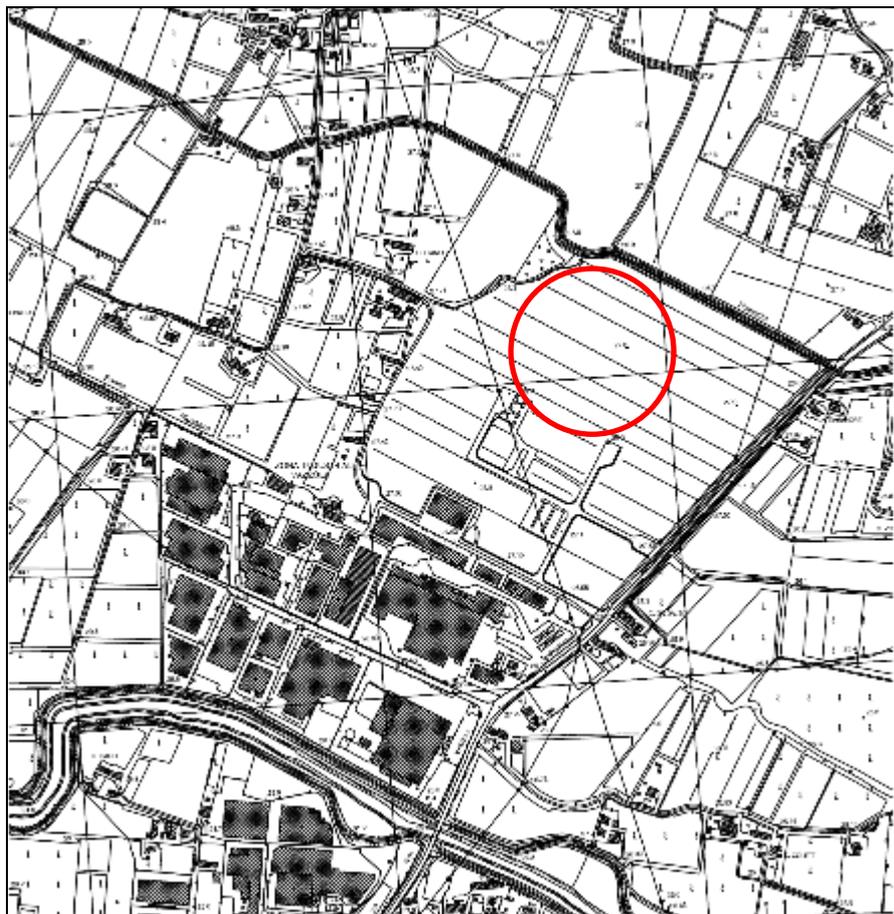


Figura 2. Localizzazione dell'area (da CTR)

Catastalmente l'area è inserita nella sezione A Foglio 1 mappali 591, 675, 682, 679, 431, 678.

La quota media della zona è di ~27 m slm con debole gradiente verso Nord.

### 3 CARATTERI GEOLOGICI DEL TERRITORIO

#### 3.1 CONDIZIONI GEOLOGICHE LOCALI

Il territorio comunale di Vazzola è situato nella parte nord-orientale della provincia di Treviso, tra la destra orografica del fiume Livenza e la sinistra orografica del fiume Piave.

Dal punto di vista *geomorfologico*, il comune di Vazzola si sviluppa nell'Alta Pianura Trevigiana formata, in età glaciale e postglaciale, dal deposito delle alluvioni grossolane apportate dal Fiume Piave, che rappresenta l'attuale elemento idrografico di maggiore importanza assieme al torrente Crevada che confluisce nel fiume Monticano in località Tre Acque. Entrambi scorrono in direzione ovest-est rispettivamente nel settore meridionale e settentrionale del territorio comunale. Al fiume Piave sono collegate direttamente altre forme morfologiche come i tratti di scarpata di erosione fluviale attiva e, indirettamente, diversi paleoalvei peraltro privi di rilievo morfologico.

Come altimetrie il comune si presenta piuttosto uniforme con quote che variano tra i +46 m sul livello del mare relative al margine occidentale ed i +21 m di quello orientale, digradando, quindi, in direzione Ovest-Est con una pendenza che si mantiene uniforme intorno al 3‰ in tutto il territorio comunale.

A scala regionale, l'intero territorio comunale ricade nell'Unità detta dei "Depositi fluvio-glaciali e alluvionali antichi e recenti" e, in modo marginale, sono presenti anche delle fasce di divagazione delle aste fluviali

antiche e recenti del fiume Piave. Infatti si riconoscono due grandi paleoalvei e due conoidi pedemontane fluvio-glaciali.

In particolare, nella figura seguente è possibile notare come il territorio in oggetto si posiziona all'interno del megafan (grande conoide) di Nervesa e come il suo settore centro-orientale sia interessato dalla presenza dei dossi fluviali legati al medesimo megafan.

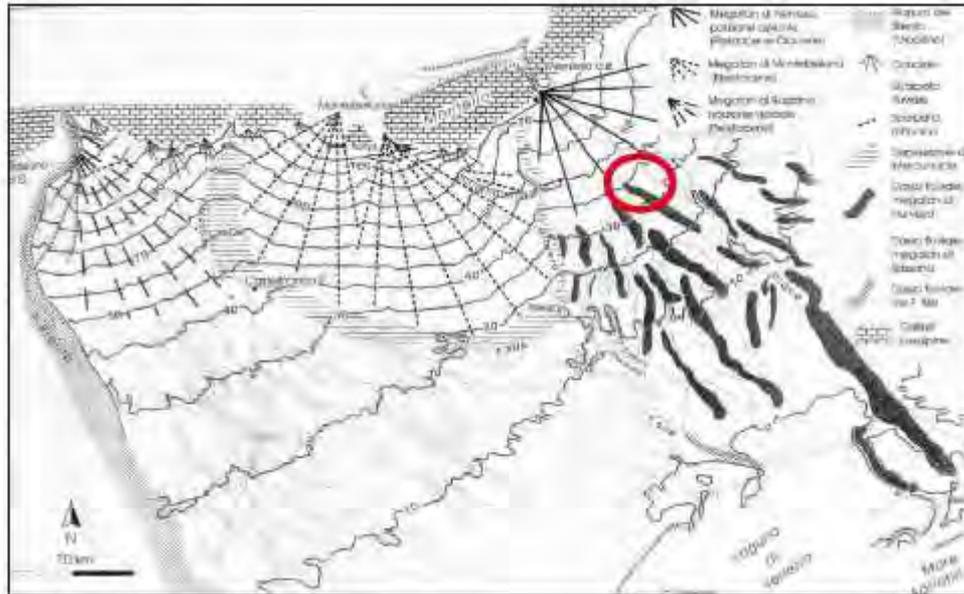


Figura 3. Fattori genetici della pianura veneta orientale (da ARPAV "Carta dei suoli del Veneto – anno 2005")

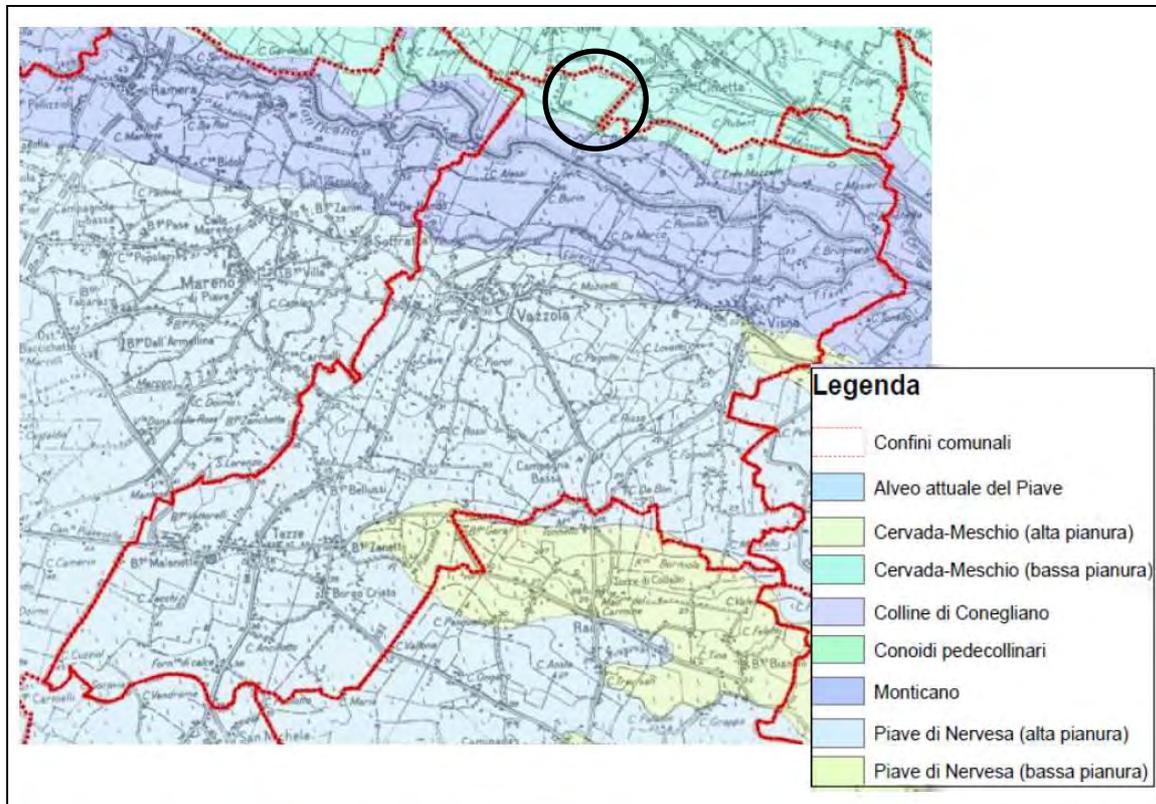


Figura 4. Unità di paesaggio e geomorfologia locale (da Prov. Treviso PTCP)

Le unità geomorfologiche appartenenti al territorio comunale sono rappresentate nell'elaborato del PTCP della Provincia di Treviso (2008), denominato "Schema sintetico delle unità geomorfologiche della provincia di Treviso" legato al documento di piano "Carta geomorfologica della provincia di Treviso e unità di paesaggio". L'area in oggetto appartiene alla zona geomorfologica Cervada-Meschio.

### 3.2 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE E IDRAULICHE

La tavola d'acqua freatica, durante le indagini geognostiche, è stata riscontrata ad una profondità di -1.5 m dal piano campagna. Secondo quanto riportato dalla carta idrogeologica del PATI la profondità della falda è inferiore a 5 metri.

La direzione generale del flusso idrico sotterraneo a livello provinciale si sviluppa da NW verso SE.

Nell'area in oggetto le linee di deflusso freatico vengono deformate fino al limite superiore della fascia delle risorgive e in vicinanza del fiume Piave con un gradiente medio di 0.5‰.

I terreni sciolti presenti in zona sono dotati di permeabilità primaria per porosità. Il loro grado di permeabilità (K) può essere interpretato come medio ( $K = 10^{-4} \div 10^{-6}$  m/s) nei termini sabbiosi-limosi, mentre diventa basso ( $K = 10^{-6} \div 10^{-10}$  m/s) nei termini coesivi presenti come lenti o matrice nel sottosuolo investigato.

La via d'acqua consorziale più prossima e lo scolo Fossalta.

L'Autorità di Bacino competente non evidenzia, qui, particolari criticità idrauliche alla scala del PAI.

Lo stesso dicasi per la nuova cartografia della pericolosità alluvionale calcolata per tempi di ritorno 30÷100 anni prodotta dal Distretto Idrografico delle Alpi Orientali approvato nel marzo 2016.

Il Piano di Assetto del Territorio Intercomunale evidenzia che l'area è soggetta ad inondazioni periodiche recependo le indicazioni anche del Consorzio di Bonifica e del PTCP.

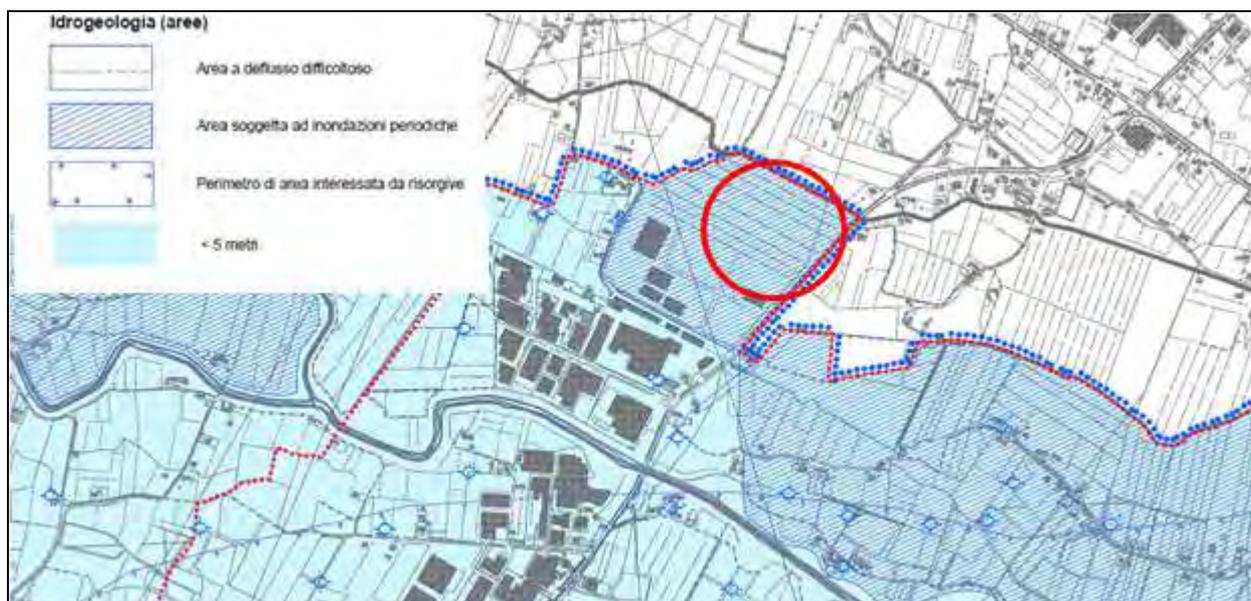


Figura 5. Soggiacenza della falda e criticità idrauliche (da PATI)

Dagli elaborati del Piano di Assetto del Territorio Intercomunale l'area è classificata "area idonea a condizione" alla edificazione (Figura sotto). Si rimanda, comunque, alle NTA del PATI per le azioni da prendere in fase di progetto.

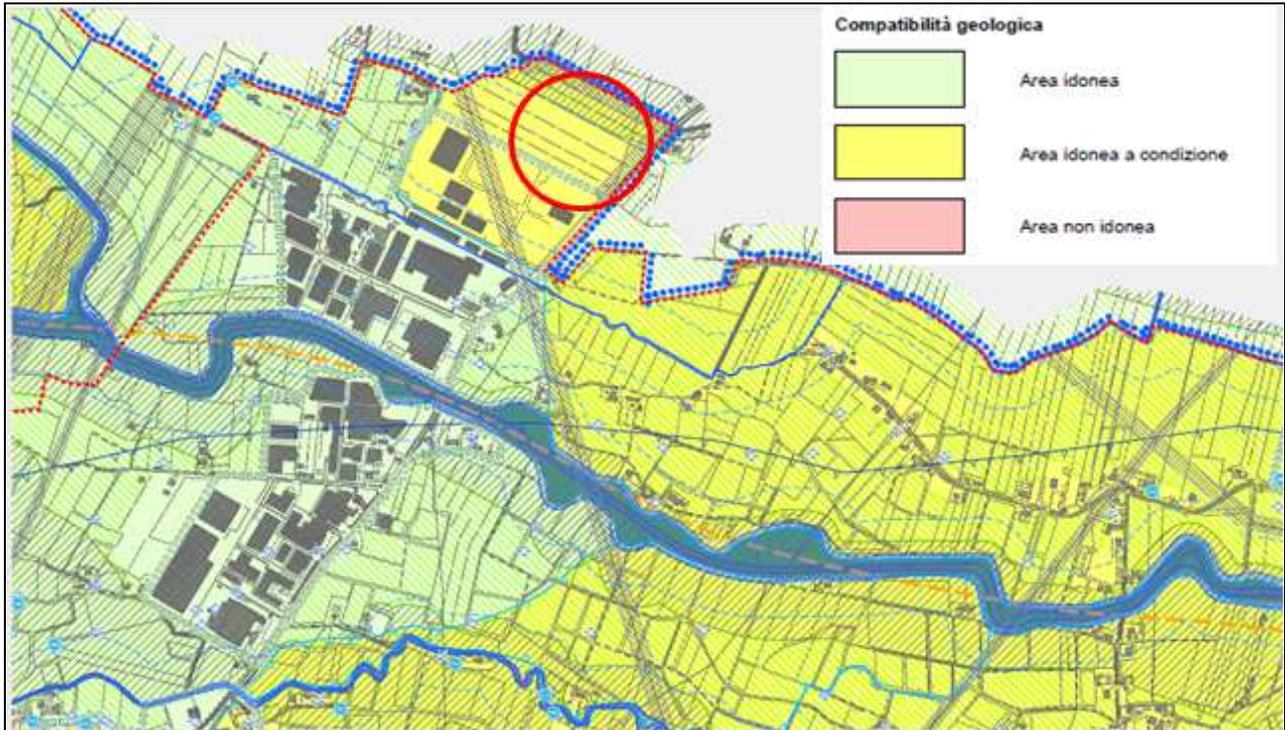


Figura 6. Idoneità geologica I.s. all'urbanizzazione (tratta da Carta della Fragilità del PATI)

### 3.3 CARATTERI SISMICI LOCALI

La scelta del valore di magnitudo da utilizzare nelle verifiche geotecniche può essere effettuata secondo diverse modalità suggerite dal Gruppo di lavoro MS (2008) negli "indirizzi per la Microzonizzazione sismica"

1. Se il sito appartiene a una delle 36 zone sismo geniche determinate dalla ZS9 si assumerà come magnitudo di riferimento il valore  $M_{wmax}$  della zona sismo genica di appartenenza.
2. Se il sito non ricade in nessuna delle zone sismogeniche la stima della magnitudo può avvenire determinando la magnitudo di riferimento con il metodo della disaggregazione della pericolosità sismica (INGV, Spallarossa e Barani, 2007; Bazzurro e Cornell, 1999) che permette di discriminare il contributo della pericolosità sismica di un sito da parte di differenti sorgenti sismiche. La forma più comune di disaggregazione è quella bidimensionale di magnitudo – distanza.

#### 3.3.1 SORGENTI SISMOGENETICHE

Una fonte di dati per quanto riguarda le sorgenti sismogenetiche, ossia le strutture responsabili dei vari terremoti, è costituita dal DISS (Database of Individual Seismogenic Sources), redatto da ricercatori dell'INGV a partire dagli anni '90. In tale database sono individuate sorgenti individuali (IS), composite (CS) o dibattute (DS).

Tale database, aggiornato ed evoluto nel tempo, costituisce uno strumento per lo sviluppo di modelli di pericolosità sismica ed è ritenuto a tutt'oggi il più avanzato archivio di sorgenti sismogenetiche in ambito europeo.

La zona in studio si colloca al confine con la zona sismogenetica n. ITCS905 caratterizzata da Magnitudo  $M_w=6.6$ ;

Si veda la Figura sotto.



Figura 7. Zone sismo genetiche

### 3.3.2 PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "sismica di base" in condizioni teoriche di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

La pericolosità sismica di base costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche e deve essere descritta con un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali. Essa è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento VR.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- $T^*C$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

I risultati dello studio di pericolosità sono forniti in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta definiti in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro e per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno ( $T_r$ ).

Per poter definire la pericolosità sismica di base ci si basa su una procedura disponibile anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

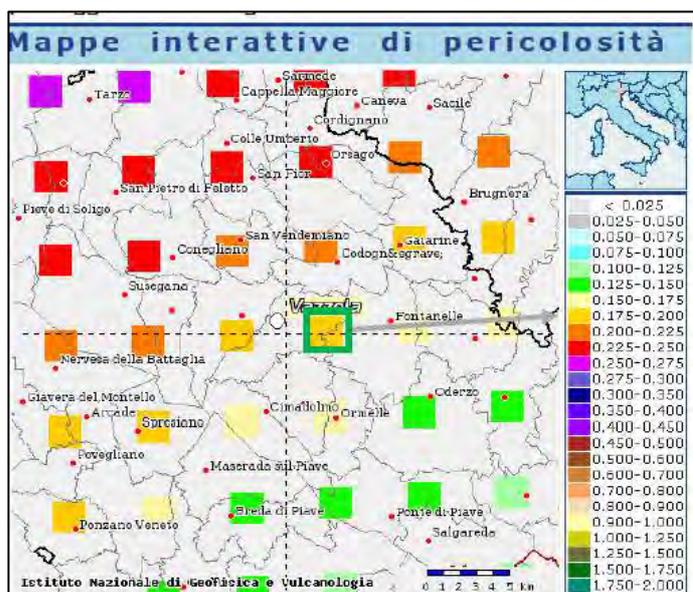


Figura 8. Pericolosità sismica (da INGV)

Nella "Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale" redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia nel 2004 e recepita dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3519 del 28.04.2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" il Comune di Vazzola risulta caratterizzato da un valore di  $a_g$ , con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi di Cat. A, compreso tra 0.175g e 0.200g.

In ultima, si riporta il calcolo della disaggregazione della pericolosità. Questa ha lo scopo di individuare il maggior contributo alla pericolosità del sito in termini di magnitudo - distanza di un evento. I dati riportati nella Scheda sono stati desunti dalle "Mappe interattive di pericolosità sismica" dell'INGV e sono relativi ai punti della griglia evidenziati. Il terremoto che potrà verificarsi con maggiore probabilità sarà di  $M=5.42$  a distanza di circa 14.5 km dal concentrico del Comune.

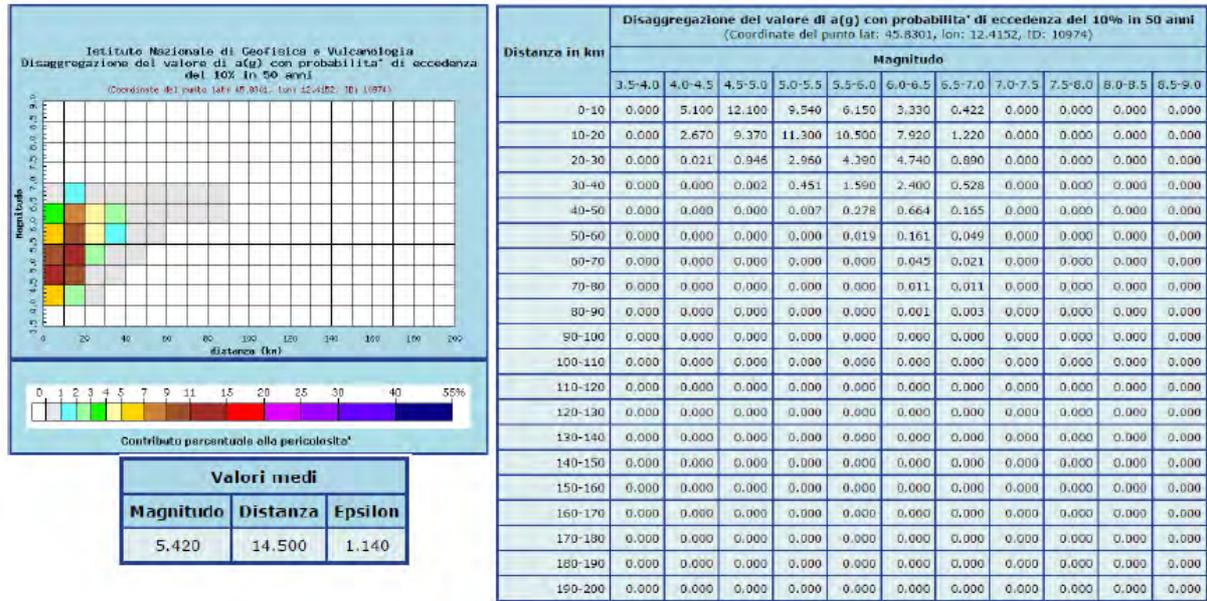


Figura 9. Disaggregazione della pericolosità sismica (da INGV)

Nel caso specifico, il valore di magnitudo riportato ( $M_w=5,410$ ) implica, ai sensi delle NTC (par. 7.11.3.4.2), la necessità di effettuare la verifica di liquefazione, se le condizioni litostratigrafiche la confortano..

A partire dai ottenuti dalla disaggregazione (Figura 8) è possibile ottenere le informazioni riportate in tabella 1 con le quali rappresentare in forma grafica la funzione di densità di probabilità (PDF) e la distribuzione cumulata di probabilità (CDF) della magnitudo.

Classi di magnitudo	3,5-4	4-4,5	4,5-5	5-5,5	5,5-6	6-6,5	6,5-7
Sommatoria %	0	8	22	24	23	19	3
Cumulata %	0	8	30	54	77	97	100

Figura 10. Dati di distribuzione cumulata di probabilità (da INGV)

Tenendo conto della distribuzione cumulata di probabilità (CDF) che nel caso in esame ha un andamento normale, si è effettuata la scelta del valore della magnitudo considerando un intervallo di confidenza dell'ordine del 95% ottenendo un valore di magnitudo pari a  $M_w=6,45$ .

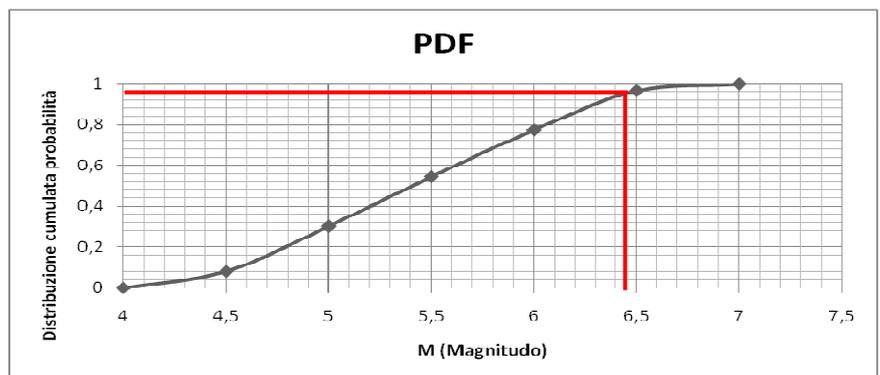


Figura 11. Distribuzione cumulata di probabilità (PDF) della magnitudo attesa al nodo considerato (da INGV)

### 3.3.3 SISMICITA' STORICA DEL TERRITORIO

La ricostruzione storica degli eventi sismici che hanno caratterizzato il territorio comunale è fatta utilizzando il database macrosismico italiano DBMI15 dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11>). Il DBMI15 rappresenta l'integrazione e l'aggiornamento del DBMI11, per cui è stato consultato per estrarre le seguenti informazioni.

Si riporta la storia sismica del Comune di Vazzola dove sono presenti 3 eventi sismici.

Nella Figura sotto, sono elencati i vari eventi registrati con indicati, oltre alla intensità in scala MCS al sito in esame (Is), la data (Anno, Mese, Giorno, Ora, Minuto) in cui si è verificato l'evento Ax, l'intensità massima epicentrale in scala MCS (Io) e la magnitudo momento (Mw).

PlaceID	IT_27666									
Coordinate (lat, lon)	45.837, 12.381									
Comune (ISTAT 2015)	Vazzola									
Provincia	Treviso									
Regione	Veneto									
Numero di eventi riportati	3									
<b>Effetti</b>	In occasione del terremoto del									
<b>Int.</b>	<b>Anno</b>	<b>Me</b>	<b>Gi</b>	<b>Ho</b>	<b>Mi</b>	<b>Se</b>	<b>Area epicentrale</b>	<b>NMDP</b>	<b>Io</b>	<b>Mw</b>
2	1952	01	18	01	36		Pordenonese	108	5	4.44
NF	1987	05	02	20	43	5	Reggiano	802	6	4.71
NF	2004	12	04	22	20	5	Prealpi Trevigiane	108	4-5	3.86

Figura 12. Terremoti storici interessanti Vazzola

### 3.3.4 ASPETTI NORMATIVI

Per gli aspetti amministrativi con uno sguardo a fini edificatori, il Comune di Vazzola rientra nella classe 3 della nuova zonizzazione sismica con grado di accelerazione orizzontale al suolo ( $a_g$ ) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni  $0,05 < a_g \leq 0.15g$  e con accelerazione orizzontale di ancoraggio allo spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) pari a 0.15 g.

La Regione Veneto con Deliberazione del Consiglio regionale n.67/2003 ha recepito la classificazione sismica del territorio comunale stabilita con la citata ordinanza n. 3274/2003.

Con successiva D.G.R. n.71/2008, la Regione Veneto ha preso atto, tra l'altro, di quanto disposto della successiva ordinanza n.3519/2006.

Con DGR 1572/2013 sono state approvate le metodologie teoriche e sperimentali per la redazione di studio di microzonazione a supporto della pianificazione.

In fase di progettazione sono da seguire, anche, le disposizioni emanate con il D.M. 14.01.2008 e la successiva Circ. Min. 617/2009 per zone con tale grado di sismicità.

Infine, di quanto normato e prescritto sia per gli elementi sismici sia per le condizioni geologiche l.s. nel Piano di Assetto del Territorio e nella pianificazione territoriale in genere, bisognerà che il progettista ne tenga conto in fase di progettazione e costruzione. Come anche delle prescrizioni di organi ed enti sovra-comunali.

### 3.3.5 MICROZONAZIONE SISMICA

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono.

Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2 delle NTC/2008).

L'Amministrazione comunale di Vazzola a seguito dell'entrata in vigore della DGR n. 1792/2013 e la DGR n. 884 del 4 Giugno 2013 finalizzate a finanziare gli studi di microzonazione sismica comunale, ma anche gli interventi strutturali di rafforzamento locale o di miglioramento sismico relativo a costruzioni pubbliche e private, ha incaricato lo studio Sisma di redigere lo studio di Microzonazione di 1° Livello e 2° Livello.

I risultati dello studio di Microzonazione sismica comunale ha portato a definire il grado di suscettibilità del territorio (vedasi Carta MOPS). Il lotto in esame ricade nella "zona 2 - terreni di copertura GM" della classe di suscettibilità, intesa come "area stabile ma soggetta ad amplificazione sismica" sia per fattori stratigrafici, sia per fattori morfologici. L'area è anche indicata soggetta ad instabilità per liquefazione. Nello studio di 2° Livello commissionato dal Comune, attraverso le analisi e le indagini eseguite, è stato definito anche il Fattore di amplificazione (Fa) in termini litostratigrafici e morfologici. Per il sito in esame esso risulta inseribile nella classe 1.9-2.0, come definita dalle Linee Guida nazionali. Si vedano gli elaborati dello studio citato e l'estratto della Carta MS2 nella Figura sotto.

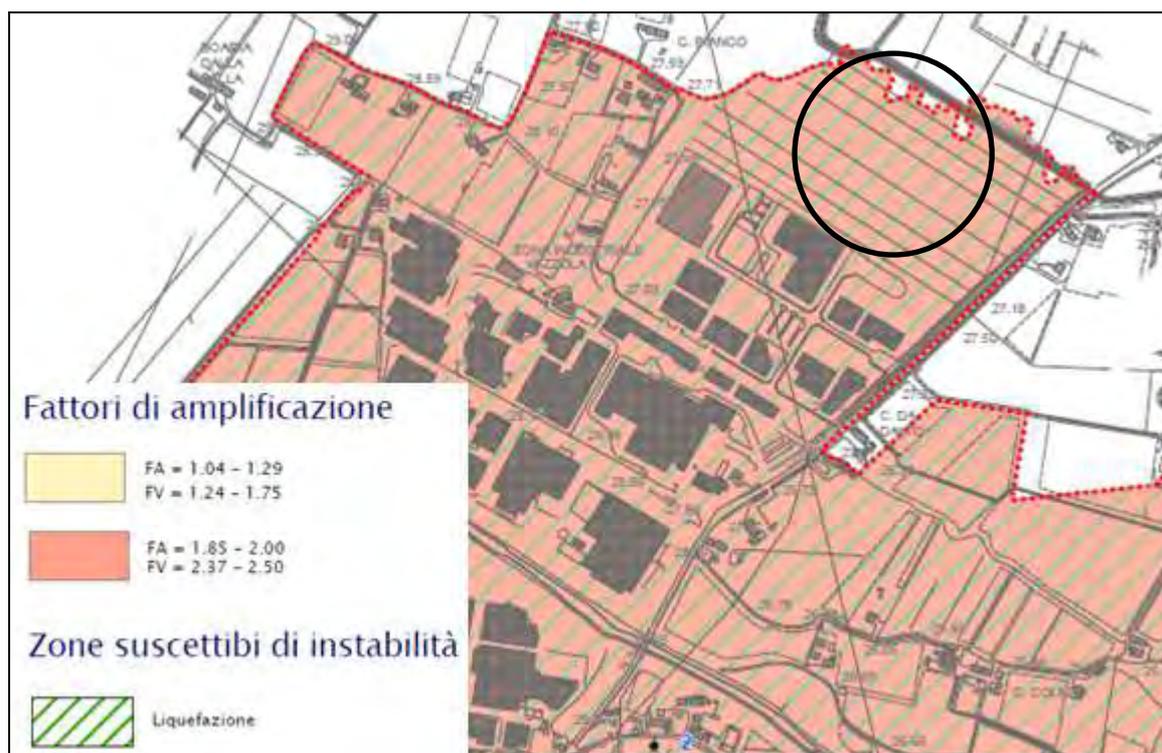


Figura 13. Fattori di amplificazione sismica locale (da carta MS2 per concessione comunale)

Di tali risultati della MS2 s'è tenuto conto nella caratterizzazione sismica locale in termini di accelerazione al suolo, durante le verifiche geotecniche. Anzi, nello specifico, si è approfondito lo studio mediante l'analisi della Risposta Sismica Locale (RSL) - 3° Livello, come indicato dalla normativa sismica vigente nazionale e regionale.

### 3.3.6 MODELLAZIONE NUMERICA DELLA RSL - 3° LIVELLO

Le NTC2008 (Cap. 3.2.2) propongono, come via ufficiale, un approccio numerico (monodimensionale o bidimensionale a seconda dei casi) per la valutazione della reale Risposta Sismica Locale (RSL) del deposito di terreno alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico.

Le indicazioni generali emerse con le indagini in situ permettono di scrivere che i terreni non risultano affetti da problematiche di carattere bidimensionale. Si è, pertanto, eseguita un'analisi numerica monodimensionale risultando, essa, un ottimo strumento di analisi con risultati molto prossimi a quelli ottenuti dall'analisi bidimensionale.

L'analisi numerica per la valutazione della risposta sismica locale, oltre ad essere più accurata rispetto all'approccio semplificato descritto dall'NTC2008 (categorie di sottosuolo), consente di identificare l'amplificazione stratigrafica nel caso specifico, individuando intervalli di periodo più limitati rispetto a quelli di normativa e di conseguenza ottenere dimensionamento strutturale più economico.

L'elaborazione ha permesso di valutare l'amplificazione dell'impulso sismico al suolo e di quantificare gli spettri di risposta sulla base di terremoti di riferimento (TR 475 anni con smorzamento pari al 5%).

La scelta degli accelerogrammi utili è stata compiuta sulla base dei distretti sismici dell'area d'interesse e, sulla base della posizione in ciascuno di essi, dalla distanza dall'epicentro, dalle PGA, dalle intensità sismiche previste etc.

L'estrazione dalla banca dati accelerometrica di eventi con le caratteristiche ora elencate è stato fatto mediante il software REXEL (Iervolino et al. 2009), che contiene un elevato numero di terremoti e consente di effettuare ricerche di eventi sismici compatibili, per numero e caratteristiche, con le indicazioni NTC2008. Si sono definiti 7 accelerogrammi di input. L'utilizzo di 7 accelerogrammi permette la validazione statistica del procedimento, conferendo una robustezza di calcolo accettabile.

Il modello di Risposta Sismica Locale (RSL) è stato implementato mediante il codice di calcolo LSR<sub>2D</sub>. Tale codice, prodotto dalla ditta Stacec rsl, consente di effettuare un'analisi di risposta sismica locale di tipo monodimensionale o bidimensionale, lineare equivalente, con il metodo agli elementi finiti. Il deposito viene discretizzato in una mesh di elementi di forma triangolare o, preferibilmente, quadrangolare, consentendo una efficace modellazione della variazione geometrica del contatto deposito-basamento, così come delle irregolarità della superficie topografica e dei contatti stratigrafici.

La verifica monodimensionale dell'amplificazione locale, tramite l'utilizzo di LSR<sub>2D</sub> si compone di due fasi: elaborazione del modello e simulazione degli effetti indotti dal sisma di progetto. La prima fase consiste nel costruire la colonna di sottosuolo di riferimento, rappresentata da strati (layer) a differente tessitura e da diversi valori delle onde di taglio S (Vs). Il modello geologico è basato sugli esiti delle prove penetrometriche CPTU e delle 2 registrazioni HVSR eseguite nel sedime, "agganciate" alla stratigrafia emersa con le prove penetrometriche. Il bedrock sismico è stato impostato ad una profondità di ~70 m da p.c., come emerso dalle indagini HVSR e dal pozzo censito ISPRA nr.190654, cioè al tetto di "ghiaie dense".

Dall'implementazione del modello all'interno del codice di calcolo, si ottengono diverse informazioni relative ad alcuni parametri fondamentali quali: pseudoaccelerazione spettrale (PSA), pseudovelocità spettrale (PSV), spostamento spettrale (SD). Si rammenta che la PSA è utilizzata nella modellazione per diversi valori di periodo, da 0 a 4 secondi (valori equiparabili ad edifici di altezza variabile da un piano fino a torri molto alte). La PSV, compresa tra 0 e 4 secondi, nei diversi strati della colonna litologica è utilizzabile per il calcolo del fattore SI, Intensità Spettrale di Housner. L'intensità di Housner (SI) è un indicatore della pericolosità sismica ed è definito come l'area sottesa dello spettro di risposta di pseudovelocità in un intervallo prefissato di frequenze. Questa grandezza è direttamente correlabile all'energia che viene dissipata nelle strutture durante un terremoto, e quindi espressione del possibile grado di danneggiamento subito dagli edifici. Lo spostamento spettrale SD è un parametro utilizzato per la valutazione del danno strutturale a cui è soggetta una costruzione dopo il sisma.

Nelle Figure che seguono sono riportati alcuni output del software LSR<sub>2D</sub>. In particolare, si riportano in ordine i valori massimi di accelerazione  $A$  ( $m/s^2$ ), di spostamento ( $D_s$  m) e di velocità ( $V$  m/s) riscontrati.

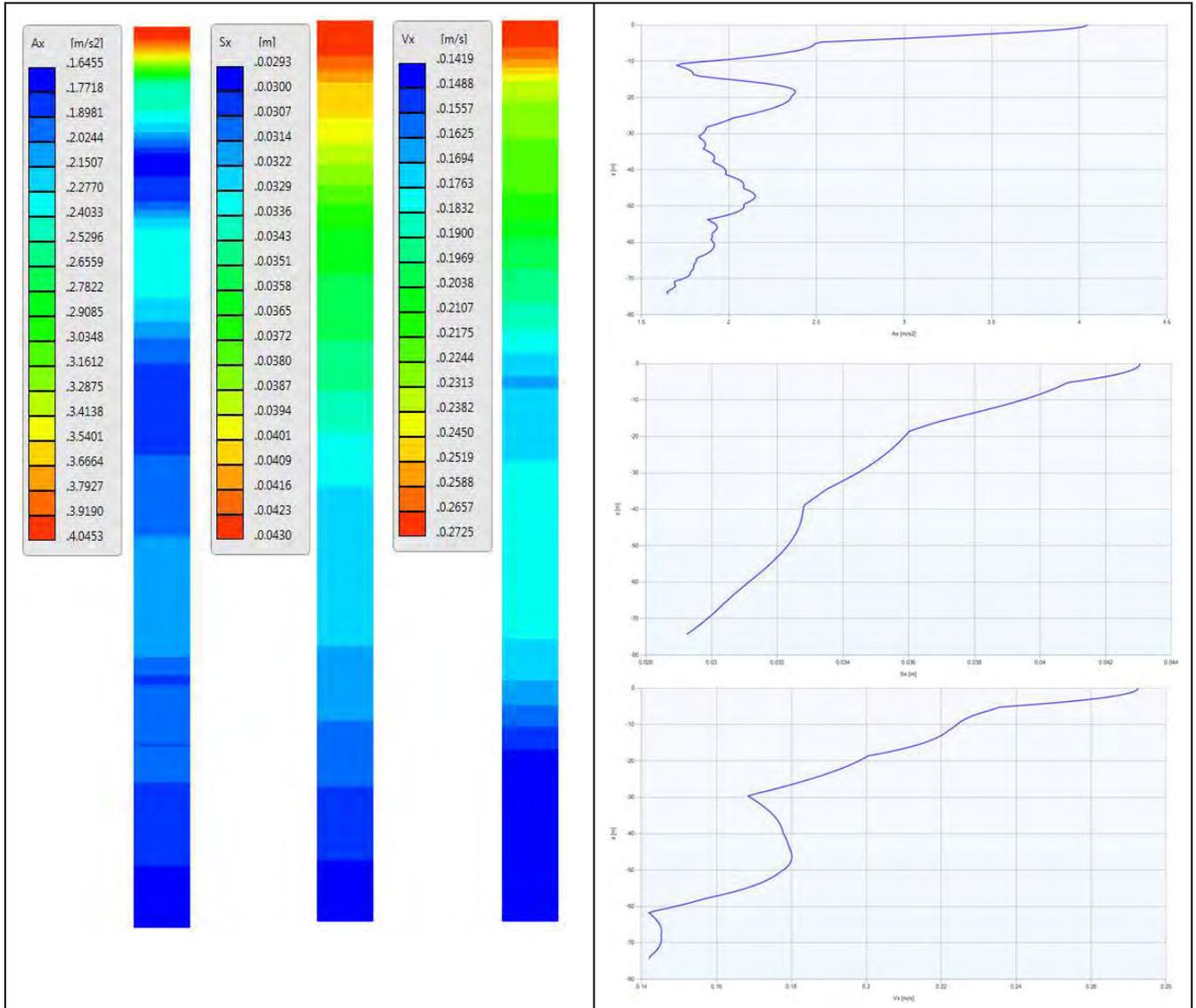


Figura 14. Risultati del calcolo numerico LSR2D per i termini  $A_g$ ;  $DS$  e  $V_x$

Si rammenta che per il Comune di Vazzola si ha una  $a_g$  al suolo rigido pari a 0,202g. Il codice numerico porta a definire una  $a_{max}$ , alla quota fondazionale, di ~0.38g.

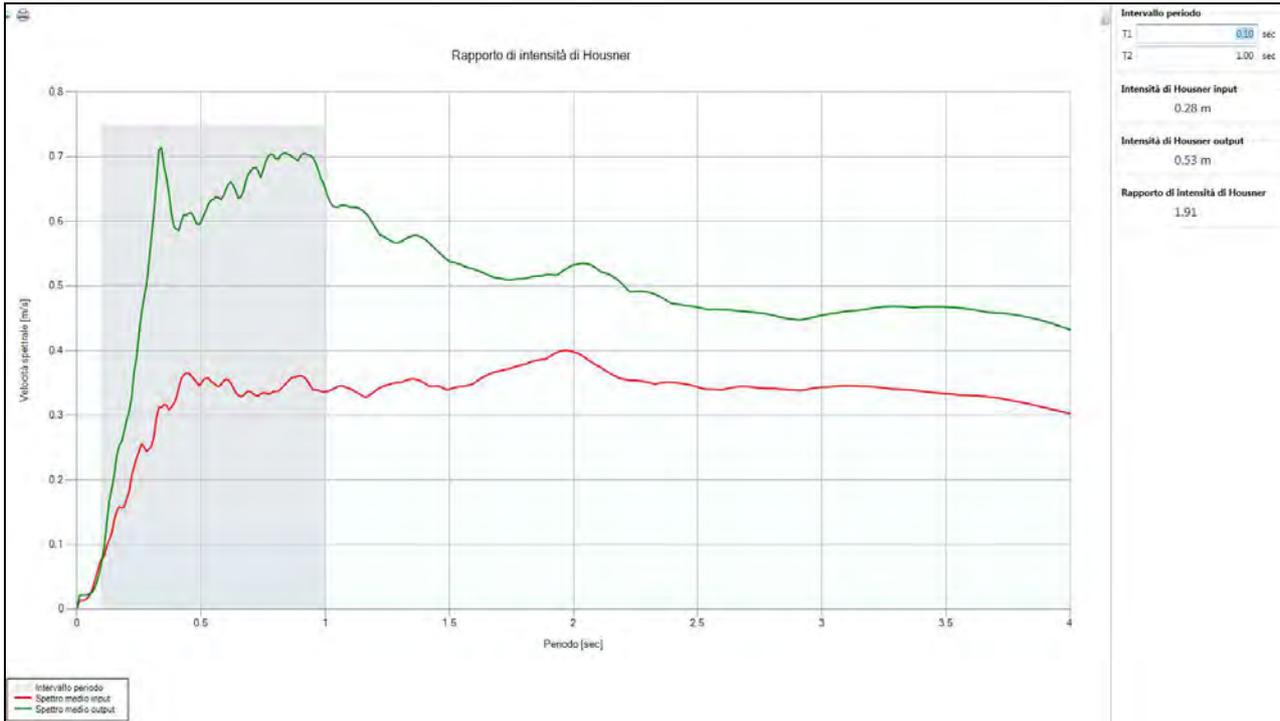


Figura 15. Rapporto d'Intensità di Housner - SI

Come parametro di amplificazione ( $F_a$ ) nel caso in esame è stato scelto 1.91.

Il moto sismico può essere amplificato in corrispondenza di determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali  $f_n$  di vibrazione della colonna stratigrafica. In questo senso, molto importante risulta la prima frequenza naturale di vibrazione  $f_1$  denominata frequenza fondamentale, in corrispondenza della quale la funzione di amplificazione assume un valore massimo.

Dalle funzioni di amplificazione ricavate dalle elaborazioni risulta che la frequenza fondamentale assume un valore locale pari a circa 1.16 Hz. Le altre frequenze naturali di possibile risonanza ricavate per  $F < 25$  Hz sono:

Sito 01	Sito 2
F1 = 1.16 Hz → amplificazione = 7.56	F1 = 1.16 Hz amplificazione = 5.27
F2 = 27.89 Hz → amplificazione = 2.96	F2 = 20.18 Hz amplificazione = 4.65
F3 = 6.17 Hz → amplificazione = 2.55	F3 = 4.14 Hz amplificazione = 2.25

Tabella 1. Frequenze naturali del sottosuolo

La figura sotto mostra il confronto degli spettri di amplificazione H/V ricavati dalle due prove HVSR eseguite.

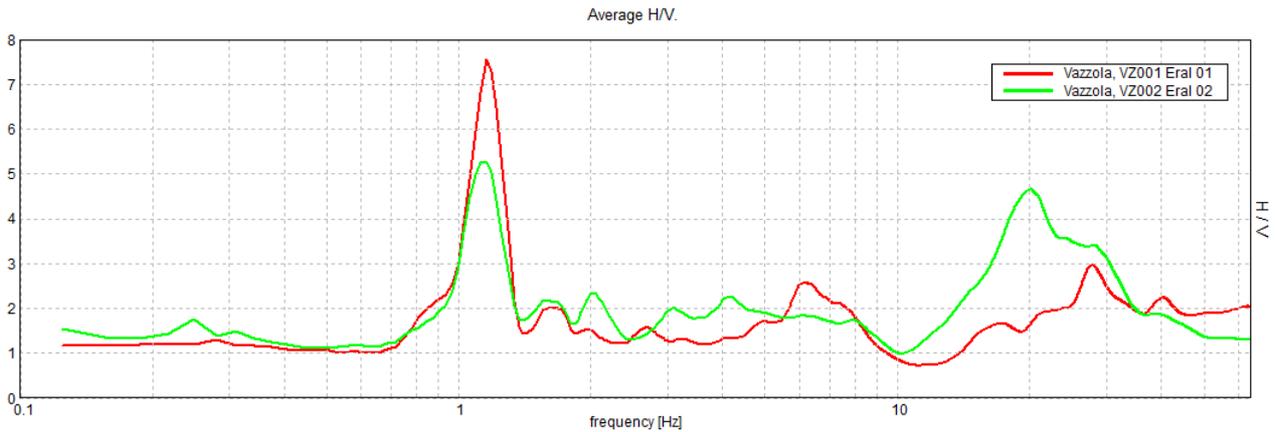


Figura 16. Spettri H/V delle registrazioni HVSR eseguite

L'utilizzo delle curve H/V a confronto con i grafici della Figura sotto permettono una valutazione della vulnerabilità delle strutture in progetto e/o esistenti rispetto agli effetti di amplificazione locale del moto sismico. È noto come le strutture siano caratterizzate da differenti modi di vibrazione, in funzione di molti parametri tra cui l'elevazione, la tipologia, il materiale costruttivo, etc.

In particolare se la frequenza di risonanza dell'edificio è confrontabile con quella dei terreni di fondazione si verifica il fenomeno della risonanza accoppiata che comporta un'amplificazione delle sollecitazioni sismiche sull'opera.

Al fine di valutare tale rischio è, pertanto, necessario considerare se la frequenza di risonanza fondamentale dell'edificio corrisponde con uno dei picchi di risonanza del terreno di fondazione evidenziati con l'indagine HVSR.

E' risaputo che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere o calcolata secondo la formula seguente:

$$f_{\text{frequenza naturale dell'edificio}} \approx 10\text{Hz}/\text{numero di piani}$$

È la risonanza tra terreno e struttura data dalla relazione:

$$f_{\text{frequenza naturale dell'edificio}} \approx f_{\text{frequenza naturale della copertura di terreno}}$$

ad essere pericolosa perché induce alla massima amplificazione.

La combinazione delle due espressioni ora scritte porta alla relazione:

$$10\text{Hz}/\text{numero di piani} \approx V_s/4H$$

dalla quale si può ricavare una relazione di prima approssimazione tra il numero di piani dell'edificio e lo spessore delle coperture nel sito dell'edificio stesso che possono determinare situazioni pericolose e devono quindi essere oggetto di studi approfonditi.

Si veda anche il grafico sottostante:

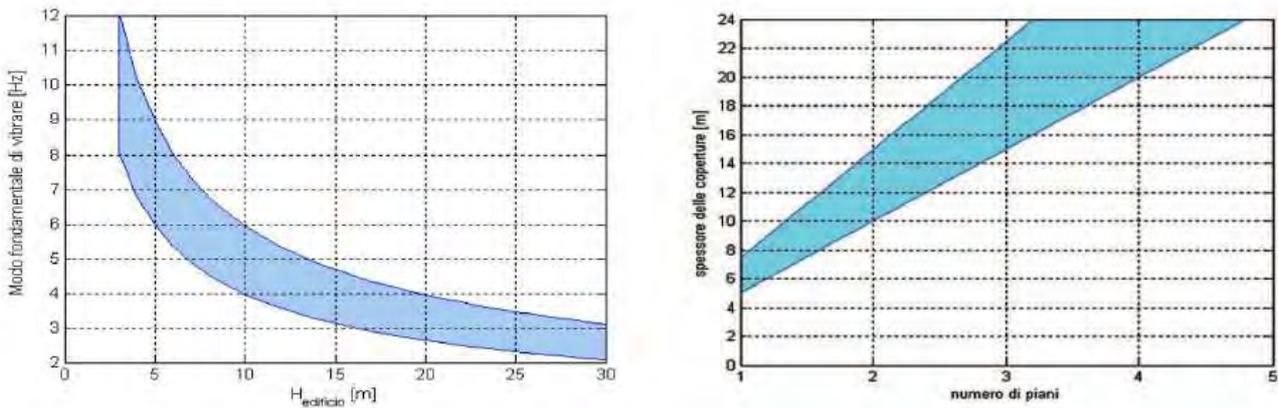


Figura 17: Relazione tra altezza di un edificio in c.a. e frequenza di risonanza del sito investigato. La zona in blu indica l'area più vulnerabile dal punto di vista dei fenomeni di doppia risonanza.

Per finalità di interesse ingegneristico le registrazioni HVSR evidenziano una frequenza fondamentale di vibrazione a circa 1.16 Hz (possibile risonanza con edifici molto elevati - >10 piani), con ulteriori possibilità di amplificazione anche in un range di frequenze più elevate, in particolare fino a circa 6,2÷4.1 Hz (possibile risonanza per edifici da elevati fino a circa 2÷3 piani).

### 3.3.7 PARAMETRI SISMICI DI SITO PER LE ANALISI GEOTECNICHE

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono.

Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2 delle NTC/2008).

#### 3.3.7.1 VITA NOMINALE

La vita nominale  $V_N$  dell'opera in progetto, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, è stata assunta pari a  $\geq 50$  anni (tab.2.4.1 NTC).

L'opera, vista la propria funzione pubblica, è stata considerata appartenente alla *Classe d'uso II* (par. 2.4.1 NTC).

Pertanto, sulla base dei parametri sopra fissati, le azioni sismiche sulla costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che è ricavato moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :  $V_R = V_N \times C_U$  (parag. 2.4.1). In questo caso risulta  $V_R = 50 \times 1,0 = 50$ .

#### 3.3.7.2 COEFFICIENTI SISMICI

Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti  $K_h$  e  $K_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{max}/g) \quad K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

con  $a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito e  $g$  accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S \times S_T \times a_g$$

con:  $S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).  
 $S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \qquad T2 (S_T = 1.20) \qquad T3 (S_T = 1.20) \qquad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Sulla base dei dati esposti e partendo da un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al par. § 3.2.2 delle NTC), la risposta sismica locale è definita mediante l'accelerazione massima ( $a_{max}$ ) attesa in superficie:

Azione sismica	NTC 2008
Coordinate medie del sito (WGS84)	45.856919/12.396223
Profondità falda	1.5
NTC 2008	Appr.2

**Sisma**

Accelerazione massima (ag/g)	0.38
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0.422
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0.1074
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0.229

**Coefficienti sismici [N.T.C.]**

*Dati generali*

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

*Parametri sismici su sito di riferimento*

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.52	2.46	0.24
S.L.D.	50.0	0.69	2.46	0.26
S.L.V.	475.0	1.97	2.43	0.33
S.L.C.	975.0	2.64	2.46	0.34

Il valore di  $a_{max}$  ricavato dall'espressione citata  $a_{max} = S_S \cdot a_g \cdot S_T$  in riferimento alla probabilità di superamento PVR; dove  $a_g$  è l'accelerazione massima sul sito di riferimento rigido ed  $S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.5.1 NTC) e  $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.5.2 NTC).

Pertanto i Coefficienti sismici orizzontali e verticali per il sito in oggetto, risultano:

S.L. Stato limite	$a_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\beta$ [-]	$kh$ [-]	$kv$ [sec]
S.L.O.	0.990	0.20	0.0201	0.0100
S.L.D.	1,318	0.20	0.0268	0.0134
S.L.V.	3,763	0.28	0.1074	0.0537
S.L.C.	5,040	0.28	0.1439	0.07195

Nei calcoli successivi si è considerato lo stato limite ultimo **SLV** e di esercizio **SLD**.

### 3.3.8 CATEGORIA DEL SUOLO

In base ai risultati emersi dalle indagini pregresse ed attuali sia geognostiche che sismiche, si prevede ragionevolmente che i terreni della zona abbiano valori crescenti con la profondità. Conservativamente, si classifica il sottosuolo appartenente alla Classe C: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi fra 180 e 360 m/s ( $15 < N_{spt}, 30 < 50$  nei terreni a grana grossa,  $70 < cu_{30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)".

## 4 TIPOLOGIA E PROCEDURE DELLE INDAGINI GEOLOGICHE

Le proprietà meccaniche dei terreni interessati dal progetto ed adottate, qui, per le verifiche sono dedotte da indagini eseguite nell'area destinata ad ospitare la struttura in progetto.

Il programma delle indagini effettuate è stato formulato sulla base della possibile costituzione del sottosuolo e sulle conoscenze geologiche in possesso per la zona in oggetto, derivanti da studi pregressi. Le modalità delle indagini condotte tengono conto del volume significativo del terreno relativo ai sistemi fondali superficiali, generalmente adottati per la tipologia della struttura in progetto.

Le indagini geognostiche hanno consentito di investigare il volume di terreno attinente alle condizioni di stabilità del sistema geotecnico, che sarà interessato dal cambiamento degli stati tensionali indotti dalla realizzazione dell'opera in progetto.

In funzione delle azioni di progetto, si sono fatte eseguire, da ditta specializzata le seguenti indagini ed analisi:

- n°5 Prove penetrometriche statiche tipo CPTU (piezocono) spinte a profondità massima di 15.58 m dal piano campagna attuale. Il limite di penetrabilità è stato dato dalle elevate resistenze riscontrate nei vari punti ed alle varie profondità. Si vedano gli **Allegati C1 ÷ C5**.
- n°2 indagine HVSR (sismica passiva con Tromografo) per l'individuazione della risonanza del terreno e la caratterizzazione sismica  $V_{s30}$ . Vedasi gli **Allegati H1 ÷ H2**.
- n°5 i prelievi di *campioni di terreno indisturbati* entro la profondità di 2.0 metri da p.c. con l'invio nel laboratorio geotecnico per la loro parametrizzazione.
- n° 5 *analisi di laboratorio* e nello specifico dagine HVSR (sismica passiva con Tromografo) per l'individuazione della risonanza del terreno e la caratterizzazione sismica  $V_{s30}$ . Vedasi gli **Allegati L1 ÷ L2**.

Per l'ubicazione delle indagini geognostiche si veda la Figura.

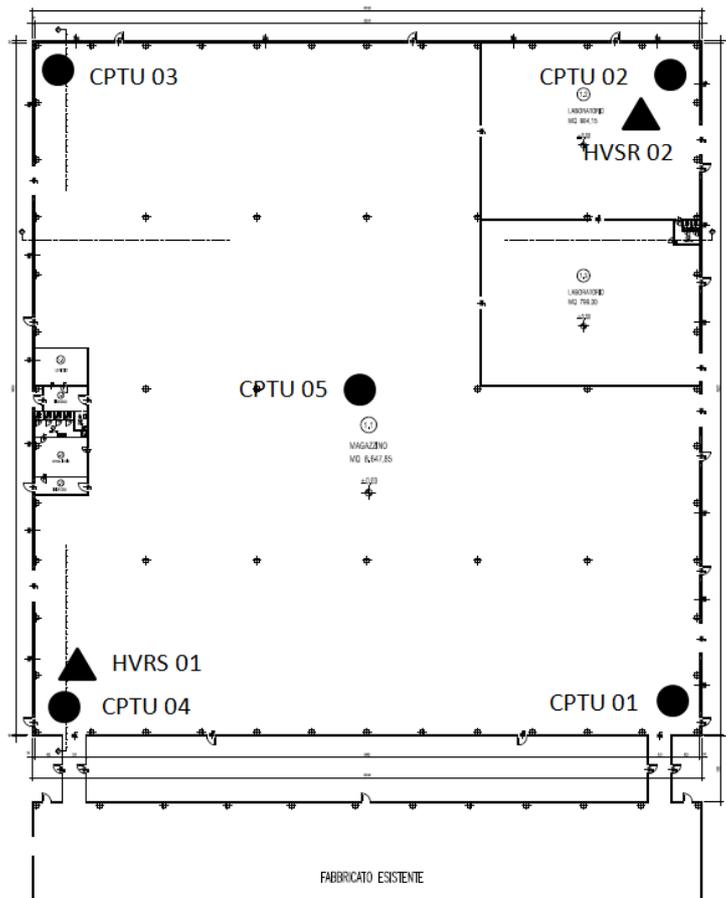


Figura 18. Ubicazione delle indagini in situ

#### 4.1 PROCEDURE PER LE PROVE ESEGUITE

Per la completa descrizione delle procedure di indagine e di analisi in laboratorio si rimanda alla estesa bibliografia scientifica pubblicata.

##### 4.1.1 PROVA CPTU

Oltre ai dati acquisiti in campagna LP (prima lettura di campagna durante l'infissione relativa all'infissione della sola punta) e LT (seconda lettura di campagna relativa all'infissione della punta+manicotto) sono stati valutati quelli della pressione neutrale misurata ed il tempo di dissipazione (tempo intercorrente misurato tra la misura della sovrappressione neutrale e la pressione neutrale o pressione della colonna d'acqua). Tale misurazione si effettua generalmente misurando la sovrappressione ottenuta in fase di spinta e la pressione neutrale (dissipazione nel tempo) misurata in fase di alleggerimento di spinta (arresto penetrazione). Il passo di lettura del penetrometro è stato di 2 cm (**Allegati C1 ÷ C5**). Tutti questi dati sono stati elaborati con idoneo software della ditta Geostru ® per la definizione dei parametri geotecnici del sottosuolo e la costruzione del modello geologico e geotecnico locale. Durante la singola prova è stata fatta anche la misura di dissipazione (**Allegati C1A÷C5A**).

Calcolata la resistenza alla punta ( $q_c$ ) e laterale  $f_s$  con le opportune correzioni dovute alla normalizzazione (con la tensione litostatica e con la pressione dei pori) è stato calcolato (Robertson) il valore caratteristico del  $I_c$  (Indice di tipo dello strato) e il contenuto in materiale fine FC % (cioè la percentuale di contenuto argilloso < 2 micron).

I metodi di calcolo assunti per la parametrizzazione meccanica dei terreni sono stati:

Terreni Incoerenti

- Angolo d'attrito: Koppejan
- Densità Relativa Harman (1976)
- Modulo di Young Schmertmann (1970-1978)
- Modulo Edometrico Robertson & Campanella
- Peso di Volume Meyerhof
- Modulo di deformazione di taglio Imai & Tonouchi (1982)
- Verifica alla liquefazione Robertson e Wride (1997)
- Fattori di compressibilità Ramo di carico medio Crm (Autori vari)
- Grado di Sovraconsolidazione OCR Larsson (1991 S.G.I)
- Modulo di Reazione Ko Kulhawy Maine (1990)
- Correlazione NSPT Meardi – Meigh (1972)

Terreni Coesivi

- Coesione non drenata Terzaghi
- Fattore di compressibilità medio ramo di carico Crm (Piacentini-Righi Inacos 1978)
- Modulo Edometrico-Confinato Metodo generale del modulo edometrico
- Modulo di deformazione Eu Cancelli ed altri (1980)
- Peso di Volume terreni coesivi Meyerhof
- Modulo di deformazione di taglio Imai & Tonouchi (1982)
- Coefficiente di Permeabilità Piacentini-Righi (1988 )
- Coefficiente di Consolidazione Piacentini-Righi (1988)
- Grado di Sovraconsolidazione OCR Piacentini-Righi Inacos (1978)

I risultati delle elaborazioni sono riportati nel capitolo successivo.

**4.1.2 PROVA HVSR**

Per le indagini sismiche si è utilizzato un tromografo (Tromino della Moho ®) che misura il microtremore ambientale. Lo strumento è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e verticalmente, alimentato da 2 batterie AA da 1.5 V, fornito di GPS interno e senza cavi esterni. I dati di rumore, amplificati e digitalizzati a 24 bit equivalenti, sono stati acquisiti alla frequenza di campionamento di 128 Hz. Il tipo di stratigrafia che le tecniche di sismica passiva possono restituire si basa sul concetto di contrasto di impedenza. Per strato si intende cioè un'unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso. Tutte le misure a stazione singola in campo aperto sono state orientate secondo il Nord.

Il principio dell'indagine si basa sul fatto che un'onda (superficiale) è parzialmente riflessa dall'interfaccia che separa due strati: 1 e 2 (sottostante). L'onda che viaggia nel mezzo 1 riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (l) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore H del primo strato. La frequenza fondamentale di risonanza (fr) dello strato 1 relativa alle onde S (o P) è:  $fr = Vs/4H$ .

Ciò significa che la curva H/V relativa ad un sistema a due o più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi allo spessore) di ciascuno di essi, ma non è interpretabile semplicemente applicando l'equazione citata. L'interpretazione delle registrazioni di campagna del rumore sismico sono ricavate e analizzate mediante il software GeoHVSR della Ditta ProgramGeo®. Questo hanno permesso di ricavare le curve HVSR, la frequenza fondamentale del sottosuolo indagato, la Vs30 ed i parametri geotecnici dinamici.

Si vedano gli **Allegati H1÷H2** e le considerazioni del paragrafo 3.3.6.

**4.1.3 LABORATORIO GEOTECNICO**

Senza entrare nelle specifiche metodologie di analisi si sintetizzano le prove eseguite sui 5 campioni indisturbati prelevati ad una profondità di 1.5÷2.0 metri da p.c., nello strato coesivo che caratterizza l'area. Si è proceduto a eseguire:

- Definizione dei parametri fisici (Peso di volume; Peso di volume secco e saturo; Peso specifico; Porosità; Indice dei vuoti; Grado di saturazione). Norma CNR UNI 10008, Norma CNR 40-1973, Norma ASTM D 854-02,
- Limiti di Consistenza (Limite Liquido, Plastico, Indice di Plasticità; Indice di Consistenza). Norma ASTM D 4318-00;
- Analisi Granulometrica. Norma ASTM D 421-85, D 422-63
- Prova Edometrica. Norma ASTM D 2435-02

Si vedano gli **Allegati L1÷L5** e la Tabella riassuntiva sotto.

Sond. 1 - Camp. 1 - Prof. 1.5-2.0 m	Sond. 2 - Camp. 2 - Prof. 1.65-2.0 m	Sond. 3 - Camp. 3 - Prof. 1.5-1.79 m	Sond. 4 - Camp. 4 - Prof. 1.5-2.0 m	Sond. 5 - Camp. 5 - Prof. 1.3-1.7 m
<b>CARATTERISTICHE FISICHE</b>				
Umidità naturale 19.9 %	Umidità naturale 27.2 %	Umidità naturale 26.3 %	Umidità naturale 29.4 %	Umidità naturale 28.9 %
Peso di volume 20.4 kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume 19.5 kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume 19.4 kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume 19.8 kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume 19.2 kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume secco 17.0 kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume secco 15.3 kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume secco 15.4 kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume secco 16.0 kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume secco 14.9 kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo 20.5 kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume saturo 19.5 kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume saturo 19.5 kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume saturo 19.9 kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume saturo 19.3 kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico 26.4 kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico 26.7 kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico 26.4 kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico 26.3 kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico 26.7 kN/m <sup>3</sup>
Indice dei vuoti 0.551	Indice dei vuoti 0.740	Indice dei vuoti 0.718	Indice dei vuoti 0.641	Indice dei vuoti 0.792
Porosità 35.5 %	Porosità 42.6 %	Porosità 41.8 %	Porosità 39.0 %	Porosità 44.2 %
Grado di saturazione 97.3 %	Grado di saturazione 99.9 %	Grado di saturazione 96.6 %	Grado di saturazione 97.9 %	Grado di saturazione 99.5 %
<b>LIMITI DI CONSISTENZA</b>				
Limite di liquidità 40.2 %	Limite di liquidità 37.9 %	Limite di liquidità 53.0 %	Limite di liquidità 26.3 %	Limite di liquidità 47.5 %
Limite di plasticità 17.7 %	Limite di plasticità 19.2 %	Limite di plasticità 24.0 %	Limite di plasticità 21.2 %	Limite di plasticità 24.3 %
Indice di plasticità 22.5 %	Indice di plasticità 38.7 %	Indice di plasticità 29.0 %	Indice di plasticità 5.1 %	Indice di plasticità 23.2 %
Indice di consistenza 0.90	Indice di consistenza 0.79	Indice di consistenza 0.92	Indice di consistenza 0.57	Indice di consistenza 0.80
Passante al set. n° 40 NO				
<b>ANALISI GRANULOMETRICA</b>				
Ghiaia 0.0 %	Ghiaia 0.1 %	Ghiaia 0.0 %	Ghiaia 0.0 %	Ghiaia 0.0 %
Sabbia 11.3 %	Sabbia 2.4 %	Sabbia 3.6 %	Sabbia 8.0 %	Sabbia 7.6 %
Limo 58.1 %	Limo 55.9 %	Limo 54.2 %	Limo 81.4 %	Limo 58.6 %
Argilla 32.6 %	Argilla 41.6 %	Argilla 42.2 %	Argilla 10.6 %	Argilla 33.8 %
<b>PROVA EDOMETRICA</b>				
$\sigma$ kPa				
E kPa				
Cv cm/sec				
k cm/sec				
12.5 - 25.0 3382	12.5 - 25.0 3730	12.5 - 25.0 2044	12.5 - 25.0 2500	12.5 - 25.0 2021
25.0 - 50.0 5204	25.0 - 50.0 4167	25.0 - 50.0 2920	25.0 - 50.0 2927	25.0 - 50.0 3225
50.0 - 100.0 2778	50.0 - 100.0 3333	50.0 - 100.0 2641	50.0 - 100.0 2837	50.0 - 100.0 3446
100.0 - 200.0 4444	100.0 - 200.0 4082	100.0 - 200.0 4255	100.0 - 200.0 4000	100.0 - 200.0 4545
200.0 - 400.0 7143	200.0 - 400.0 6452	200.0 - 400.0 6097	200.0 - 400.0 7273	200.0 - 400.0 6970
400.0 - 800.0 12696	400.0 - 800.0 10811	400.0 - 800.0 10000	400.0 - 800.0 13559	400.0 - 800.0 9105
800.0 - 1600.0 22222	800.0 - 1600.0 16824	800.0 - 1600.0 16182	800.0 - 1600.0 22935	800.0 - 1600.0 15642
1600.0 - 3200.0 47059			1600.0 - 3200.0 42667	

Tabella 2. Sintesi dei parametri ottenuti in Laboratorio geotecnico

## 5 CARATTERI GEOTECNICI DEI TERRENI INVESTIGATI

Avvalendosi dei risultati ottenuti con le prove in situ si è ricostruito l'assetto litomeccanico del sottosuolo interessato della zona investigata e sul quale si sono basate le valutazioni geotecniche.

Poichè dall'analisi delle indagini emerge un certo grado di disomogeneità litostratigrafica, seppure il Modello geotecnico dell'area porti ad una sufficiente comparazione tra i vari punti indagati, si è deciso di costruire n.4 modelli corrispondenti alle 4 sezioni individuate nella Figura successiva.

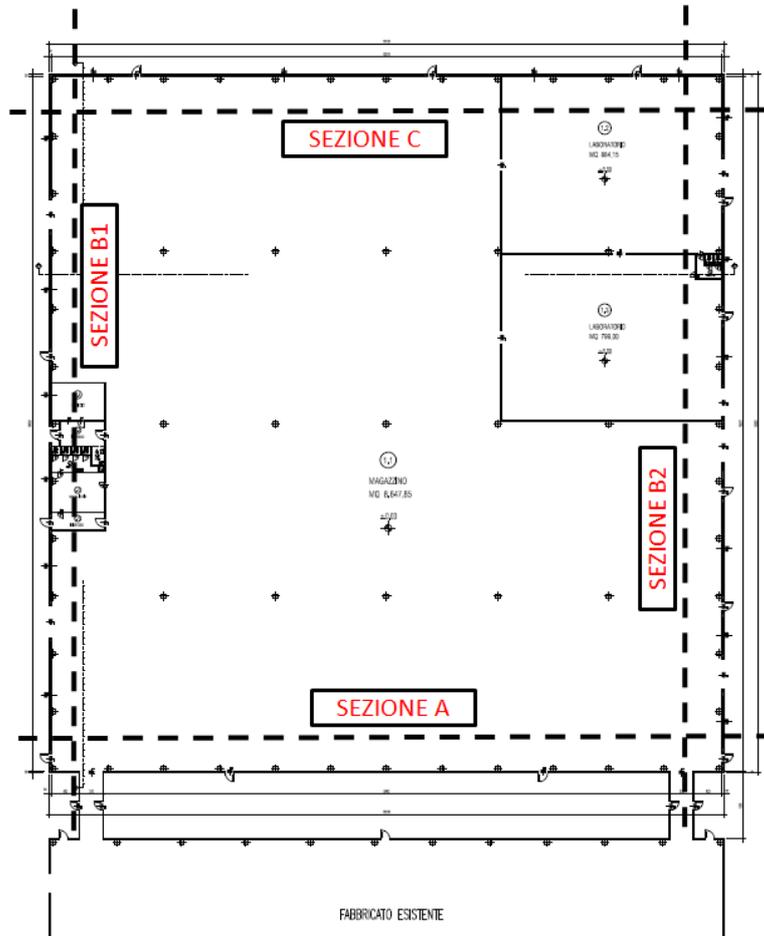


Figura 19. Sezioni dei Modelli geotecnici

### 5.1 MODELLI GEOTECNICI ASSUNTI

Di seguito sono riportati gli assetti litomeccanici delle sezioni citate, ma anche le geometrie fondali assunte nelle valutazioni geotecniche.

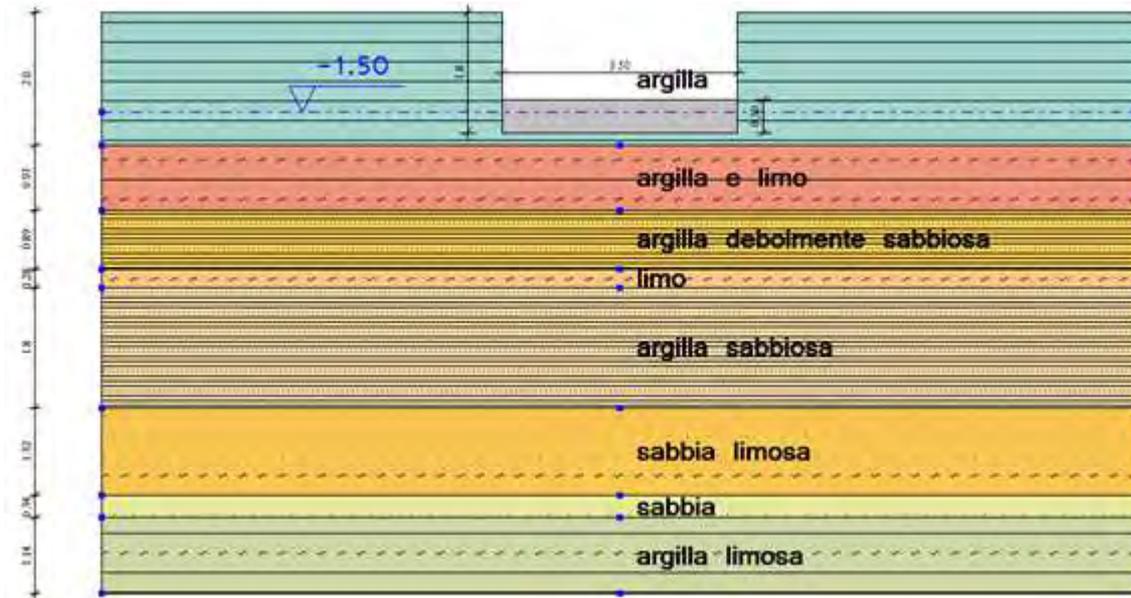


Figura 20. Sezione A-A'

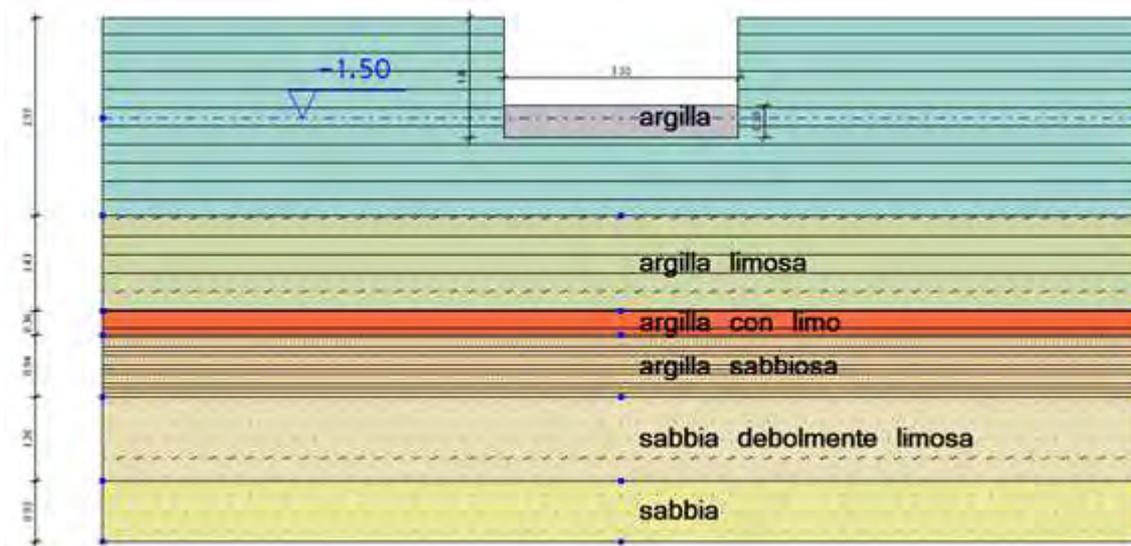


Figura 21. Sezione B1-B1'

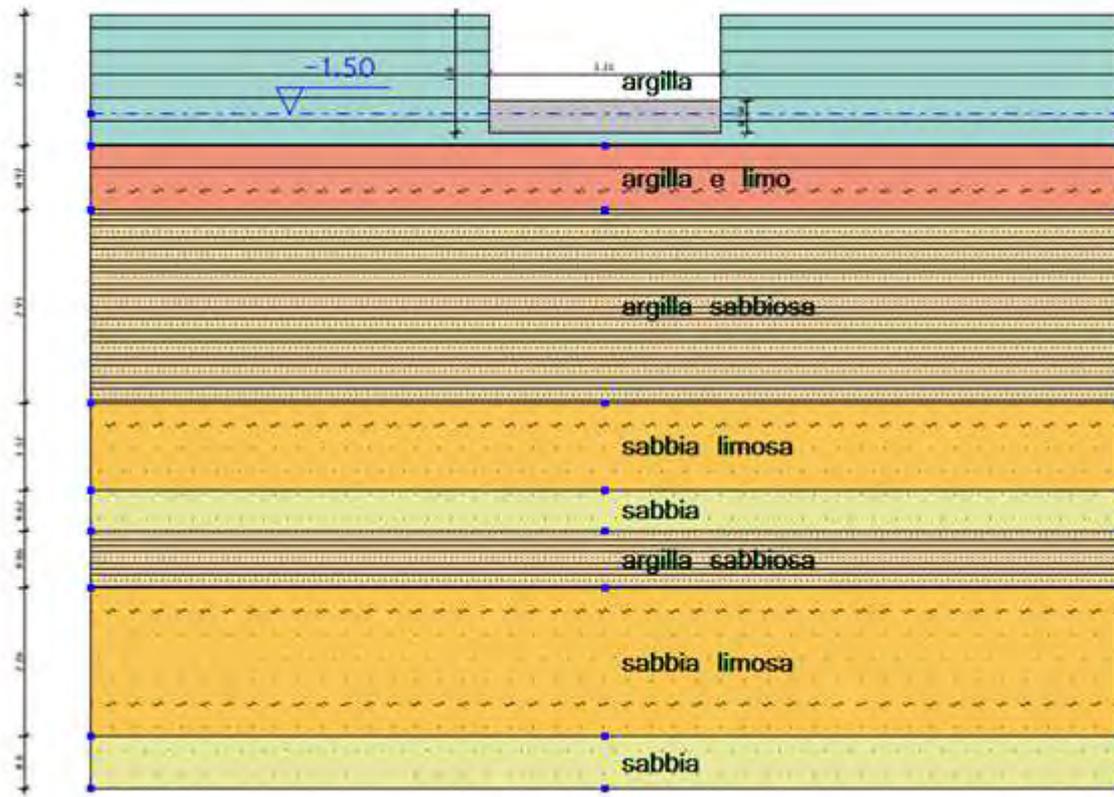


Figura 22. Sezione B2-B2'

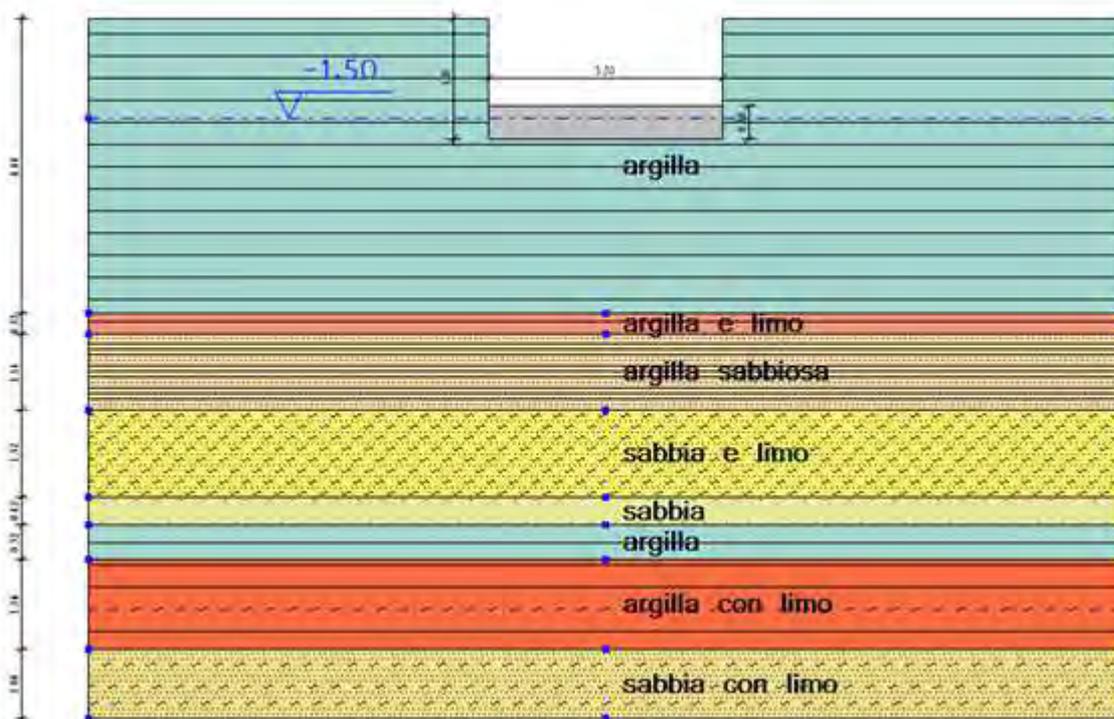


Figura 23. Sezione C-C'

## 5.2 CONDIZIONI LITOMECCANICHE DEL SOTTOSUOLO LOCALE

In sintesi, per la zona investigata si può dire che il terreno di fondazione indagato è caratterizzato da un'alternanza di terreni coesivi e incoerenti con spessori variabili da qualche decimetro e qualche metro. I coesivi sono prevalenti, in genere, nei primi metri del sottosuolo (~6 metri).

SEZIONE A-A'			SEZIONE B1-B'1		
Profondità	Qc (Mpa)	Litologia	Profondità	Qc (Mpa)	Litologia
0-2m	0,85	Argilla terreni "mollì",	0-2,97m	0,91	argilla limosa terreni "mollì",
2-2,97	0,72	limo sabbioso terreni "sciolti"	2,97-4,4	1,40	argilla terreni "mollì",
2,97-3,86	1,48	argilla limosa terreni "med. compatti"	4,4-4,76	3,40	limo sabbioso terreni "sciolti"
3,86-4,14	2,25	limo sabbioso terreni "sciolti",	4,76-5,7	1,20	argilla limosa terreni "mollì",
4,14-5,94	1,31	argilla limosa terreni "med. compatti"	5,7-6,96	6,60	sabbia limosa terreni "sciolti"
5,94-7,26	4,82	sabbia limosa terreni "sciolti",	6,96-7,88	26,00	sabbia limosa terreni "sciolti"
7,26-7,6	22,43	sabbia terreni "sciolti"			
7,6-8,74	15,77	argilla molto compatta			
8,74-11	13,60	sabbia limosa terreni "sciolti"			
11-11,8	25,33	sabbia terreni "sciolti"			

SEZIONE B2-B2'			SEZIONE C-C'		
Profondità	Qc (Mpa)	Litologia	Profondità	Qc (Mpa)	Litologia
0-2m	0,88	argilla terreni "mollì",	0-4,44m	0,94	argilla terreni "mollì",
2-2,97	0,721	limo sabbioso terreni "sciolti"	4,44-4,76	4,50	limo sabbioso terreni "sciolti"
2,97-5,9	1,191	argilla limosa	4,76-5,9	12,10	argilla limosa
5,94-7,26	3,716	sabbia limosa terreni "sciolti"	5,9-7,22	5,50	sabbia limosa terreni "sciolti"
7,26-7,88	18,813	sabbia terreni "sciolti"	7,22-7,64	26,00	sabbia terreni "sciolti"
7,88-8,74	21,1	argilla molto compatta	7,64-8,16	26,50	argilla molto compatta
8,74-11	11	sabbia limosa terreni "sciolti"	8,16-9,52	4,00	sabbia limosa terreni "sciolti"
11-11,8	25	sabbia terreni "sciolti"	9,52-10,56	15,00	sabbia terreni "sciolti"

Tabella 3. Resistenze e Litologie locali interpretate dalle CPTU

Da notare che, come indica la Circ. Min. nr.617 del 02.02.2009 per le opere che coinvolgono un limitato volume di terreno, i valori di  $q_{ck}$  (resistenza alla punta) riportati sopra sono caratteristici del campione, quindi per essi viene calcolato il valore caratteristico dell'insieme dei valori di  $q_{ck}$  misurati con probabilità di superamento del 5%. Per il calcolo dei parametri caratteristici ci si è avvalsi del software della ditta Programgeo "KappaGeo".

Gli stessi parametri sono stati, poi, utilizzati, adottando software dedicato<sup>1</sup>, per i successivi calcoli di capacità portante e cedimenti del terreno di fondazione. Da notare, comunque, che lo stato d'addensamento dei singoli depositi può variare da punto a punto all'interno della superficie coperta dalla struttura in progetto.

Il Modello sismico dedotto dalle indagini HVSR è:

- Strato 1: terreni a grani fini caratterizzati da Vs di 173÷164 m/s aventi spessore da 1.0 a ~5 metri, andando dalla Hvsr 1 alla 2.
- Strato 2: terreni a grani medi (sabbie e sabbie limose con ghiaia) caratterizzati da Vs di 233÷310

<sup>1</sup> Loadcap 2016.25.2.807 della Geostru

m/s con spessore da 7 a ~13 metri andando dalla Hvsr 1 alla 2.

- Strato 3: terreni a granulometria medio-grossa (ghiaie ± sabbiose) caratterizzati da Vs di ~462 m/s con spessore di ~60 m.
- Strato 4: terreni a granulometria grossa e addensata (ghiaie ± sabbiose), caratterizzati da Vs >1000 m/s, che costituiscono il bedrock sismico locale posto al di sotto dello strato 3.

La velocità  $V_{s30}$ , cioè la velocità delle onde secondarie entro i primi 30 metri di profondità, come prescrive la NTC/2008, varia da 294 m/s (H1) a 350 m/s (H2) portando a classificare il sottosuolo di Classe "C". Si vedano gli **Allegati H1÷H2**.

### 5.3 CLASSI LITOMECCANICHE

Partendo dal modello geologico dedotto con le indagini eseguite sia in situ che in laboratorio si sono ricavati i parametri geotecnici adottati poi nelle verifiche. Si vedano le tabelle sottostanti.

#### Parametri geotecnici

Sezione A-A'							
Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Descrizione
2.0	18.0	18.7		43.0		3950.0	argilla
0.97	17.7	20.6	21.8		1400.0		limo sabbioso
0.89	19.0	20.0		75.0		4433.0	argilla limosa
0.28	18.6	21.6	26.0		4500.0		limo sabbioso
1.8	18.6	19.4		65.0		4667.0	argilla limosa
1.32	18.0	21.0	26.4		9630.0		sabbia limosa
0.34	18.6	21.6	35.0		43850.0		sabbia
1.14	22.8	23.6		788.0		31500.0	argilla molto compatta

Sezione B1-B1'							
Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Descrizione
2.97	18.0	18.8		45.4		4050.0	argilla limosa
1.43	18.7	19.5		70.3		4333.0	argilla
0.36	18.6	21.6	27.45		6800.0		limo sabbioso
0.94	18.5	19.3		63.7	0	4633.0	argilla limosa
1.26	18.3	21.3	29.1		13200.0		sabbia limosa
0.92	18.6	21.6	35.67		51833.0		sabbia limosa

Sezione B2-B2'							
Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Descrizione
2.0	18.0	18.8		44.1		4000.0	argilla
0.97	17.7	20.6	21.8		1400.0		limo sabbioso
2.93	18.4	19.2	0.0	59.6		4575.0	argilla limosa
1.32	17.7	20.6	26.5		7433.0		sabbia limosa
0.62	18.6	21.6	34.3		37600.0		sabbia

0.86	23.2	24.0		1057.0		42300.0	argilla molto compatta
2.26	18.6	21.6	29.2		22000.0		sabbia limosa
0.8	18.6	21.6	33.4		51000.0		sabbia

Sezione C-C'							
Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Descrizione
4.44	18.06	18.9		47.0	0	4140.0	argilla limosa
0.32	18.6	21.6	28.9	0.0	9100.0		limo sabbioso
1.14	18.4	19.2	0.0	60.8		4633.0	argilla limosa
1.32	18.0	20.9	28.0		11000.0		sabbia limosa
0.42	18.6	21.6	35.7		52700.0		sabbia
0.52	23.6	24.4		1326.0		53100.0	argilla molto compatta
1.36	18.6	21.6	25.2		8200.0		limo sabbioso
1.04	18.6	21.6	31.5		30900.0		sabbia con poca ghiaia

Tabella 4. Parametri geotecnici assunti

#### 5.4 STIMA DELLA LIQUEFAZIONE E DEI CEDIMENTI POST-SISMA (ANALISI DI III LIVELLO)

Per liquefazione si intende l'annullamento di resistenza al taglio di terreni granulari saturi sotto sollecitazioni di taglio cicliche. In queste condizioni il terreno raggiunge uno stato di fluidità pari a quella di un liquido viscoso.

Il paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC afferma che "la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 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;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ ."

La liquefazione di terreni saturi, comunque, non sempre produce perdita di funzionalità o collasso delle strutture degli edifici. Riduzioni rilevanti di capacità portante e cedimenti significativi sono generalmente funzione:

- dell'ampiezza e tempo del carico ciclico del sisma;
- dello spessore ed estensione dello strato in liquefazione;
- dello spessore dei sedimenti non soggetti a liquefazione interposti tra fondazioni e strato in densificazione/liquefazione;
- delle condizioni morfologiche al contorno (acclività; presenza di scarpate o di variazioni di pendenza; vuoti di cava; incisioni fluviali; maceri)

Le indagini geognostiche mostrano che i terreni incontrati nelle indagini sono prevalentemente coesivi nei primi 6 metri; mentre scendendo si verificano delle alternanze metriche e non con livelli incoerenti, pur

sempre accompagnati da una matrice fine (limi). La soggiacenza della tavola d'acqua misurata è a -1.5 metri da p.c..

La procedura di verifica della liquefacibilità si è basata sull'approccio aggiornato di Robertson & Wride (1998) e inoltre sulla valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione LI (Iwasaki et al, 1978).

L'Approccio originale di Robertson & Wride (1998) è stato aggiornato utilizzando una nuova procedura di normalizzazione delle tensioni ed evita la necessità di correzione Kc. Il metodo è stato esteso per includere anche i terreni argillosi e a comportamento simile a quelli argillosi ("clay-like-soil") sulla base dei concetti descritti da Boulanger e Idriss (2004; 2007).

Il metodo è stato esteso per includere anche i terreni argillosi e/o con comportamento simile a quelli argillosi ("clay-like-soil") sulla base dei concetti descritti da Boulanger e Idriss (2004; 2007).

La procedura di verifica della liquefacibilità e la stima dei cedimenti post sisma nei sedimenti sia granulari che fini poco coesivi, si è basata sulla stima della propensione alla liquefazione del sedimento attraverso il calcolo del fattore di sicurezza  $FL = (CRR(7,5)/CSR(7,5)) * MSF$  con:

- CSR: sollecitazione tangenziale ciclica (Cyclic Stress Ratio) prodotta da un sisma e stimata sulla base di correlazioni empiriche dalle caratteristiche del terremoto, magnitudo e accelerazione tangenziale del suolo. Il CSR viene calcolato dalla nota equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971) per terremoti di  $M = 7,5$ . La  $a_{max}$  di ingresso per la valutazione semplificata del CSR è ricavata utilizzando i dati della modellazione numerica di risposta sismica locale elaborata con il software ad elementi finiti LDS<sub>2D</sub>.
- MSF: coefficiente correttivo per eventi sismici di magnitudo differente da 7,5 (come nel caso in studio). Fra le equazioni proposte, le raccomandazioni NCEER consigliano di utilizzare per terremoti di  $M < 7,5$  i valori correttivi di Andrus e Stokoe (1997).
- CRR: resistenza alla liquefazione ciclica (Cyclic Resistance Ratio) dei sedimenti attraversati, ricavata dagli esiti penetrometrici secondo la procedura empirica proposta da Robertson & Wride, 1998 per terremoti di  $M = 7,5$ . La procedura si fonda su equazioni che determinano i valori di CRR dei sedimenti con diverso contenuto di fini dai dati delle prove CPT, attraverso la normalizzazione a 100 kPa (pressione atmosferica) delle resistenze alla punta penetrometrica e la correzione in funzione delle caratteristiche granulometriche (desunte dalla classificazione dei terreni di Robertson, 1990).

Considerando anche i risultati della indagine eseguita in zona limitrofa a quella in studio durante l'analisi di microzonazione sismica redatta dal Dott. Collareda alla quale si rimanda per una eventuale lettura, si sono elaborati i dati acquisiti con le 5 CPTU eseguite per codesto progetto al fine di valutare il grado di pericolo di liquefazione dei terreni in posto.

Si è quindi proceduto al calcolo automatico della liquefacibilità e dei cedimenti post sisma con il software "Cliq", sviluppato dalla GeoLogiki Geotechnical Engineers in collaborazione con lo stesso P.K. Roberson, utilizzando i seguenti dati di input di pericolosità sismica:

- magnitudo del terremoto  $M_w$ : 6,45
- $a_{max}$  suolo (calcolata con la modellazione numerica di RSL elaborata con il software LSR<sub>2D</sub>): 0.38g
- condizioni idrogeologiche pre-sisma e post sisma si è considerata una soggiacenza pari a 1.5 m.

La valutazione della liquefacibilità e dei cedimenti post-sisma, si basa sulla classificazione di comportamento di tutti i terreni proposta da Robertson (1990; 2009).

La stima della liquefacibilità ha permesso anche di valutare l'indice di potenziale liquefazione (PLI) definito da Iwasaki (1982). La stima di questo indice viene applicato ai metodi che prevedono il calcolo del fattore di sicurezza FS e consente una valutazione del rischio di liquefazione in funzione della profondità degli intervalli liquefacibili. L'indice PLI è ricavato dalla seguente equazione:

$$LPI = \int_0^{20} (10 - 0,5z) \times F_L \times dz$$

dove:

FL = 1 -FS (z) quando FS risulta <1

FL = 0 quando FS risulta >1

z = profondità espressa in metri

Lo profondità di stima dell'indice di potenziale liquefazione viene convenzionalmente definita pari a 20 metri (oltre a tale quota sono da escludersi fenomeni di liquefazione). Il valore di LPI può dunque variare da 0

(quando nessun livello risulta liquefacibile) a 100 (tutto lo spessore considerato è caratterizzato da  $FL < 1$ ). Sulla base degli esiti ottenuti, Iwasaki ha proposto le seguenti classi di rischio di liquefazione in funzione del valore di LPI:

- $LPI = 0$  rischio di liquefazione molto basso
- $0 < LPI \leq 5$  rischio di liquefazione basso
- $5 < LPI \leq 15$  rischio di liquefazione alto
- $LPI > 15$  rischio di liquefazione molto alto

La figura seguente mostra lo schema grafico della procedura di calcolo di LPI.

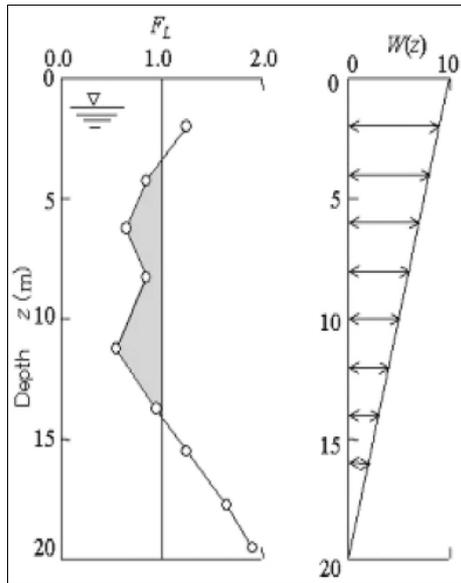


Figura 24. Grafico della procedura di calcolo dell'indice di potenziale liquefazione (LPI)

Le Figure seguenti mostrano la propensione alla liquefazione mediante il calcolo del fattore di sicurezza FS, l'Indice LPI e il cedimento verticale DS per tutte le 5 prove CPTU.

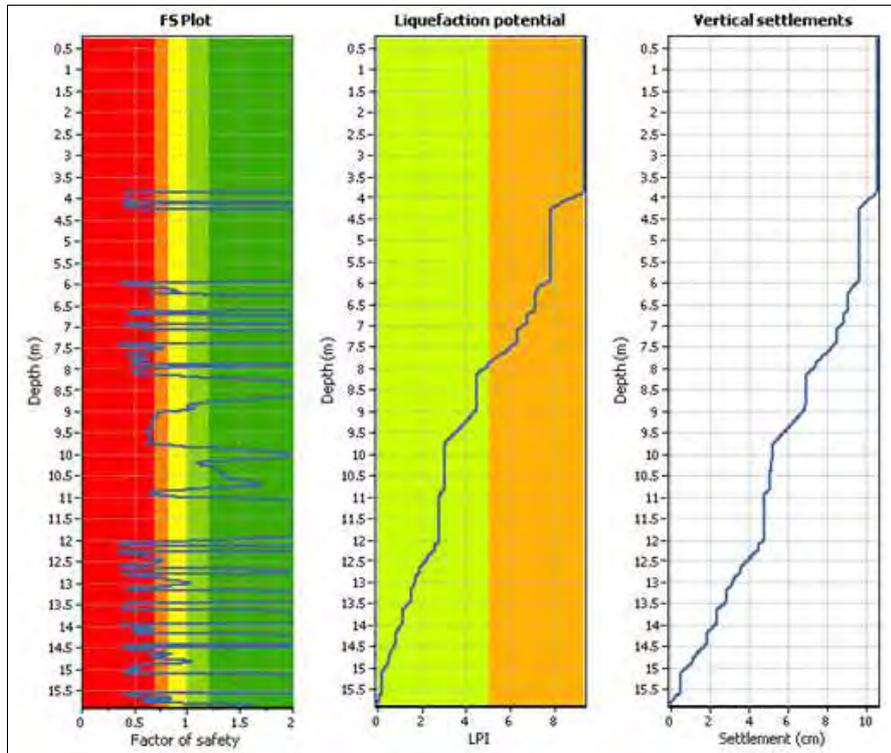


Figura 25. Grafici di Fs; LPI e DS nel sto CPTU 01

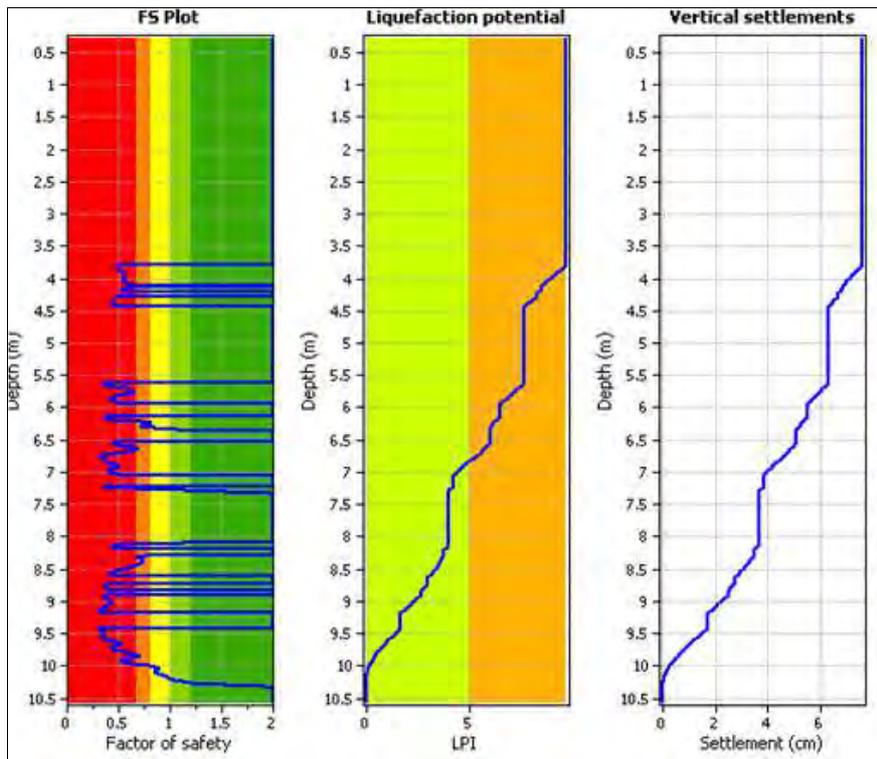


Figura 26. Grafici di Fs; LPI e DS nel sto CPTU 02

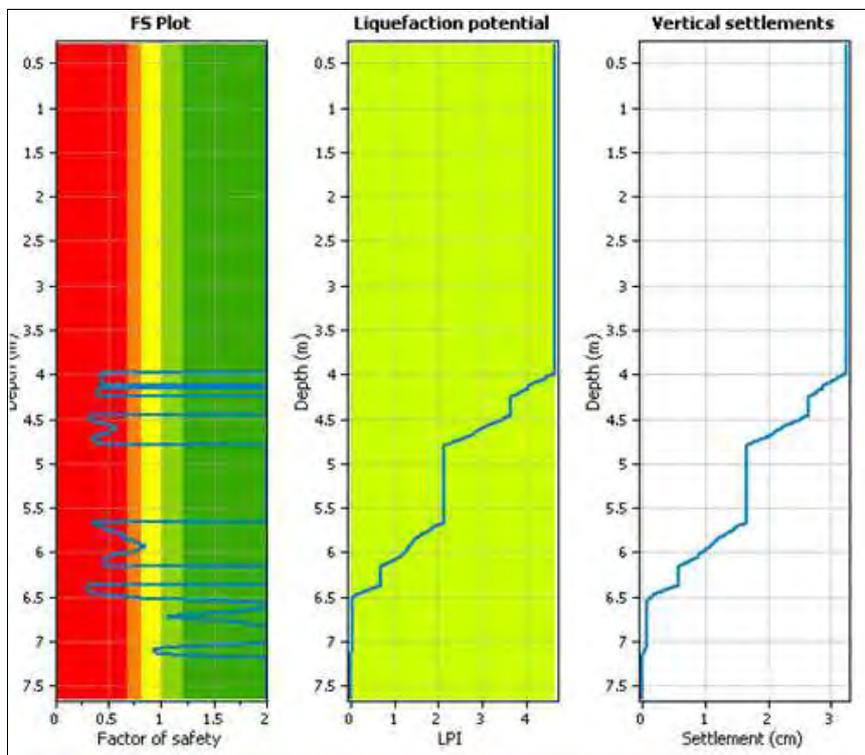


Figura 27. Grafici di Fs; LPI e DS nel sto CPTU 03

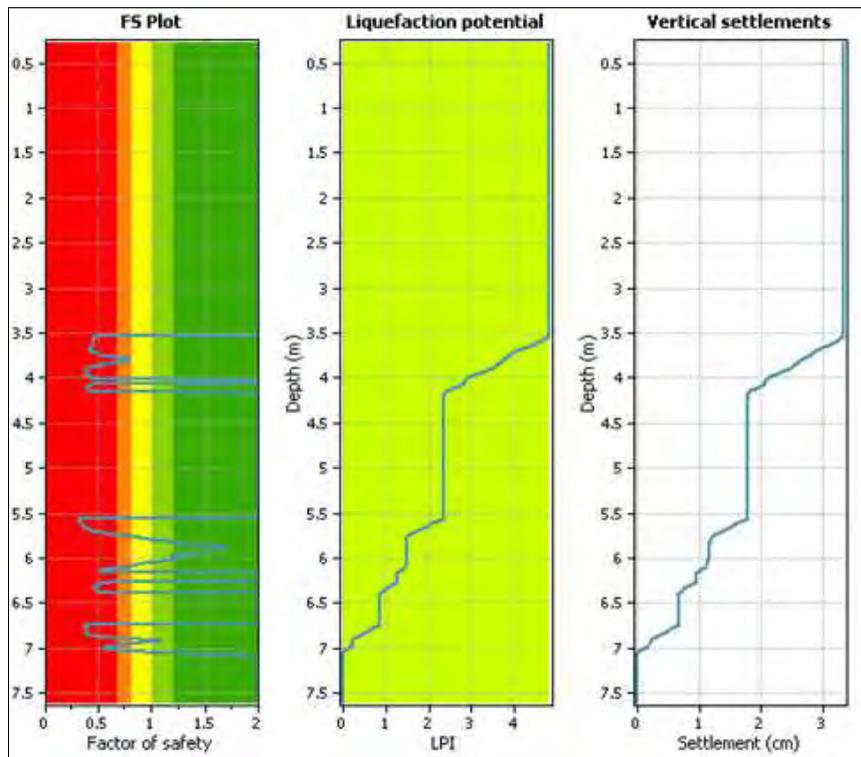


Figura 28. Grafici di Fs; LPI e DS nel sto CPTU 04

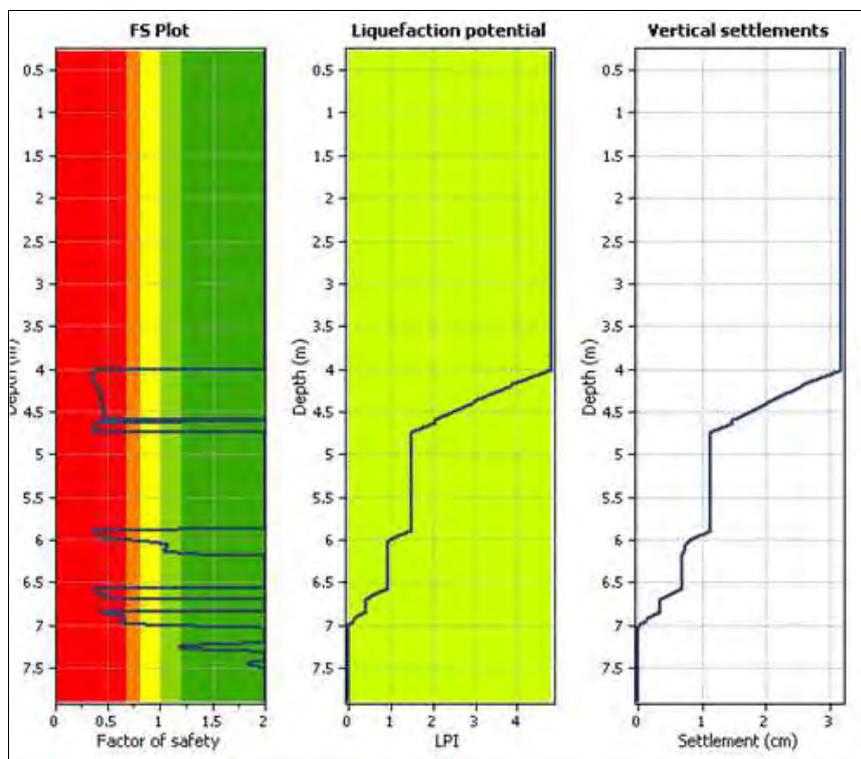


Figura 29. Grafici di Fs; LPI e DS nel sto CPTU 05

Dallo sguardo ai grafici LPI si desume che con le indagini CPTU eseguite nel sedime interessato dalla nuova struttura esiste un rischio "alto" ( $5 < LPI < 15$ ) per le zone nr. 1 e 2, cioè lungo la fascia meridionale dell'area; mentre per le restanti zone (3-4-5) il rischio di liquefazione è basso ( $LPI < 5$ ). Tutto ciò è da imputare alla presenza o meno di livelli granulari liquefacibili di spessore significativo, più evidenti nella porzione Sud dell'area per strutture sepolte sabbiose.

In sintesi, i dati di input sono:

Analysis method: B&I (2014)  
 Earthquake magnitude MW: 6.45  
 Peak ground acceleration: 0,38  
 G.W.T. (earthq.): 1,5 m  
 FS: 1,2

e di output:

Prova CPTU	LPI	Cedimento (cm)
CPT1	9.25	10.46
CPT2	9.62	7.59
CPT3	4.66	3.24

Prova CPTU	LPI	Cedimento (cm)
CPT4	4.82	3.34
CPT 5	4.8	3.17

Tabella 5. Dati LPI e DS delle CPTU

## 6 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 6.1 CONDIZIONI ASSUNTE

Per le valutazioni di capacità portante del sottosuolo, sulla base delle indicazioni progettuali (vedi oltre), si sono considerate fondazioni tipo a plinto con le seguenti geometrie:

Geometrie delle fondazioni	P1	P2
Larghezza fondazione (m)	3.5	4.5
Lunghezza fondazione (m)	3.5	4.5
Profondità piano di posa (m)	1.8	1.8

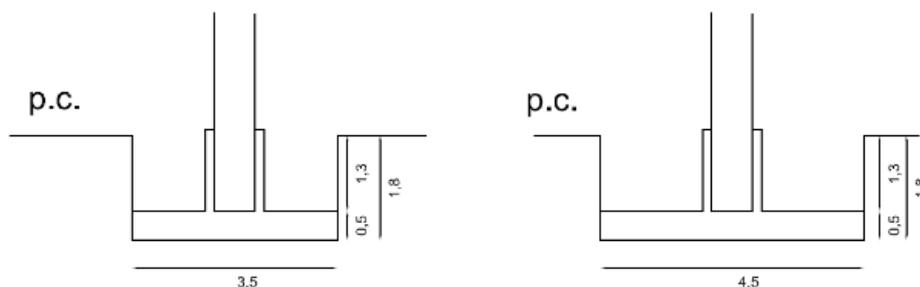


Figura 30. Schemi delle fondazioni assunte

La scelta della tipologia fondale scaturisce dai carichi di progetto ipotizzati e dalle valutazioni suggerite dal progettista, che, con email del 12 giugno scrive:

*"In riferimento al fabbricato Eral di Vazzola, vengono trasmessi come richiesto all'ing. Rizzato, i carichi al piede indicativi dei pilastri con il solo fine di scelta tipologica dell'impianto di fondazione.*

*Nelle indicazioni che seguiranno si è convenuto contrassegnare la direzione X perpendicolare ai tegoli di copertura (direzione NW-SE).*

*Nell'indicazione dei momenti, le sollecitazioni  $M_x$  ed  $M_y$  sono relative a forze applicate rispettivamente nelle direzioni x ed y.*

*Nel calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3).*

*Gli sforzi normali sono comprensivi dei pannelli di tamponamento. Non è invece compreso il peso proprio della fondazione.*

**Pilastro di bordo**

- $N_{slu} = 1700 \text{ kN}$
- $M_{xslu} = 700 \text{ kNm}$
- $M_{yslu} = 0 \text{ kNm}$
- $N_{slv} = 1100 \text{ kN}$
- $M_{xslv} = 300 \text{ kNm}$
- $M_{yslv} = 1500 \text{ kNm}$

**Pilastro di spina**

- $N_{slu} = 2500 \text{ kN}$
- $M_{xslu} = 700 \text{ kNm}$
- $M_{yslu} = 0 \text{ kNm}$
- $N_{slv} = 1500 \text{ kN}$
- $M_{xslv} = 400 \text{ kNm}$
- $M_{yslv} = 1500 \text{ kNm}$

**Pilastro reggi tamponamento**

- $N_{slu} = 600 \text{ kN}$
- $M_{xslu} = 900 \text{ kNm}$
- $M_{yslu} = 0 \text{ kNm}$

La quota di imposta delle fondazioni è ipotizzabile a -180 cm dal piano campagna.

La tipologia di fondazione, viste le dimensioni della maglia, è di tipo puntuale (plinti isolati, eventualmente su pali)".

Le verifiche si sono fatte assumendo tali configurazioni per valutare il grado di stabilità globale. Non conoscendo i carichi di progetto né d'esercizio, né gli eventuali momenti o sforzi laterali cui può essere soggetta la struttura e le fondazioni, si dà solo la pressione di progetto calcolata per i vari SL.

Si sono eseguite le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e alle condizioni di esercizio (SLE-SLD) nel rispetto dei principi e delle procedure citate nel paragrafo 6.2.3 delle NTC.

Per le Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) si è utilizzato il metodo dei coefficienti parziali che le NTC indicano, per ogni stato limite ultimo, nella condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione normale alla base della fondazione e dove  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nel calcolo di  $E_d$  e  $R_d$  è necessario moltiplicare le azioni di progetto per il coefficiente parziale  $\gamma_F$  e dividere i parametri di progetto per il coefficiente parziale  $\gamma_M$ , secondo le combinazioni fornite dalla normativa in relazione a ciascuna opera geotecnica.

Al paragrafo 6.2.3.1 delle NTC è scritto che "la verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi".

Per le verifiche della suddetta condizione e per la cabina si è utilizzato l'Approccio progettuale 2 (A1+M1+R3). Si è utilizzato il software Loadcap 2016.25.2.812.

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  è stato determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nelle NTC (vedasi Tabella sottostante) e tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Tabella 6. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Inoltre, il sistema geotecnico relativo all'opera in progetto è stato verificato anche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE). Infatti, "il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa. Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera" (par.6.2.3.3 NTC). Per ciascun stato limite di esercizio la condizione da rispettare è:

$$E_d \leq C_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il valore limite dell'effetto delle azioni stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Le NTC – par. 6.4.2.2 – indicano che "si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi".

## 6.2 METODO UTILIZZATO PER IL CARICO LIMITE

Le NTC/2008 indicano che nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine. Per la capacità portante si è utilizzato il *Metodo di Brinch-Hansen* (EC-8).

Il carico limite di progetto in *condizioni non drenate* si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi)c_u s_c i_c + q$$

dove:

$A'$	$= B' \cdot L'$	area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico
$c_u$		Coesione non drenata
$q$		pressione litostatica totale sul piano di posa
$s_c$		Fattore di forma
$s_c$		Fattore di forma
$s_c$		Fattore di forma $1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari
$s_c$		1,2 per fondazioni quadrate o circolari
$i_c$		Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico $H$ $i_c = 0,5(1 + \sqrt{1 - H/A'c_u})$

Per le *condizioni drenate* il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$\frac{R}{A'} = (c' N_c s_c i_c) + (q' N_q s_q i_q) + 0,5(B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma)$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2) \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

**Fattori di forma:**

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \text{ per forma rettangolare} \quad s_q = 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare} \quad s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

**Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale  $H$  parallelo a  $L$ :**

$$i_q = i_g = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi') \quad i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

**Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale  $H$  parallelo a  $B$ :**

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3 \quad i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3 \quad i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

### 6.3 METODO UTILIZZATO PER I CEDIMENTI TEORICI

I parametri di deformabilità dei terreni sono stati ricavati mediante correlazioni empiriche con la  $q_c$  delle prove condotte. Il tempo di calcolo per i cedimenti di consolidazione è stato preso pari a 10 anni. Nel calcolo s'è tenuto conto dello spessore di terreno asportato, fattore questo che riduce l'effettivo carico imposto. Il metodo usato è stato il *Metodo di consolidazione monodimensionale* di Terzaghi.

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica. Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ( $OCR > 1$ ), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ ). Se invece il terreno è normalconsolidato ( $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ ) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

$RR$  = Rapporto di ricomprensione;  $CR$  = Rapporto di compressione;

$H_0$  = Spessore iniziale dello strato;  $\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$  = incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

$H_c$  è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

$C_\alpha$  è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva cedimento-logaritmo tempo;

$T$  il tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

$T_{100}$  il tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

### 6.4 VERIFICHE SLU E SLE

Nelle verifiche si sono assunte le condizioni enunciate nei paragrafi precedenti in termini di risposta sismica locale, di classe d'uso etc. ed assumendo le combinazioni di calcolo sopra citate si è ricavato il carico agente sulle fondazioni sopra indicate per la struttura in progetto.

Nei calcoli successivi si è considerato lo stato limite ultimo **SLV** e di esercizio **SLD**.

Di seguito si indicano i risultati ottenuti e vengono riportati il Carico limite (Q), la Resistenza di progetto (Rd - paragonabile alla vecchia  $q_{amm}$ ), il Fattore di sicurezza (F) tra il Carico limite e la Pressione normale di progetto e la verifica o meno del rapporto  $Ed \leq Rd$ . Poiché le indagini hanno investigato le varie zone, di seguito si illustrano i risultati relativi a ciascuna zona.

Con le geometrie fondazionali sopra indicate si è ottenuto, applicando l'Approccio 2 - NTC2008, nelle condizioni non drenate. Si sono valutate le capacità portanti assumendo le condizioni litostratigrafiche enunciate precedentemente e sintetizzate in sezioni. Pur avendo valutato due geometrie di plinti (B=L 3.5 m e 4.5 m) i dati di capacità portante ottenuti non divergono poiché il cuneo di rottura fondazionale rimane entro lo spesso strato argilloso più superficiale.

Plinto		Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	Cedimento teorico al centro del plinto(cm)	Cedimento teorico al vertice del plinto (cm)
Sez A-A	P1	96.28	4.4	3.1
	P2	96.28	4.8	3.2
Sez B1-B1	P1	101.22	4.6	1.9
	P2	101.22	4.1	2.1
Sez B2-B2	P1	98.55	4.5	3.1
	P2	98.55	4.8	3.2
Sez C-C	P1	104.54	5.0	2.0
	P2	104.54	6.0	2.5

I cedimenti indotti (par. 6.4.2.2 NTC) sono stati calcolati con il Metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi per un tempo (T) di 15 anni data la presenza prevalente di argille nello strato di appoggio fondazionale.

Di seguito si riportano, in sintesi, le condizioni di verifica [Ed<=Rd] è verificata per le singole ipotesi fondazionali. Data la litologia riscontrata le valutazioni sono state fatte in condizioni non drenate.

#### Zona A-A' - PLINTI P1 (3.5X3.5 M)

Larghezza fondazione	3.5 m
Lunghezza fondazione	3.5 m
Profondità piano di posa	1.8 m
Altezza di incastro	1.3 m
Profondità falda	1.5
CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3 Autore: Brinch - Hansen 1970	
Carico limite [Qult]	288.83 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	125.58 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	96.28 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler: 11553.36 kN/m <sup>3</sup>	
CEDIMENTO EDOMETRICO CALCOLATO CON: METODO CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE DI TERZAGHI	
Pressione normale di progetto	96.28 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	15.0
Cedimento totale	4.4 cm

#### Zona A-A' - PLINTI P2 (4.5X4.5 M)

Larghezza fondazione	4.5 m
Lunghezza fondazione	4.5 m
Profondità piano di posa	1.8 m
Altezza di incastro	1.3 m
Profondità falda	1.5
CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3 Autore: Brinch - Hansen 1970	
Carico limite [Qult]	288.83 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	125.58 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	96.28 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler: 11553.36 kN/m <sup>3</sup>	
CEDIMENTO EDOMETRICO CALCOLATO CON: METODO CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE DI TERZAGHI	
Pressione normale di progetto	96.28 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	15.0
Cedimento totale	4.8 cm

**Zona B1-B1' - PLINTI P1 (3.5X3.5 M)**

Larghezza fondazione	3.5 m
Lunghezza fondazione	3.5 m
Profondità piano di posa	1.8 m
Altezza di incastro	1.3 m
Profondità falda	1.5
CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3 Autore: Brinch - Hansen 1970	
Carico limite [Qult]	303.67 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	132.03 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	101.22 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler:12146.69 kN/m <sup>3</sup>	
CEDIMENTO EDOMETRICO CALCOLATO CON: METODO CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE DI TERZAGHI	
Pressione normale di progetto	101.22 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	15.0
Distanza	4.6 m

**Zona B1-B1' - PLINTI P2 (4.5X4.5 M)**

Larghezza fondazione	4.5 m
Lunghezza fondazione	4.5 m
Profondità piano di posa	1.8 m
Altezza di incastro	1.3 m
Profondità falda	1.5
CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3 Autore: Brinch - Hansen 1970	
Carico limite [Qult]	303.67 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	132.03 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	101.22 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler:12146.69 kN/m <sup>3</sup>	
CEDIMENTO EDOMETRICO CALCOLATO CON: METODO CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE DI TERZAGHI	
Pressione normale di progetto	101.22 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	15.0
Cedimento totale	4.1 cm

**Zona B2-B2' - PLINTI P1 (3.5X3.5 M)**

Larghezza fondazione	3.5 m
Lunghezza fondazione	3.5 m
Profondità piano di posa	1.8 m
Altezza di incastro	1.3 m
Profondità falda	1.5
CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3 Autore: Brinch - Hansen 1970	
Carico limite [Qult]	295.65 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	128.54 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	98.55 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler:11825.95 kN/m <sup>3</sup>	
CEDIMENTO EDOMETRICO CALCOLATO CON: METODO CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE DI TERZAGHI	
Pressione normale di progetto	98.55 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento dopo T anni	15.0
Cedimento totale	4.5 cm

**Zona B2-B2' - PLINTI P2 (4.5X4.5 M)**

Larghezza fondazione	4.5 m
Lunghezza fondazione	4.5 m
Profondità piano di posa	1.8 m
Altezza di incastro	1.3 m
Profondità falda	1.5
CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3 Autore: Brinch - Hansen 1970	
Carico limite [Qult]	295.65 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	128.54 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	98.55 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler: 11825.95 kN/m<sup>3</sup>  
 CEDIMENTO EDOMETRICO CALCOLATO CON: METODO CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE DI TERZAGHI  
 Pressione normale di progetto 98.55 kN/m<sup>2</sup>  
 Cedimento dopo T anni 15.0  
 Cedimento totale 4.8 cm

**Zona C-C' - PLINTI P1 (3.5X3.5 M)**

Larghezza fondazione 3.5 m  
 Lunghezza fondazione 3.5 m  
 Profondità piano di posa 1.8 m  
 Altezza di incastro 1.3 m  
 Profondità falda 1.5  
 CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3 Autore: Brinch - Hansen 1970  
 Carico limite [Qult] 313.61 kN/m<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto[Rd] 136.35 kN/m<sup>2</sup>  
 Tensione [Ed] 104.54 kN/m<sup>2</sup>  
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3.0  
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler: 12544.56 kN/m<sup>3</sup>  
 CEDIMENTO EDOMETRICO CALCOLATO CON: METODO CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE DI TERZAGHI  
 Pressione normale di progetto 104.54 kN/m<sup>2</sup>  
 Cedimento dopo T anni 15.0  
 Cedimento totale 5.0 cm

**Zona C-C' - PLINTI P2 (4.5X4.5 M)**

Larghezza fondazione 4.5 m  
 Lunghezza fondazione 4.5 m  
 Profondità piano di posa 1.8 m  
 Altezza di incastro 1.3 m  
 Profondità falda 1.5  
 CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3 Autore: Brinch - Hansen 1970  
 Carico limite [Qult] 313.61 kN/m<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto[Rd] 136.35 kN/m<sup>2</sup>  
 Tensione [Ed] 104.54 kN/m<sup>2</sup>  
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3.0  
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata  
 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler: 12544.56 kN/m<sup>3</sup>  
 CEDIMENTO EDOMETRICO CALCOLATO CON: METODO CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE DI TERZAGHI  
 Pressione normale di progetto 104.54 kN/m<sup>2</sup>  
 Cedimento dopo T anni 15.0  
 Cedimento totale 6.0 cm

**6.4.1 VERIFICA ALLO SLITTAMENTO DELLE FONDAZIONI A PLINTO**

Quando la fondazione superficiale è sollecitata da forze orizzontali, per esempio per l'azione del sisma, deve essere eseguita la verifica allo slittamento.

In generale, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$H \leq S + E$$

dove  $H$  è la forza orizzontale esterna applicata,  $S$  è resistenza di taglio mobilitata lungo la base della fondazione ed  $E$  è la forza corrispondente alla spinta passiva che agisce sul lato a valle, rispetto al verso di applicazione di  $H$ , della fondazione stessa. Normalmente  $E$  viene trascurata, perché le deformazioni necessarie per la sua mobilitazione sono spesso incompatibili con l'integrità dell'opera.

Per la determinazione di  $S$  si distinguono due casi.

- 1) Condizioni drenate ( $\varphi > 0$ ):

$$S = V \operatorname{tg} \delta$$

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

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

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

Nel caso di carichi orizzontali dovuti esclusivamente al sisma, la forza H agente sulla fondazione è data da:

$$H = V k_{hi}$$

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

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

2) Condizioni non drenate ( $\varphi=0$ ):

$$S = A c_u$$

dove  $c_u$  è la coesione non drenata dello strati di appoggio e A la superficie efficace della base della fondazione data da:

$$A = BxLxcos \omega$$

con  $\omega$  = inclinazione della base rispetto all'orizzontale.

Con il modello considerato il plinto poggerà nello strato 1, formato prevalentemente da argille±limose. Applicando la condizione 2, tenendo conto dei parametri geotecnici e fondazionali sopra indicati, si ottiene:

Nel caso in esame risulta :

Plinti della Sezione	Fs
Sezione A-A (P1 e P2)	25÷41 > 1.1 (da norma)
Sezione B1-B1 (P1 e P2)	23÷39 > 1.1 (da norma)
Sezione B2-B2 (P1 e P2)	24÷43 > 1.1 (da norma)
Sezione C-C (P1 e P2)	23÷38 > 1.1 (da norma)

#### 6.4.2 CONSIDERAZIONI PER LE FONDAZIONI A PLINTO

Dallo sguardo ai cedimenti calcolati con le fondazioni ed i carichi ricavati, si osserva che:

1. I cedimenti calcolati riguardano fondazioni flessibili. Per ottenere il cedimento con fondazioni rigide è norma moltiplicare il valore ricavato per 0,75.
2. Per fondazioni tipo a plinto Wilum e Starzewski (1975)<sup>2</sup> fissano in 60÷80 mm i cedimenti totali massimi ammissibili ed in 0,003 ( $\delta/L \approx 1/300$ ) e 0,002 ( $\delta/L \approx 1/500$ ) il rapporto tra cedimento differenziale di due punti e la loro distanza ossia la distorsione angolare.
3. *I cedimenti totali teorici calcolati per il carico ricavato nelle singole ipotesi fondazionali risultano inferiori ai valori fissati dagli autori citati sia per fondazioni flessibili, sia se si opera un irrigidimento dell'apparato fondale.*
4. Qualora, però, sia necessario scaricare in fondazione carichi totali d'esercizio maggiori di quelli ricavati nelle condizioni di calcolo sarà il progettista valutare la tipologia fondazionale più adeguata. In tal caso, sarà cura del progettista, o di chi incaricato, approfondire idoneamente l'analisi geotecnica per il dimensionamento dei sistemi fondali più opportuni.
5. Del carico d'esercizio ricavato si terrà conto al fine di mantenere condizioni geotecniche di stabilità del sistema "opera÷terreno" sia nei confronti della resistenza sia della deformabilità.

<sup>2</sup> Wilum Z., Starzewski K. (1975), *Soil Mechanics in Foundation Engineering*, 2.42nd ed., Surrey V.M. Press, London

## 7 CONCLUSIONI

In questo scritto si sono illustrate le analisi di capacità portante SLU e quelle relative agli stati SLE - SLD basandosi sulle direttive contenute nelle NTC emanate con il D.M.14.01.2008 e poi con i criteri della Circ.Min. 617 del 02.02.2009.

A completamento dei risultati si consiglia di:

- Di non superare il carico di esercizio consigliato, per le fondazioni considerate.
- Impostare qualsiasi fondazione con larghezza  $B \geq 0.8$  m per evitare il fenomeno di punzonamento.
- Provvedere a garantire la sicurezza cantiere mediante opere di sostegno del fronte per scavi con profondità maggiore di 1,5 m da p.c. attuale.
- Mettere in atto ogni attenzione progettuale (es. sostegni provvisori/permanenti, movimenti terra, macchine operatrici, sconfinamento idraulico dell'area, etc) per non compromettere l'equilibrio attuale tra strutture/infrastrutture esistenti ed il terreno sul quale si andrà ad operare.
- Provvedere a evitare che i cedimenti indotti dalla nuova struttura vadano ad interessare quella esistente limitrofa.
- Adottare adeguate e calcolate opere di drenaggio (well points) se le condizioni del carico idraulico sotterraneo stagionale le rendessero necessarie per la sicurezza e la stabilità del sistema terreno÷opere fondali÷strutture, in fase di costruzione.
- Qualora in fase esecutiva si riscontri l'impossibilità di evitare l'appoggio, per tutte le opere previste, su terreni a differente comportamento deformativo sarà opportuno bonificare il terreno più scadente asportandolo, se di modesta quantità, oppure costipandolo, in modo da migliorare le sue caratteristiche di resistenza e di deformabilità.
- Non alterare, con le prevedibili risagomature del terreno superficiale, in maniera significativa l'attuale regime di deflusso superficiale.
- Qualora la modifica idrologica del suolo sia significativa, relativamente alle disposizioni delle autorità competente in materia di sicurezza idraulica, si provvederà a mitigare le azioni al fine di garantire l'invarianza idraulica prescritta dalla normativa vigente.
- Rispettare le disposizioni poste dallo studio di compatibilità idraulica costituente il PAT.
- Progettare l'allontanamento delle acque superficiali, raccolte, in maniera adeguata al fine di evitare fenomeni di instabilità per le strutture in progetto e i corpi arginali. I volumi idrici verranno scaricati così da non alterare l'esistente equilibrio locale tra precipitazioni, acque d'infiltrazione e deflussi superficiali. Tali acque saranno convogliate verso i collettori (naturali o urbani) presenti ed idonei al collettamento.
- Porre in opera un accurato sistema di controllo al fine di tenere sotto controllo le strutture costruite, anche in ottemperanza al DM 14.09.2005 – par 7.2.6. Il monitoraggio deve consentire di verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali ed i comportamenti osservati e di controllare il comportamento delle opere nel tempo.

Inoltre, si rammenta che:

- Il progetto dell'opera deve esaminare con completezza tutte le fasi costruttive, individuando eventuali aspetti di criticità ed il loro effetto sull'ambiente circostante. Criticità e pregiudizi di tipo geologico per la realizzazione dell'opera, evidenziati in fase costruttiva, dovranno essere comunicati a tecnico competente. In ottemperanza alle Norme tecniche per le costruzioni, la fase geognostica si conclude, infatti, ad opera ultimata.
- Il progettista, nelle verifiche nei confronti degli stati ultimi e di esercizio, deve tener conto che  $E_d$  (valore di progetto dell'azione) è  $\leq$  di  $R_d$  (valore di progetto della resistenza del terreno).
- Trattandosi di terreni stratificati con differenti qualità geotecniche si ribadisce, in sede esecutiva, l'opportunità di confrontare la caratterizzazione geologico-tecnica assunta in questa Relazione e la condizione effettiva, differendo di conseguenza il progetto esecutivo.

*Baratto Filippo*

Baratto Filippo, geologo



# ALLEGATI

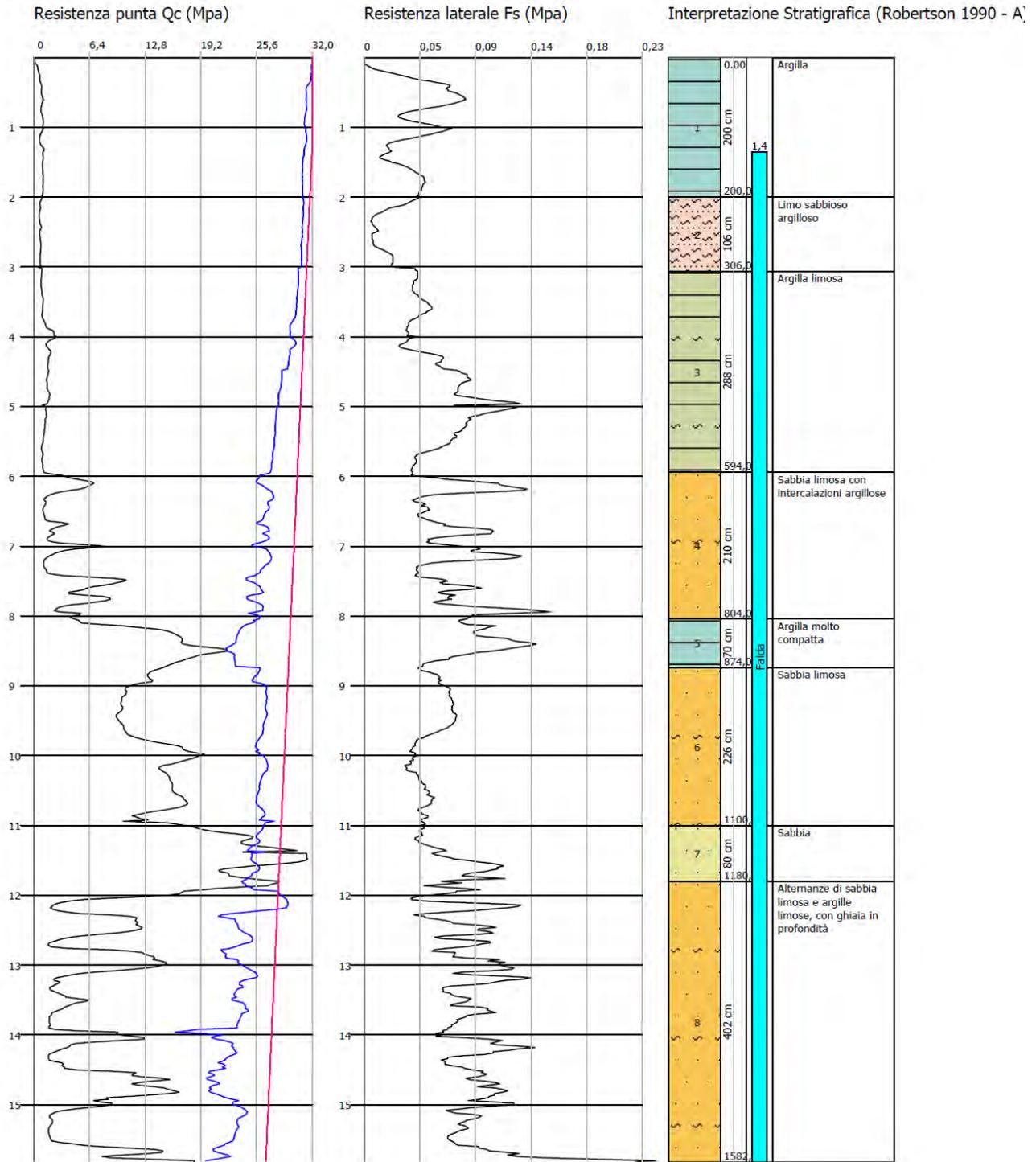
# ALLEGATI C1 – C5

TECNOSTUDIO S.r.l. società di ingegneria  
Via Rovigo, 61  
35042 Este (PD)

Probe CPTU - Piezocone CPTU1  
Strumento utilizzato TECNO PENTA TP CPL2IN

Committente: HGEO  
Cantiere: VIA EUROPA  
Località: VAZZOLA (TV)

Data: 20/04/2017



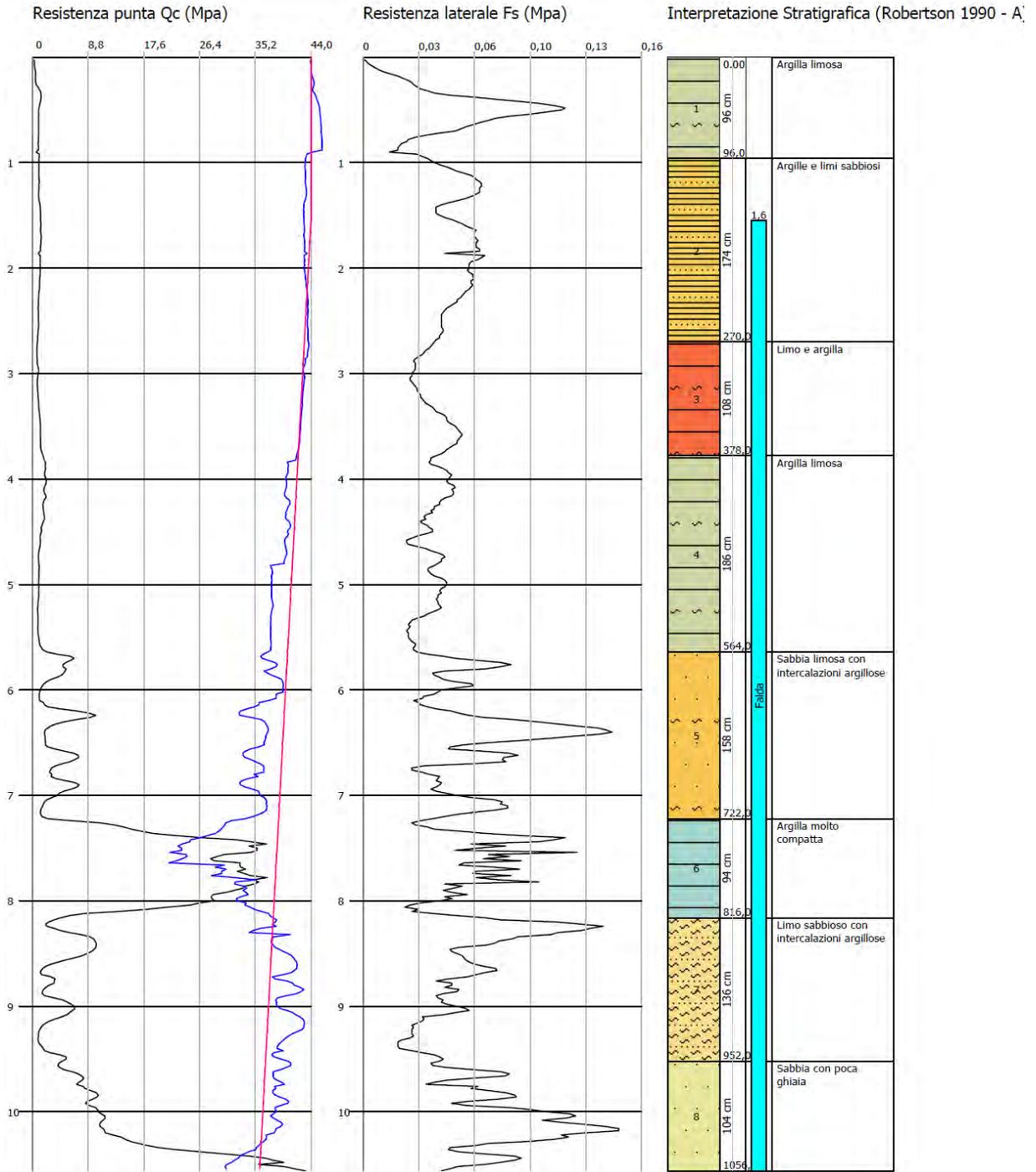
ALLEGATO C1

TECNOSTUDIO S.r.l. società di ingegneria  
Via Rovigo, 61  
35042 Este (PD)

Probe CPTU - Piezocone CPTU2  
Strumento utilizzato TECNO PENTA TP CPL2IN

Committente: HGEO  
Cantiere: VIA EUROPA  
Località: VAZZOLA (TV)

Data: 20/04/2017

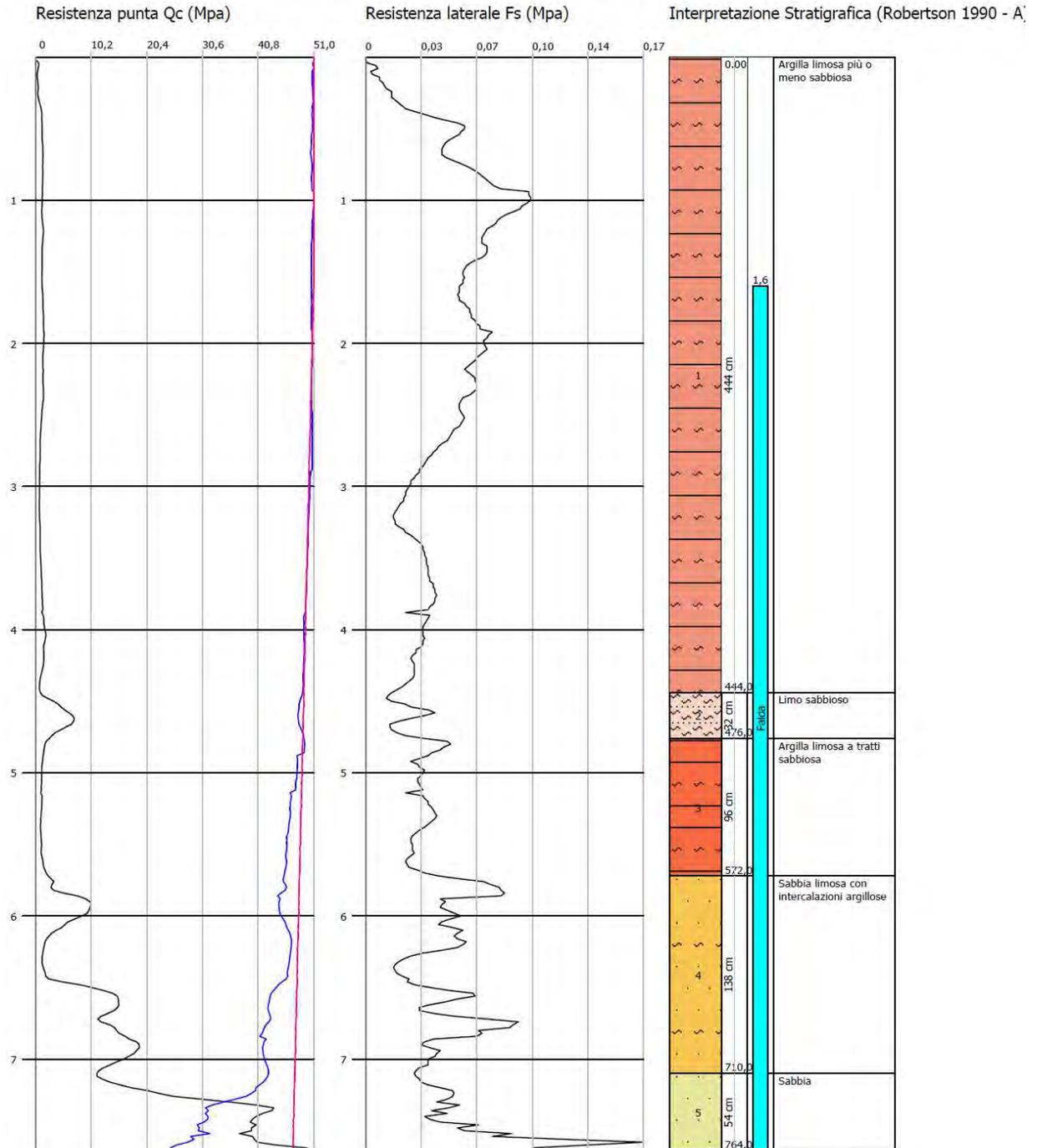


TECNOSTUDIO S.r.l. società di ingegneria  
Via Rovigo, 61  
35042 Este (PD)

Probe CPTU - Piezocone CPTU3  
Strumento utilizzato TECNO PENTA TP CPL2IN

Committente: HGEO  
Cantiere: VIA EUROPA  
Località: VAZZOLA (TV)

Data: 20/04/2017

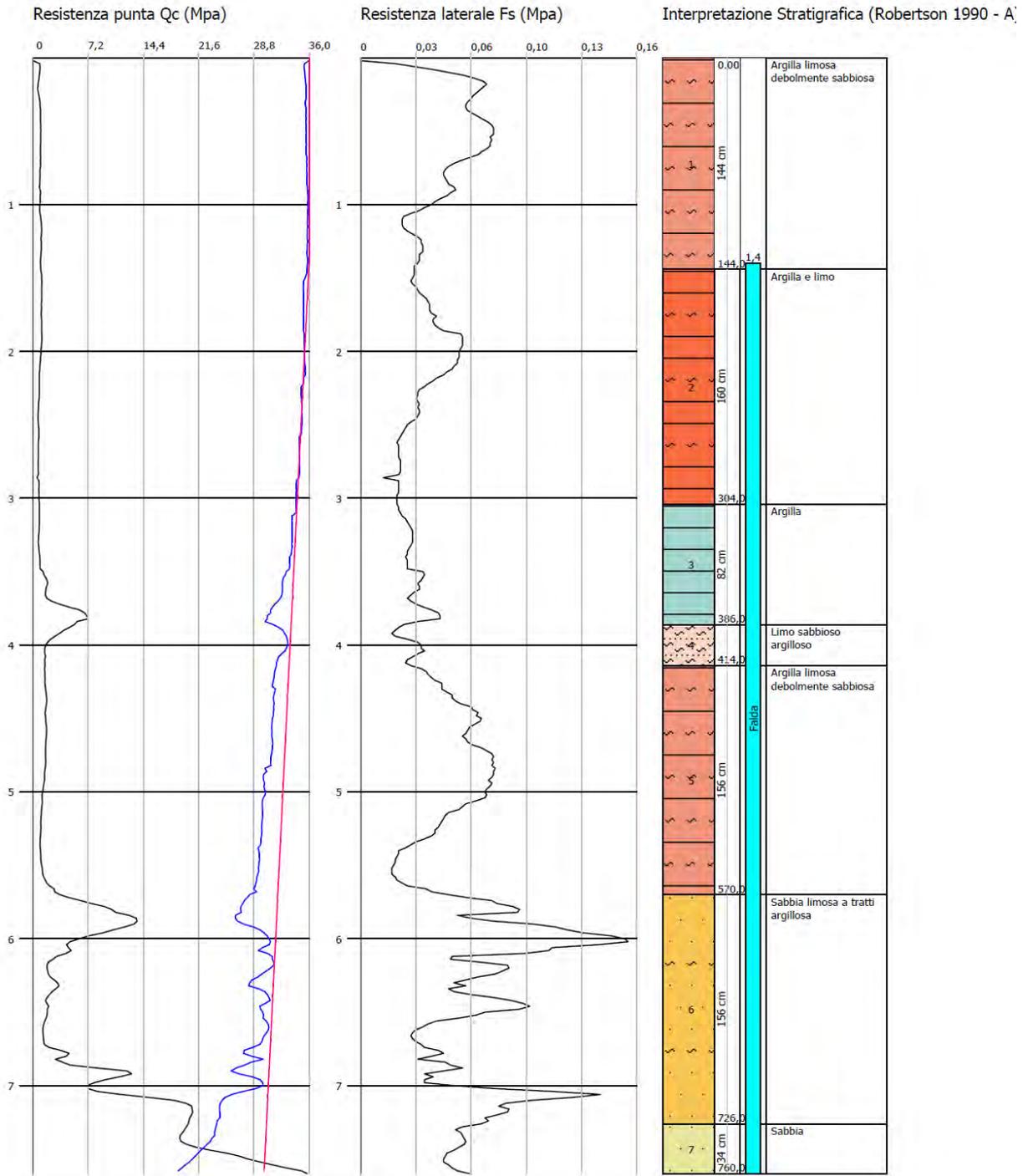


TECNOSTUDIO S.r.l. società di ingegneria  
Via Rovigo, 81  
35042 Este (PD)

Probe CPTU - Piezocone CPTU4  
Strumento utilizzato TECNO PENTA TP CPL2IN

Committente: HGEO  
Cantiere: VIA EUROPA  
Località: VAZZOLA (TV)

Data: 20/04/2017



Pag. 1 Scala 1:35

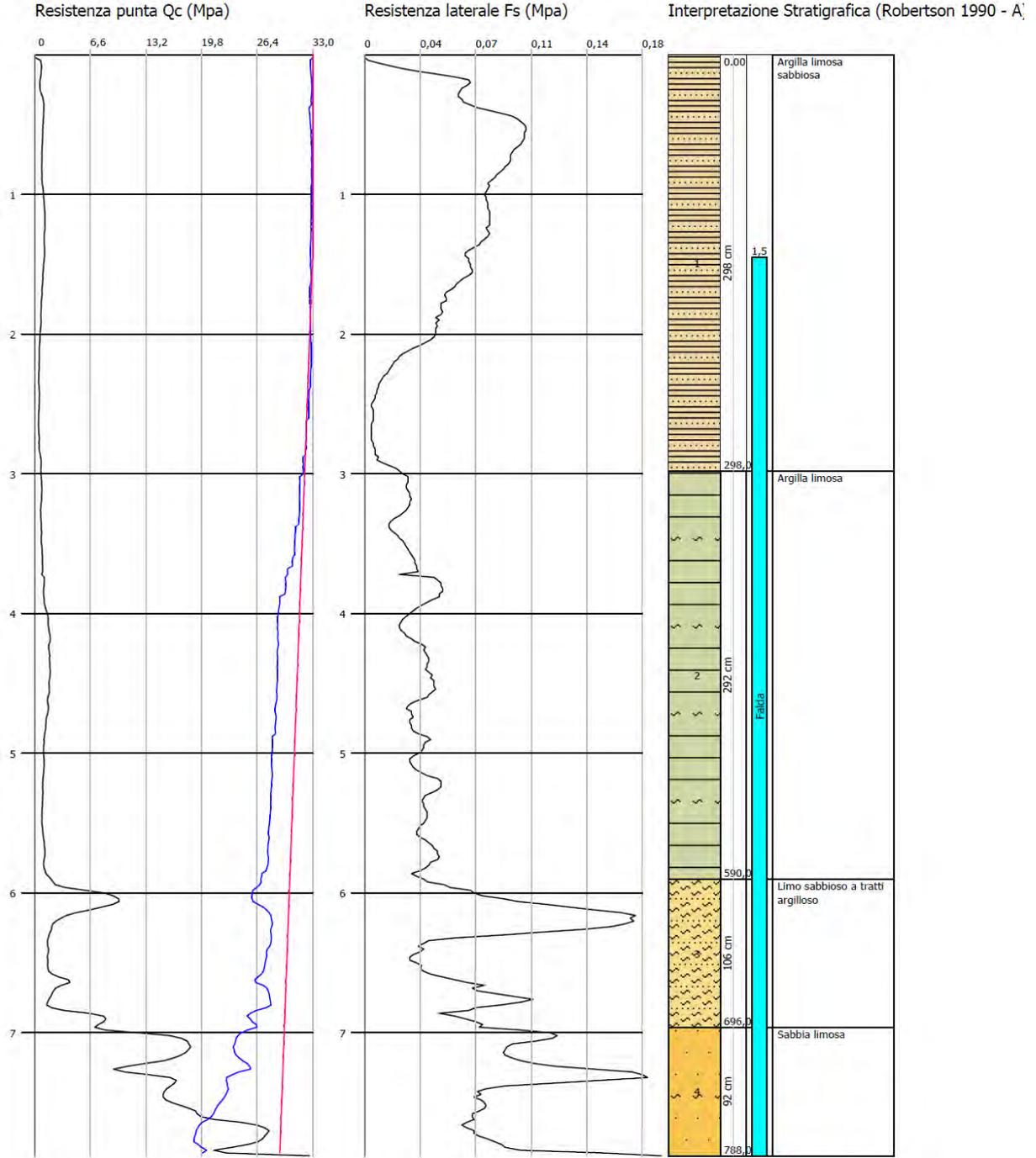
ALLEGATO C4

TECNOSTUDIO S.r.l. società di ingegneria  
Via Rovigo, 61  
35042 Este (PD)

Probe CPTU - Piezocone CPTU5  
Strumento utilizzato TECNO PENTA TP CPL2IN

Committente: HGEO  
Cantiere: VIA EUROPA  
Località: VAZZOLA (TV)

Data: 20/04/2017



# ALLEGATI C1A – C5A

TECNOSTUDIO		PROVA DI DISSIPAZIONE		c c b	
Commessa N°: 17031L del: 18/04/17		COMMITTENTE: HGEO		LOCALITA': VAZZOLA (TV)	
SONDAGGIO: CPTU1		PROFONDITA' PROVA: m 4,46		PROFONDITA' FALDA: m 1,35	
TEMPO (S)	PRESSIONE (kPa)				
0	112.233				
10	114.581				
20	116.828				
30	119.075				
40	119.381				
50	119.075				
60	119.688				
120	120.198				
180	120.811				
240	121.424				
300	121.832				
360	121.921				
420	121.994				
480	121.814				
540	121.713				
600	121.597				
660	121.381				
720	121.187				
780	120.816				
840	120.418				
900	119.994				
960	119.666				
1020	119.118				
1080	118.84				
1140	118.263				
1200	117.928				
1260	117.618				
1320	117.025				
1380	116.716				
1440	116.205				
1500	115.754				
1560	115.229				
1620	114.674				
1680	114.098				
1740	113.588				
1800	113.108				
1860	112.404				
1920	111.644				
1980	110.999				
2040	110.514				
2100	110.327				
2160	110.069				
2220	109.924				
2280	109.815				
2340	109.729				
2400	109.684				
2460	109.587				
2520	109.507				
2580	109.483				
2640	109.427				
2700	109.401				
2760	109.387				
2820	109.377				
Lo sperimentatore		firma		data di esecuzione 20/04/2017	
				Pag. 1/1	

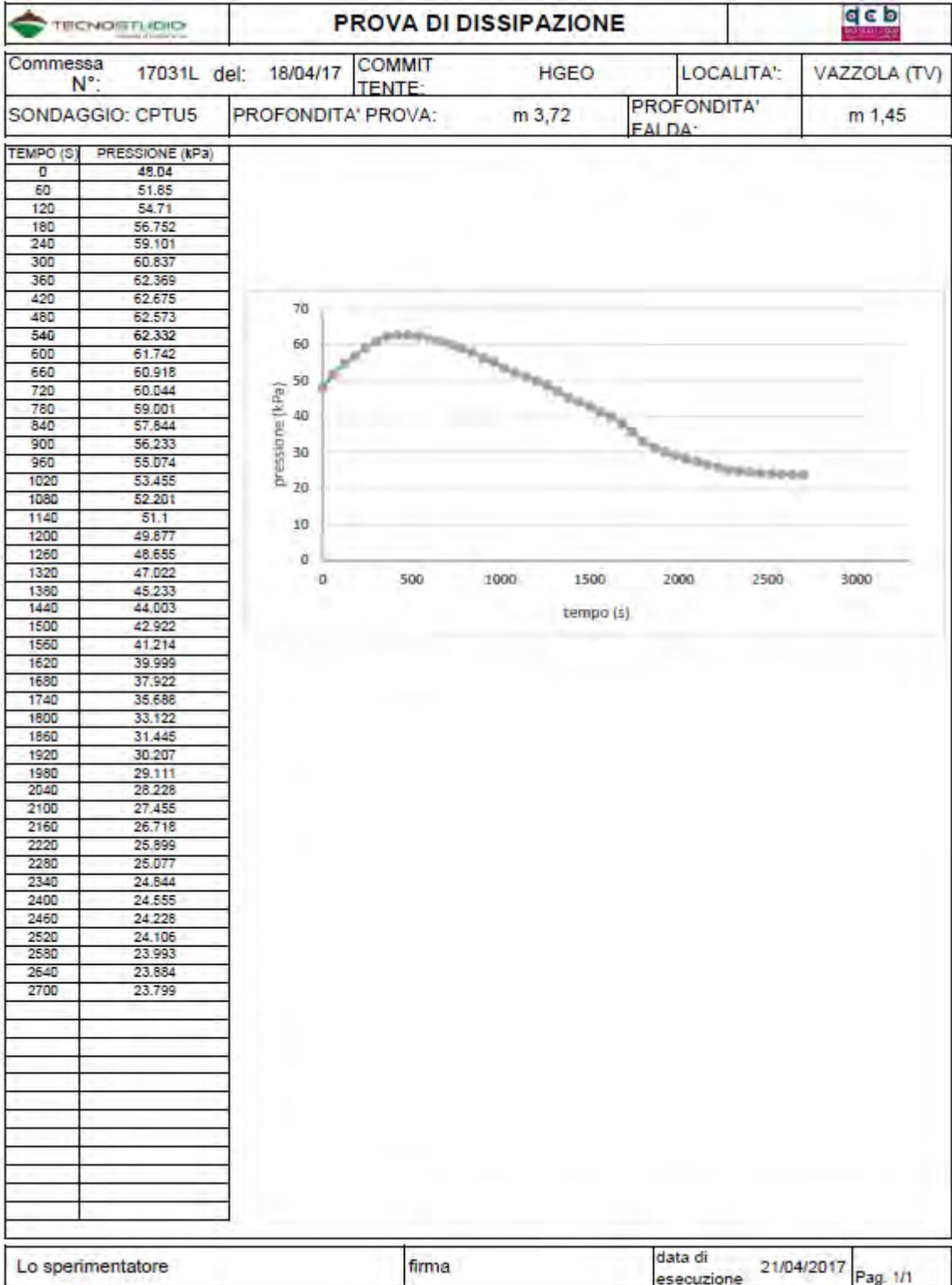
ALLEGATO C1A





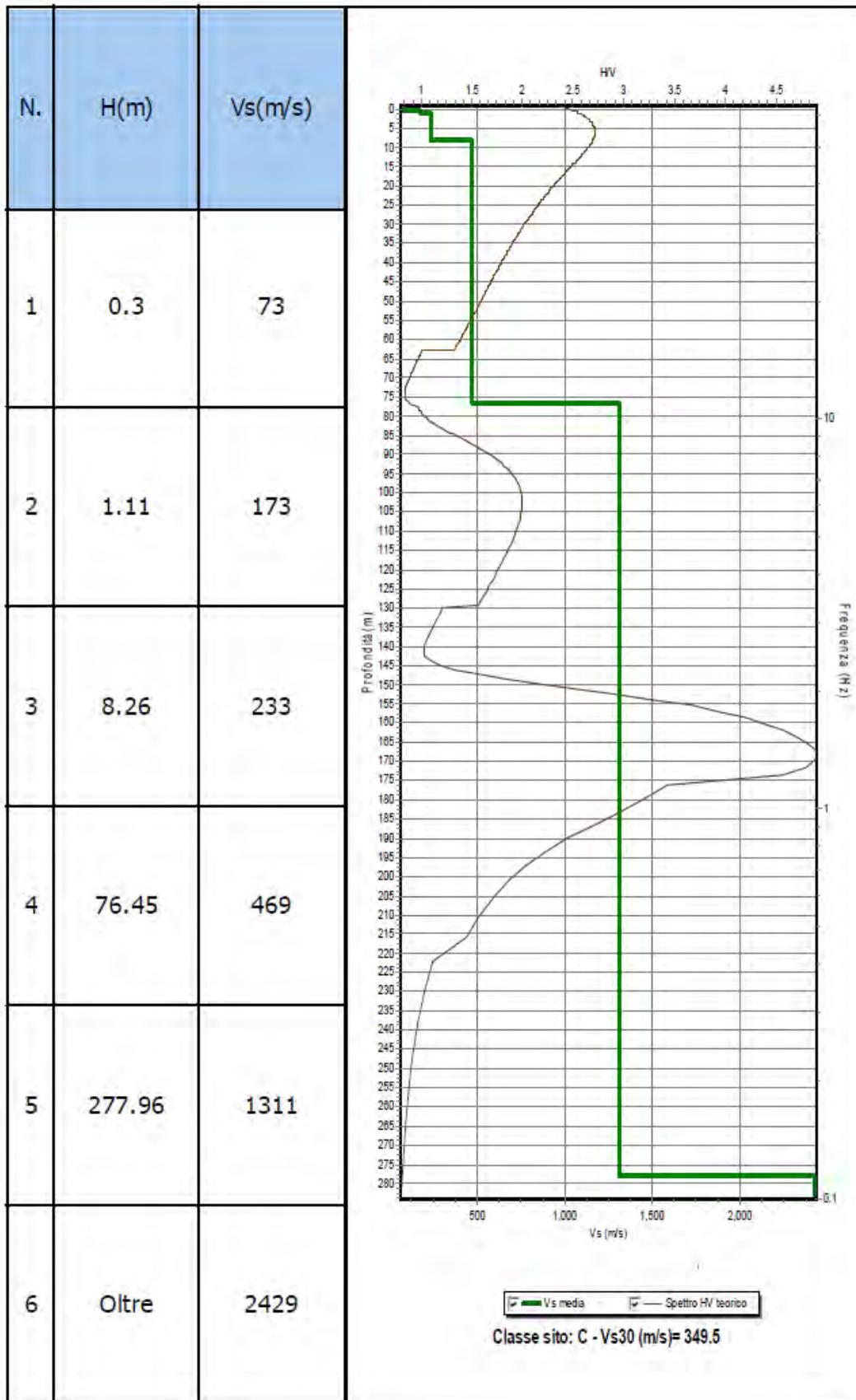
TECNOSTUDIO		PROVA DI DISSIPAZIONE			dcb	
Commissa N°: 17031L del: 18/04/17		COMMITTENTE: HGEO		LOCALITA':	VAZZOLA (TV)	
SONDAGGIO: CPTU4		PROFONDITA' PROVA: m 3,48		PROFONDITA' FALDA:	m 1,40	
TEMPO (S)	PRESSIONE (kPa)					
0	26.36					
60	28.544					
120	30.614					
180	31.894					
240	32.74					
300	33.046					
360	33.251					
420	33.353					
480	33.251					
540	33.149					
600	32.944					
660	32.638					
720	32.127					
780	31.515					
840	30.8					
900	30.085					
960	29.37					
1020	28.757					
1080	28.145					
1140	27.736					
1200	27.225					
1260	26.817					
1320	26.408					
1380	26.102					
1440	25.796					
1500	25.692					
1560	25.285					
1620	24.979					
1680	24.775					
1740	24.468					
1800	24.366					
1860	24.162					
1920	23.855					
1980	23.651					
2040	23.447					
2100	23.243					
2160	23.141					
2220	22.936					
2280	22.751					
2340	22.559					
2400	22.394					
2460	22.208					
2520	22.109					
2580	22.027					
2640	22.004					
2700	21.957					
2760	21.903					
2820	21.862					
2880	21.821					
2940	21.802					
3000	21.794					
3060	21.779					
3120	21.768					
3180	21.762					
3240	21.759					
Lo sperimentatore		firma	data di esecuzione	21/04/2017	Pag. 1/1	

ALLEGATO C4A

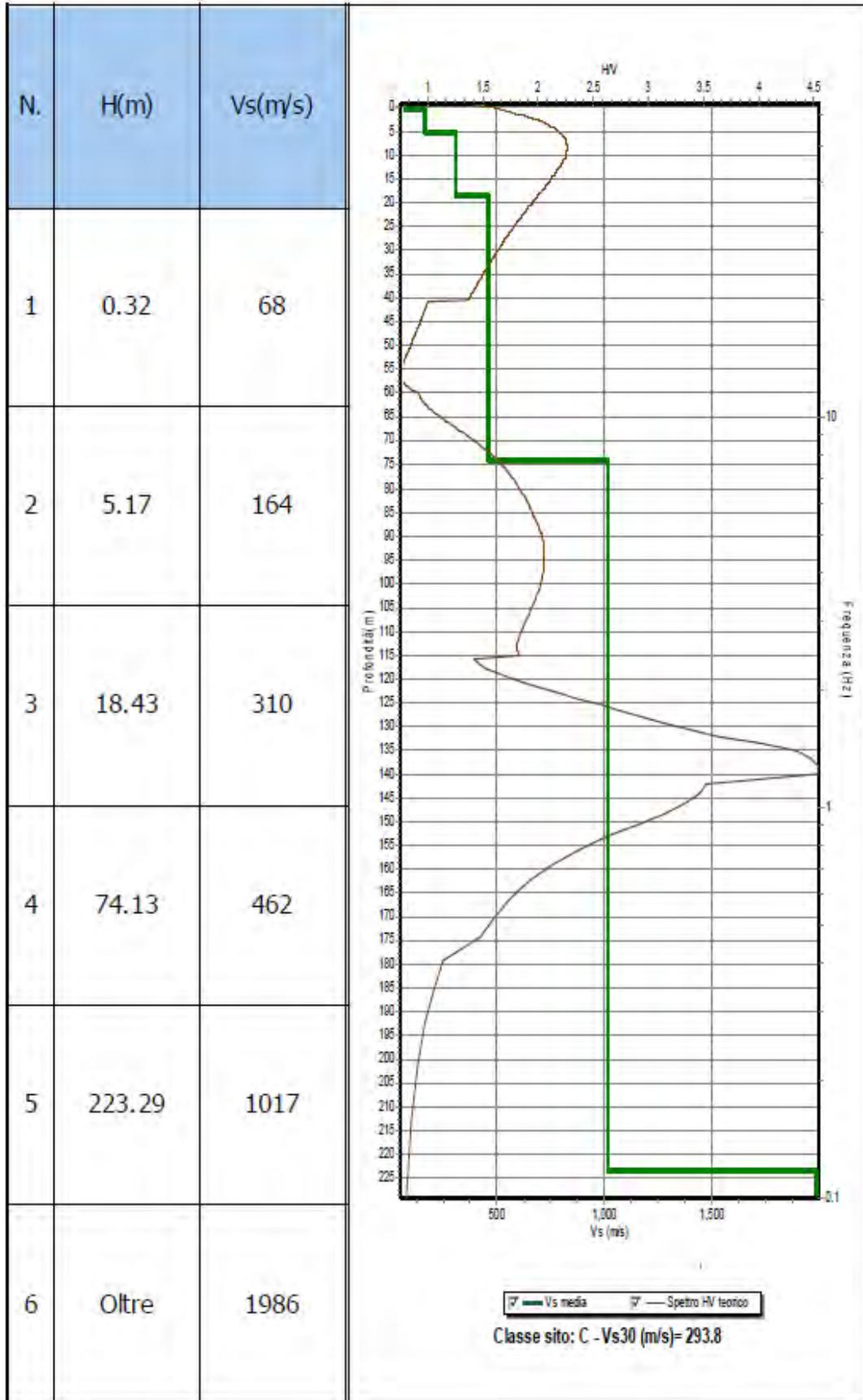


ALLEGATO C5A

# ALLEGATI H1-H2



ALLEGATO H1



ALLEGATO H2

# ALLEGATI L1 – L5

COMMITTENTE:	STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo		
RIFERIMENTO:	INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)		
SONDAGGIO:	CPT 1	CAMPIONE:	C 1 PROFONDITA': m 1,50 - 1,70

## MODULO RIASSUNTIVO

### CARATTERISTICHE FISICHE

Umidità naturale	19,9	%
Peso di volume	20,4	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume secco	17,0	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo	20,5	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico	26,4	kN/m <sup>3</sup>
Indice dei vuoti	0,551	
Porosità	35,5	%
Grado di saturazione	97,3	%

### LIMITI DI CONSISTENZA

Limite di liquidità	40,2	%
Limite di plasticità	17,7	%
Indice di plasticità	22,5	%
Indice di consistenza	0,90	
Passante al set. n° 40	NO	

### ANALISI GRANULOMETRICA

Ghiaia		%
Sabbia	11,3	%
Limo	56,1	%
Argilla	32,6	%

### PROVA EDOMETRICA

$\sigma$ kPa	E kPa	Cv cm <sup>2</sup> /sec	k cm/sec
12,5 ÷ 25,0	3382	---	---
25,0 ÷ 50,0	5204	---	---
50,0 ÷ 100,0	2778	---	---
100,0 ÷ 200,0	4444	0,000477	1,05E-08
200,0 ÷ 400,0	7143	0,000591	8,12E-09
400,0 ÷ 800,0	12698	---	---
800,0 ÷ 1600,0	22222	---	---
1600,0 ÷ 3200,0	47059	---	---

### FOTOGRAFIA



copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

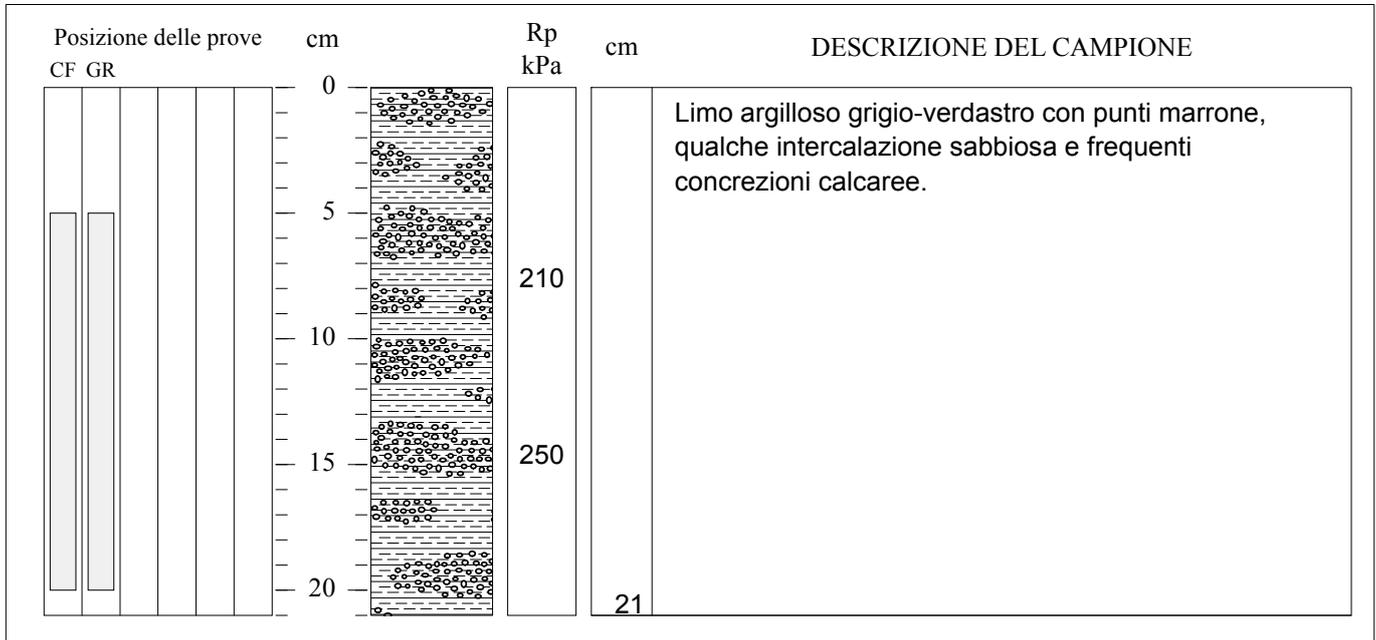
COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo

RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)

SONDAGGIO: CPT 1

CAMPIONE: C 1

PROFONDITA': m 1,50 - 1,70



TIPO DI CAMPIONE

- Cilindrico
- Cubico
- Massivo

QUALITA' DEL CAMPIONE

- Q5 (Ottima)
- Q4 (Buona)
- Q3 (Sufficiente)
- Q2 (Insufficiente)
- Q1 (Pessima)

copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo

RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)

SONDAGGIO: CPT 1

CAMPIONE: C 1

PROFONDITA': m 1,50 - 1,70

## CLASSIFICA BASATA SULLA GRANULOMETRIA

Classifica A.G.I.

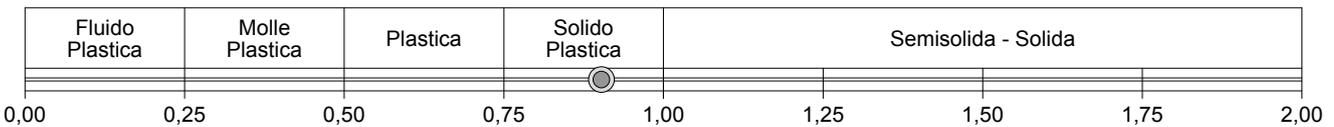
Limo con argilla sabbioso

## CLASSIFICHE BASATE SUI LIMITI DI CONSISTENZA

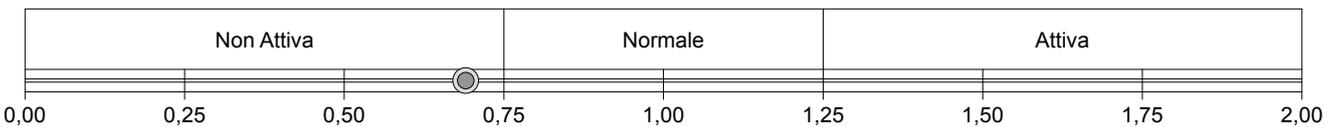
Abaco di plasticità di Casagrande

CI - Argille inorganiche a media compressibilità

I.C. = Indice di consistenza =  $(LL - W_n) / IP = 0,90$

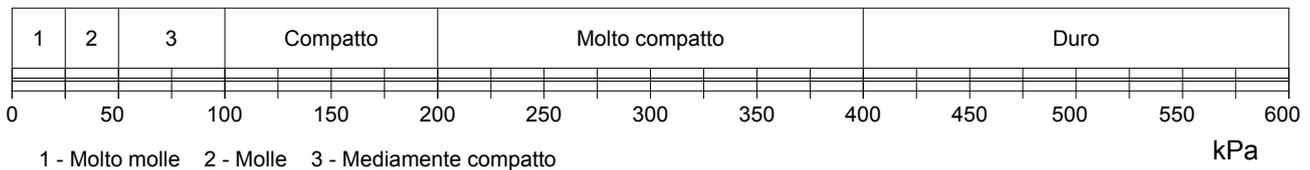


A = Attività (Skempton) =  $IP / CF$  (clay fraction) = 0,69



## CLASSIFICA BASATA SULLA COESIONE NON DRENATA

Coesione non drenata = 0 kPa

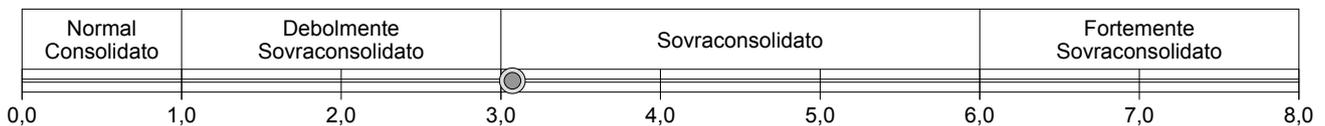


## CLASSIFICA BASATA SULLA PRECONSOLIDAZIONE

Pressione del campione in sito = 30,0kPa

Pressione di preconsolidazione [da Prova Edometrica] = 92,3kPa

O.C.R. (Over Consolidation Ratio) = 3,07



copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04059</b>	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 27/04/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 27/04/17	Fine analisi: 28/04/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 1	CAMPIONE: C 1	PROFONDITA': m	1,50 - 1,70

## CONTENUTO D'ACQUA ALLO STATO NATURALE

Modalità di prova: Norma CNR UNI 10008

**Wn = contenuto d'acqua allo stato naturale = 19,9 %**

Struttura del materiale:

- Omogeneo
- Stratificato
- Caotico

Temperatura di essiccazione: 110 °C

copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04060</b>	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 27/04/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 27/04/17	Fine analisi: 27/04/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 1	CAMPIONE: C 1	PROFONDITA': m	1,50 - 1,70

## PESO DI VOLUME ALLO STATO NATURALE

Modalità di prova: Norma CNR 40-1973

Determinazione eseguita mediante fustella tarata

**Peso di volume allo stato naturale = 20,4 kN/m<sup>3</sup>**

copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.



<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04062</b>	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 08/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 27/04/17	Fine analisi: 09/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 1	CAMPIONE: C 1	PROFONDITA': m 1,50 - 1,70	

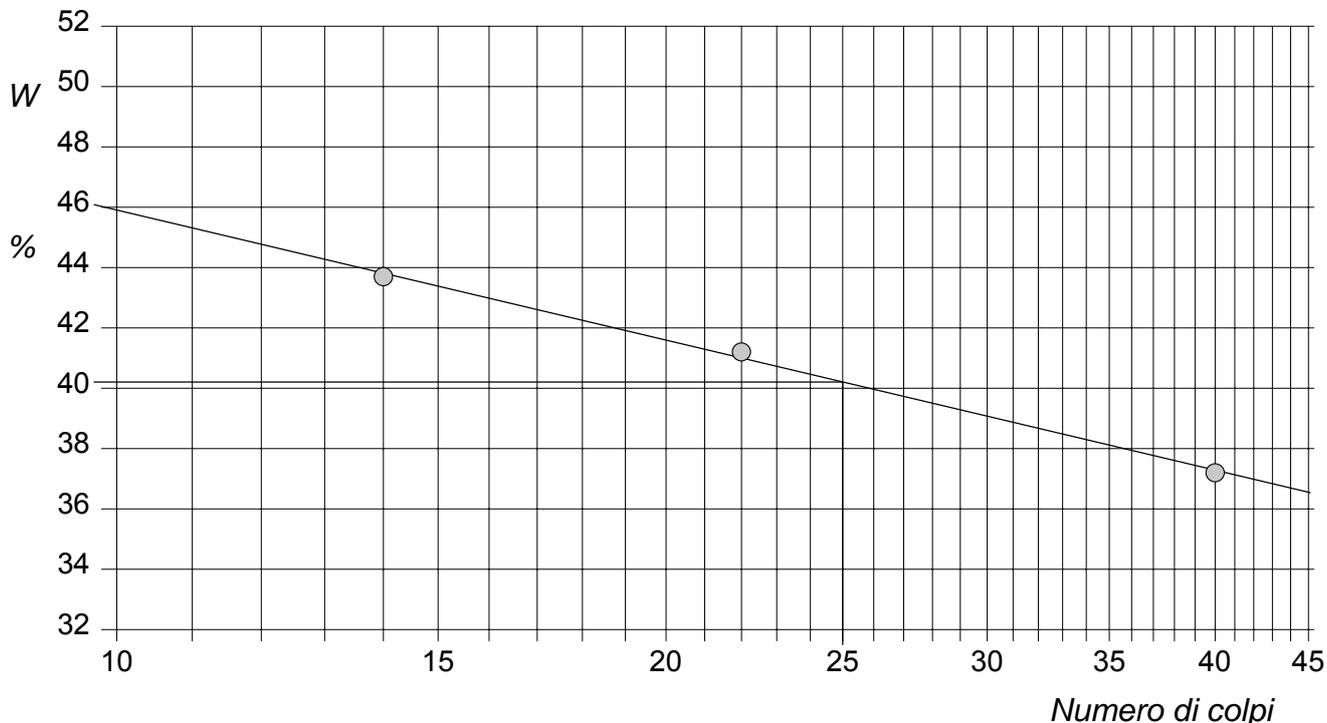
## LIMITI DI CONSISTENZA LIQUIDO E PLASTICO

Modalità di prova: Norma ASTM D 4318-00

Limite di liquidità	40,2 %
Limite di plasticità	17,7 %
Indice di plasticità	22,5 %

LIMITE DI LIQUIDITA'					LIMITE DI PLASTICITA'		
Numero di colpi	14	22	40		Umidità (%)	18,9	16,4
Umidità (%)	43,7	41,2	37,2		Umidità media	17,7	

### Determinazione del Limite di liquidità



copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

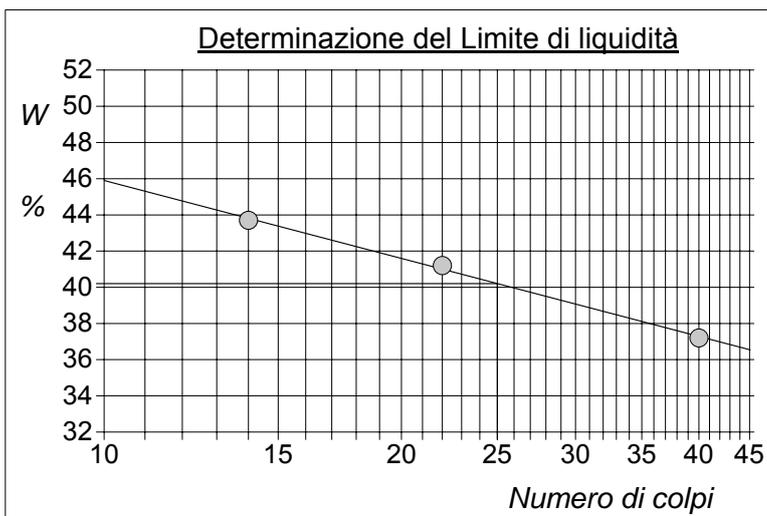
<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04062</b>	Allegato 1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 08/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 27/04/17	Fine analisi: 09/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 1	CAMPIONE: C 1	PROFONDITA': m 1,50 - 1,70	

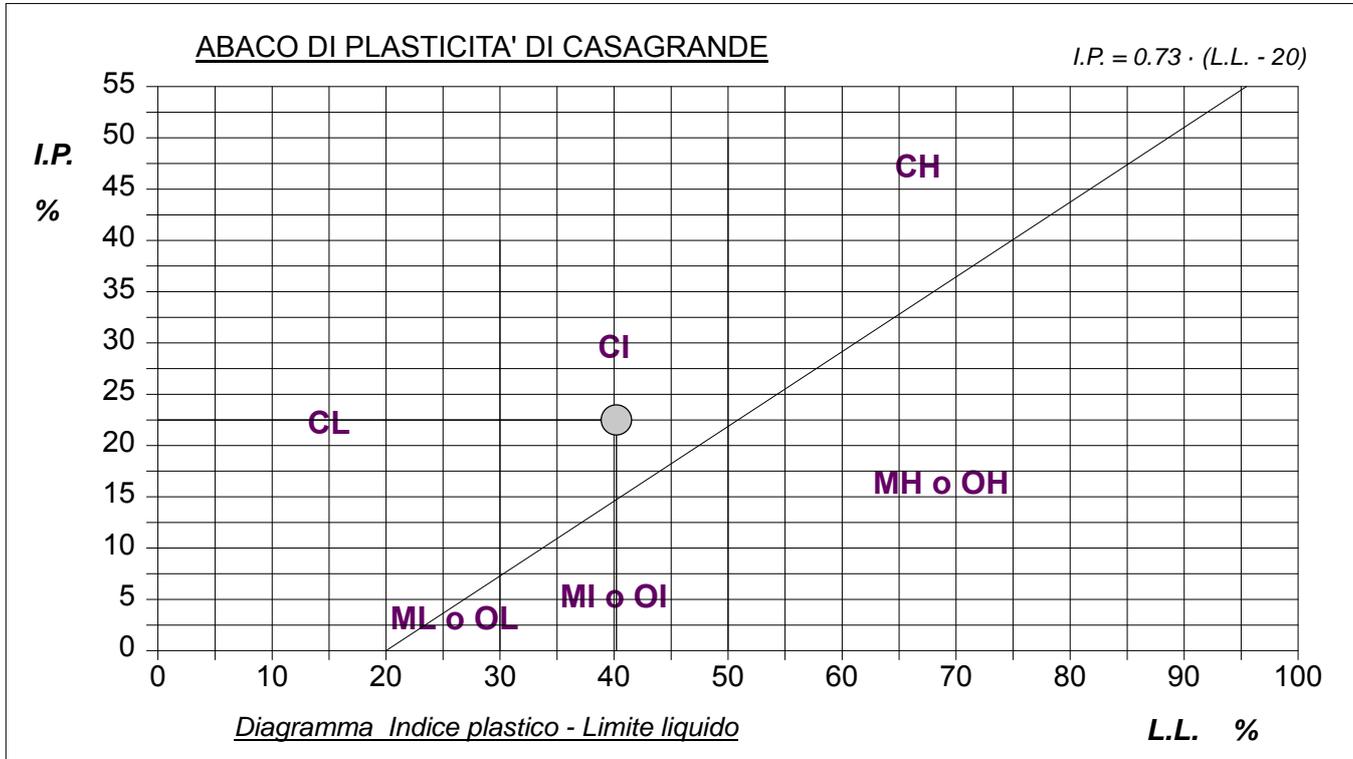
## ABACO DI CASAGRANDE

Modalità di prova: Norma ASTM D 4318-00

Limite di liquidità	40,2	%
Limite di plasticità	17,7	%
Indice di plasticità	22,5	%
Indice di consistenza	0,90	
Passante al set. n° 40	NO	



<b>C - Argille inorganiche</b>	L - Bassa compressibilità
M - Limi inorganici	<b>I - Media compressibilità</b>
O - Argille e limi organici	H - Alta compressibilità



copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.



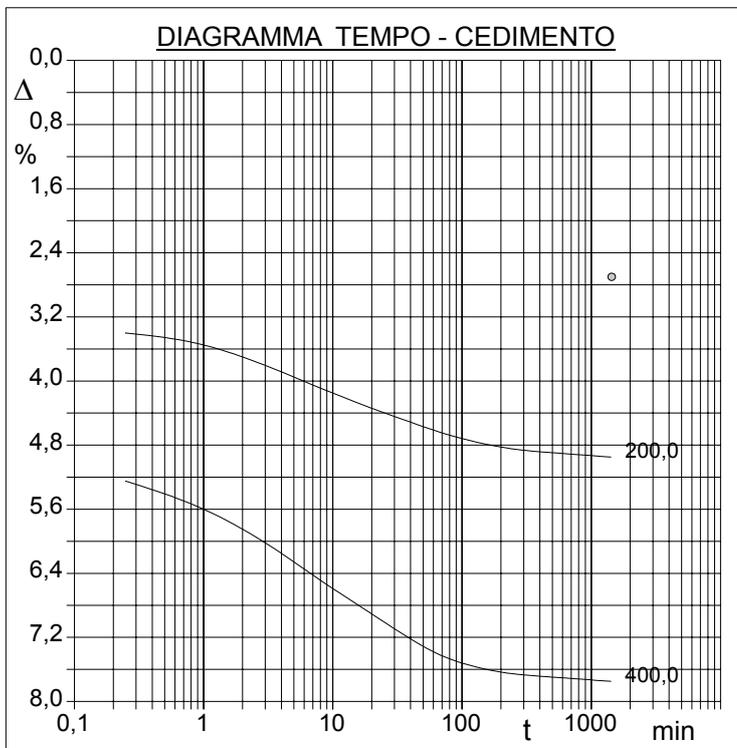
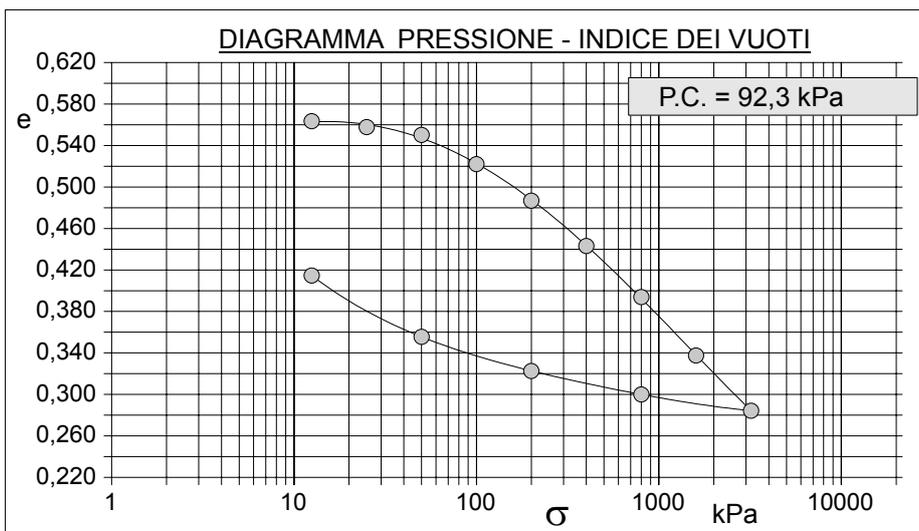
<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04064</b>	Pagina 1/3	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 27/04/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 27/04/17	Fine analisi: 05/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo		
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)		
SONDAGGIO: CPT 1	CAMPIONE: C 1	PROFONDITA': m 1,50 - 1,70

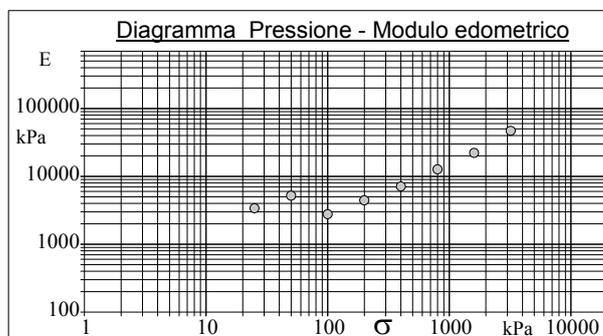
## PROVA EDOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 2435-02

Caratteristiche del campione	
Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	20,42
Umidità (%)	21,0
Peso specifico (kN/m <sup>3</sup> )	26,41
Altezza provino (cm)	2,00
Diametro provino (cm)	5,00
Sezione provino (cm <sup>2</sup> )	19,63
Volume provino (cm <sup>3</sup> )	39,27
Volume dei vuoti (cm <sup>3</sup> )	14,17
Indice dei vuoti	0,56
Porosità (%)	36,07
Saturazione (%)	100,0



Pressione kPa	Cedim. mm/100	Indice Vuoti	Cc	Modulo kPa	Cv cm <sup>2</sup> /sec	k cm/sec
12,5	1,0	0,563				
25,0	8,4	0,558	0,019	3382		
50,0	18,0	0,550	0,025	5204		
100,0	54,0	0,522	0,094	2778		
200,0	99,0	0,487	0,117	4444	0,000477	1,05E-08
400,0	155,0	0,443	0,145	7143	0,000591	8,12E-09
800,0	218,0	0,394	0,164	12698		
1600,0	290,0	0,337	0,187	22222		
3200,0	358,0	0,284	0,177	47059		
800,0	338,0	0,300				
200,0	309,0	0,323				
50,0	267,0	0,355				
12,5	191,4	0,415				



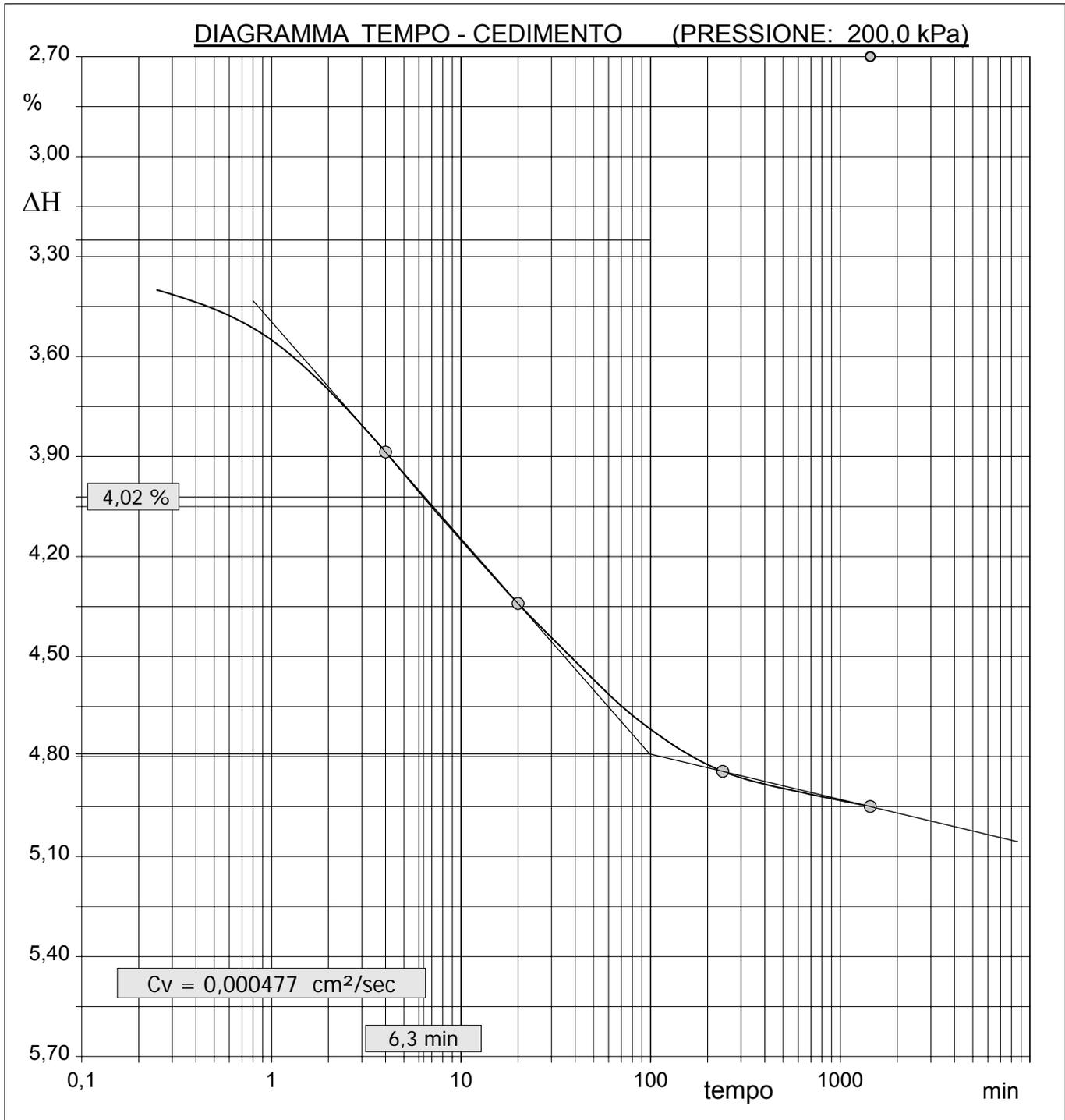
copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04064</b>	Pagina 2/3	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 27/04/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 27/04/17	Fine analisi: 05/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 1	CAMPIONE: C 1	PROFONDITA': m	1,50 - 1,70

## PROVA EDOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 2435-02

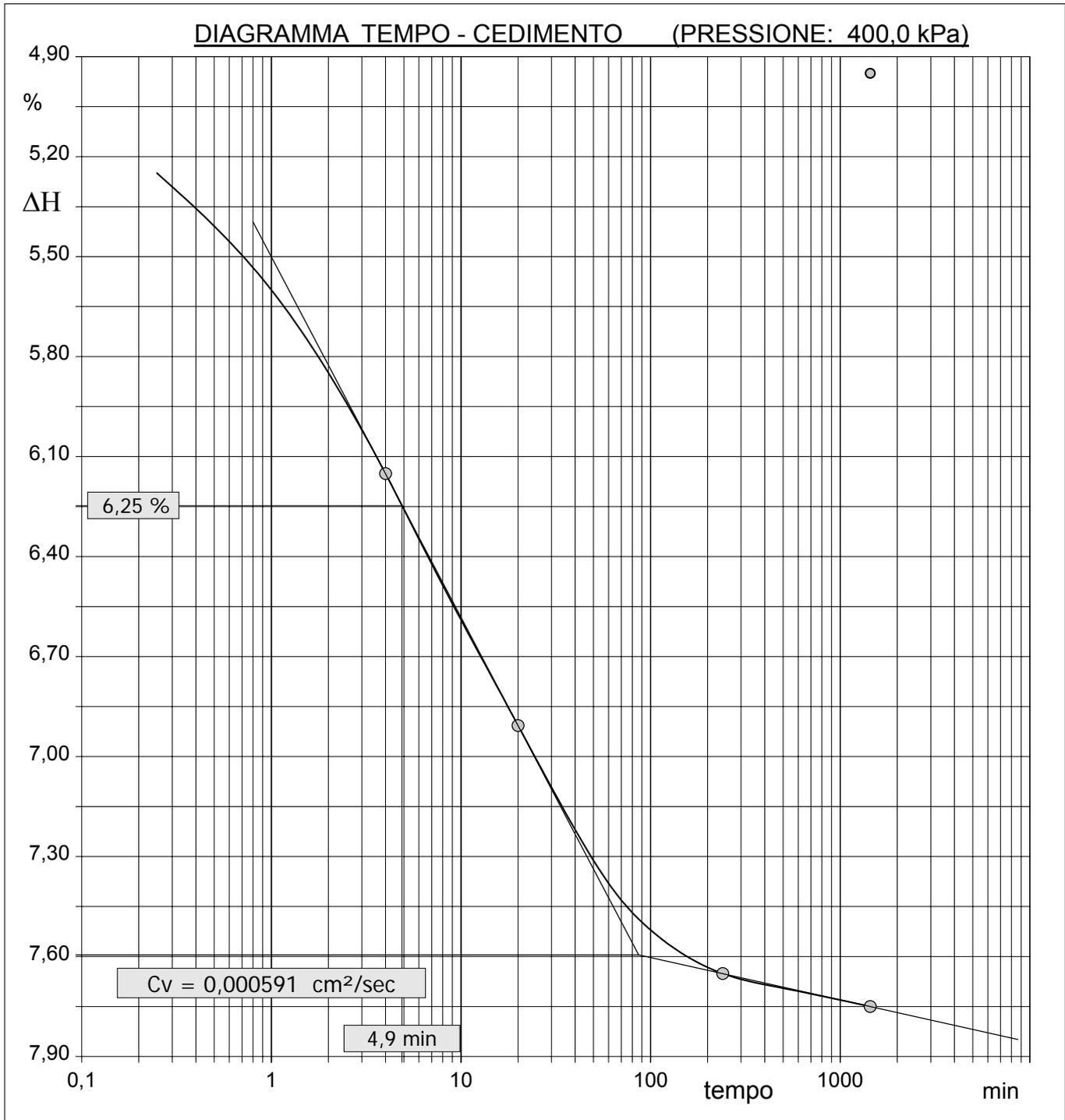


<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04064</b>	Pagina 3/3	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 27/04/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 27/04/17	Fine analisi: 05/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 1	CAMPIONE: C 1	PROFONDITA': m	1,50 - 1,70

## PROVA EDOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 2435-02



COMMITTENTE:	STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo		
RIFERIMENTO:	INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)		
SONDAGGIO:	CPT 2	CAMPIONE:	C 2 PROFONDITA': m 1,65 - 2,00

## MODULO RIASSUNTIVO

### CARATTERISTICHE FISICHE

Umidità naturale	27,2	%
Peso di volume	19,5	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume secco	15,3	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo	19,5	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico	26,7	kN/m <sup>3</sup>
Indice dei vuoti	0,740	
Porosità	42,5	%
Grado di saturazione	99,9	%

### LIMITI DI CONSISTENZA

Limite di liquidità	57,9	%
Limite di plasticità	19,2	%
Indice di plasticità	38,7	%
Indice di consistenza	0,79	
Passante al set. n° 40	NO	

### ANALISI GRANULOMETRICA

Ghiaia	0,1	%
Sabbia	2,4	%
Limo	55,9	%
Argilla	41,6	%

### PROVA EDOMETRICA

$\sigma$ kPa	E kPa	Cv cm <sup>2</sup> /sec	k cm/sec
12,5 ÷ 25,0	3730	---	---
25,0 ÷ 50,0	4167	---	---
50,0 ÷ 100,0	3333	---	---
100,0 ÷ 200,0	4082	0,000164	3,93E-09
200,0 ÷ 400,0	6452	---	---
400,0 ÷ 800,0	10811	---	---
800,0 ÷ 1600,0	18824	---	---

### FOTOGRAFIA



copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

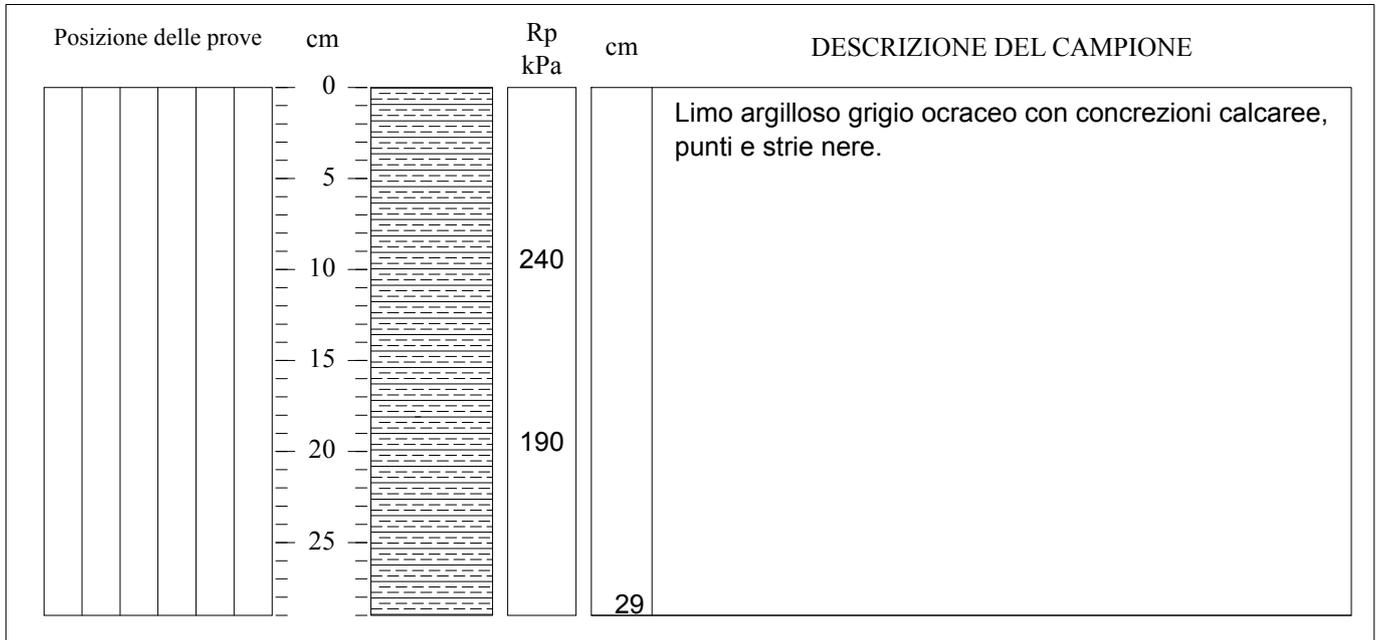
COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo

RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)

SONDAGGIO: CPT 2

CAMPIONE: C 2

PROFONDITA': m 1,65 - 2,00



TIPO DI CAMPIONE

- Cilindrico  
 Cubico  
 Massivo

QUALITA' DEL CAMPIONE

- Q5 (Ottima)  
 Q4 (Buona)  
 Q3 (Sufficiente)  
 Q2 (Insufficiente)  
 Q1 (Pessima)

copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.





<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04066</b>	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 27/04/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 27/04/17	Fine analisi: 27/04/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 2	CAMPIONE: C 2	PROFONDITA': m	1,65 - 2,00

## PESO DI VOLUME ALLO STATO NATURALE

Modalità di prova: Norma CNR 40-1973

Determinazione eseguita mediante fustella tarata

**Peso di volume allo stato naturale = 19,5 kN/m<sup>3</sup>**

copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04067</b>	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 09/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 27/04/17	Fine analisi: 09/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 2	CAMPIONE: C 2	PROFONDITA': m	1,65 - 2,00

## PESO SPECIFICO DEI GRANULI

Modalità di prova: Norma ASTM D 854-02

$\gamma_s$  = Peso specifico dei granuli (media delle due misure) (kN/m<sup>3</sup>) = **26,7 kN/m<sup>3</sup>**

$\gamma_{sc}$  = Peso specifico dei granuli corretto a 20° (kN/m<sup>3</sup>) = **26,7 kN/m<sup>3</sup>**

Metodo:  A  B

Capacità del picnometro: 100 ml

Temperatura di prova: 20,8 °C

Disaerazione eseguita sotto vuoto

copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04068</b>	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 10/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 27/04/17	Fine analisi: 11/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 2	CAMPIONE: C 2	PROFONDITA': m 1,65 - 2,00	

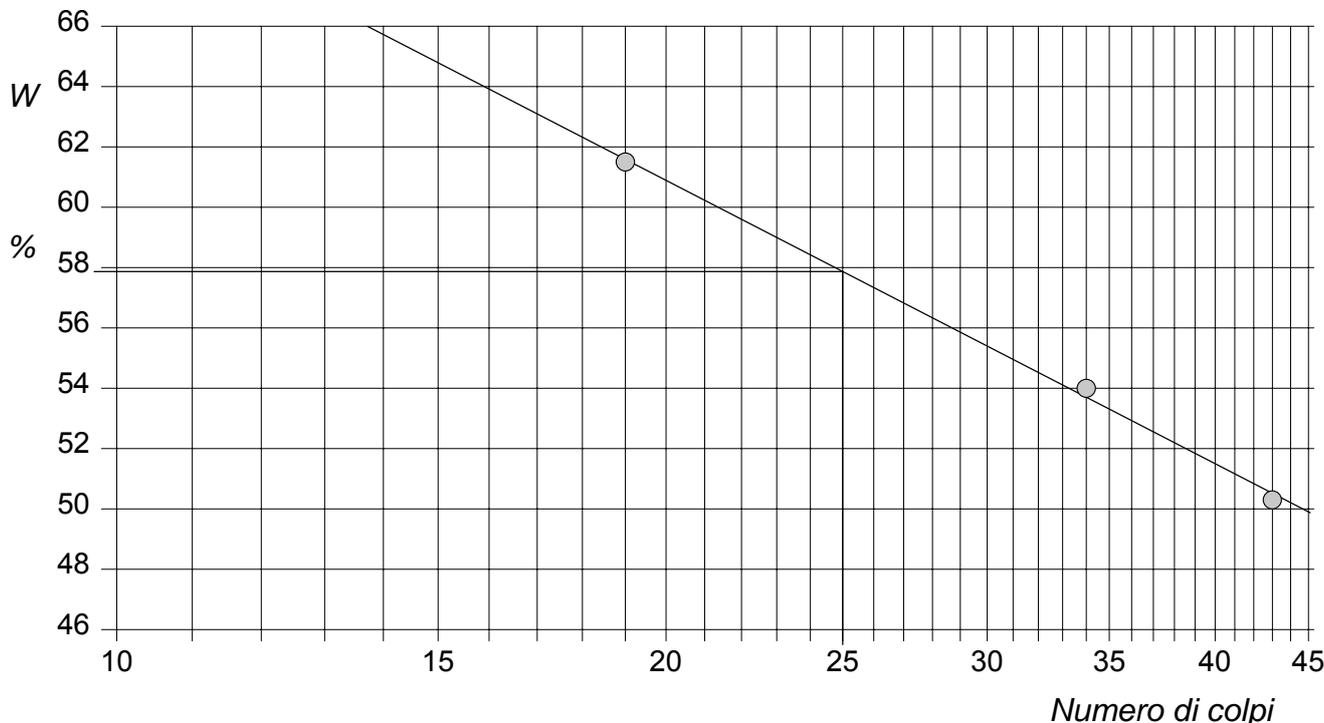
## LIMITI DI CONSISTENZA LIQUIDO E PLASTICO

Modalità di prova: Norma ASTM D 4318-00

Limite di liquidità	57,9 %
Limite di plasticità	19,2 %
Indice di plasticità	38,7 %

LIMITE DI LIQUIDITA'					LIMITE DI PLASTICITA'		
Numero di colpi	19	34	43		Umidità (%)	21,8	16,6
Umidità (%)	61,5	54,0	50,3		Umidità media	19,2	

### Determinazione del Limite di liquidità



copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

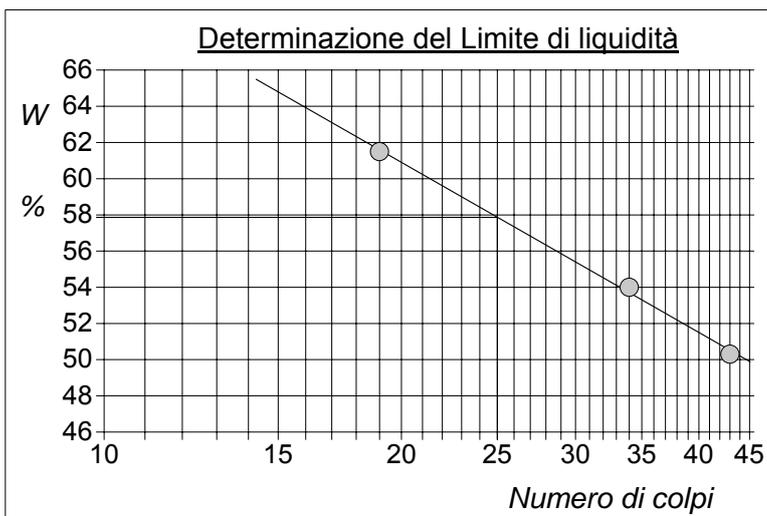
<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04068</b>	Allegato 1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 10/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 27/04/17	Fine analisi: 11/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 2	CAMPIONE: C 2	PROFONDITA': m 1,65 - 2,00	

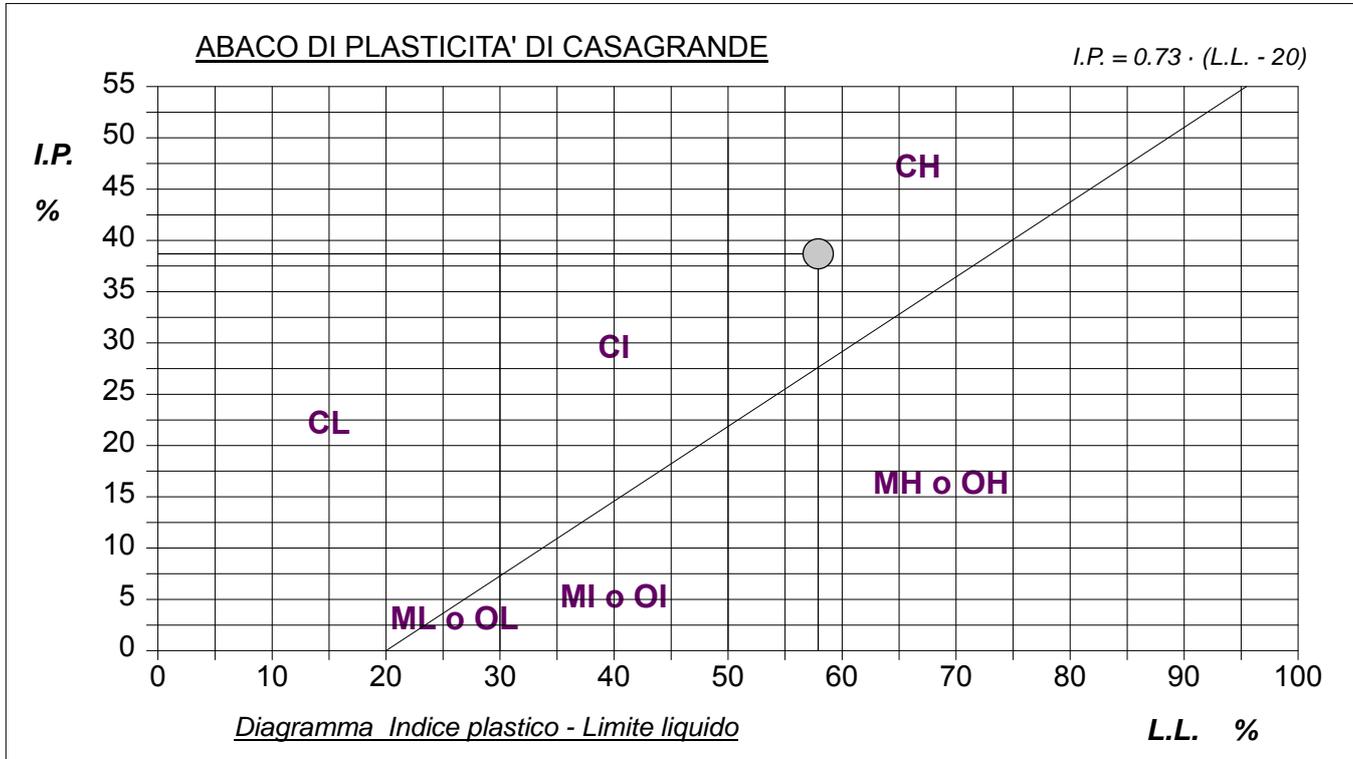
## ABACO DI CASAGRANDE

Modalità di prova: Norma ASTM D 4318-00

Limite di liquidità	57,9	%
Limite di plasticità	19,2	%
Indice di plasticità	38,7	%
Indice di consistenza	0,79	
Passante al set. n° 40	NO	



<b>C - Argille inorganiche</b>	L - Bassa compressibilità
M - Limi inorganici	I - Media compressibilità
O - Argille e limi organici	<b>H - Alta compressibilità</b>



copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.



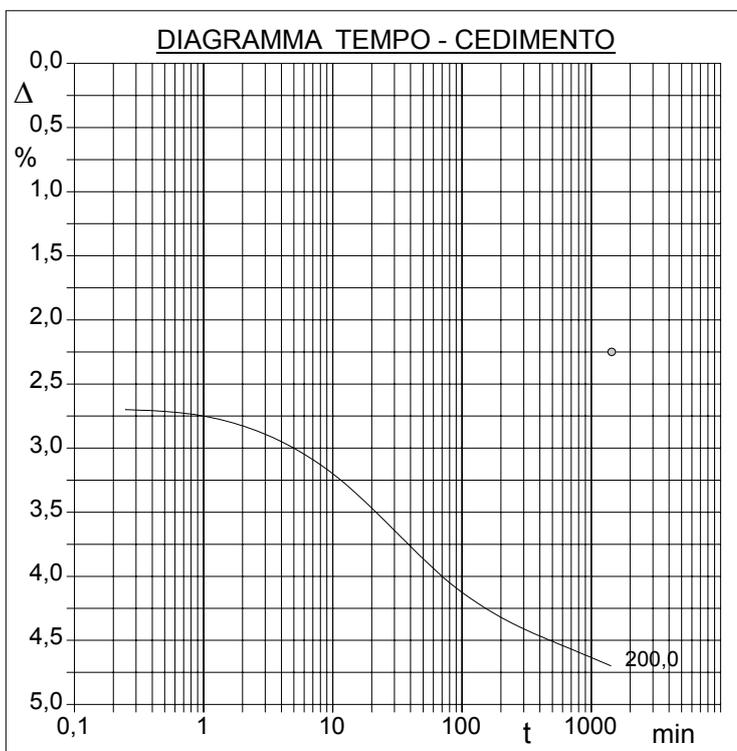
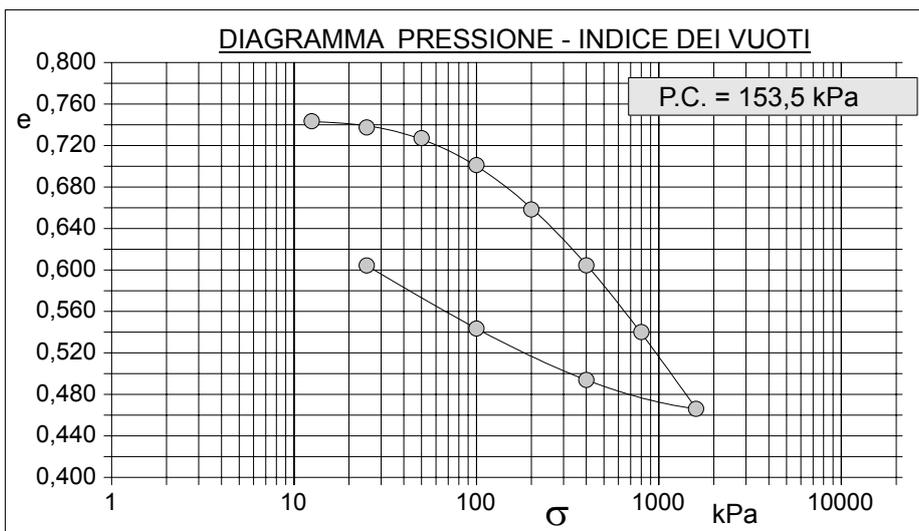
<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04070</b>	Pagina 1/2	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 27/04/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 27/04/17	Fine analisi: 06/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 2	CAMPIONE: C 2	PROFONDITA': m 1,65 - 2,00	

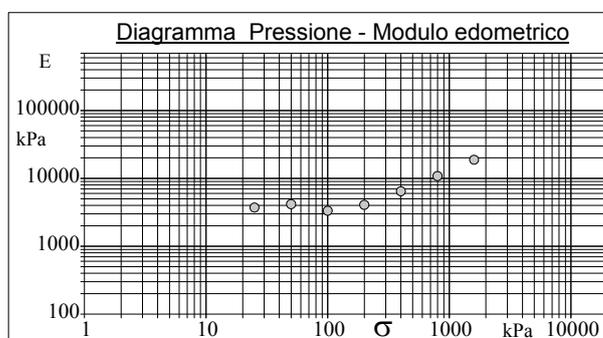
## PROVA EDOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 2435-02

Caratteristiche del campione	
Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	19,50
Umidità (%)	27,2
Peso specifico (kN/m <sup>3</sup> )	26,68
Altezza provino (cm)	2,00
Diametro provino (cm)	5,05
Sezione provino (cm <sup>2</sup> )	20,03
Volume provino (cm <sup>3</sup> )	40,06
Volume dei vuoti (cm <sup>3</sup> )	17,04
Indice dei vuoti	0,74
Porosità (%)	42,53
Saturazione (%)	99,9



Pressione kPa	Cedim. mm/100	Indice Vuoti	Cc	Modulo kPa	Cv cm <sup>2</sup> /sec	k cm/sec
12,5	-3,7	0,743				
25,0	3,0	0,738	0,019	3730		
50,0	15,0	0,727	0,035	4167		
100,0	45,0	0,701	0,087	3333		
200,0	94,0	0,658	0,142	4082	0,000164	3,93E-09
400,0	156,0	0,604	0,179	6452		
800,0	230,0	0,540	0,214	10811		
1600,0	315,0	0,466	0,246	18824		
400,0	283,0	0,494				
100,0	226,0	0,543				
25,0	156,1	0,604				



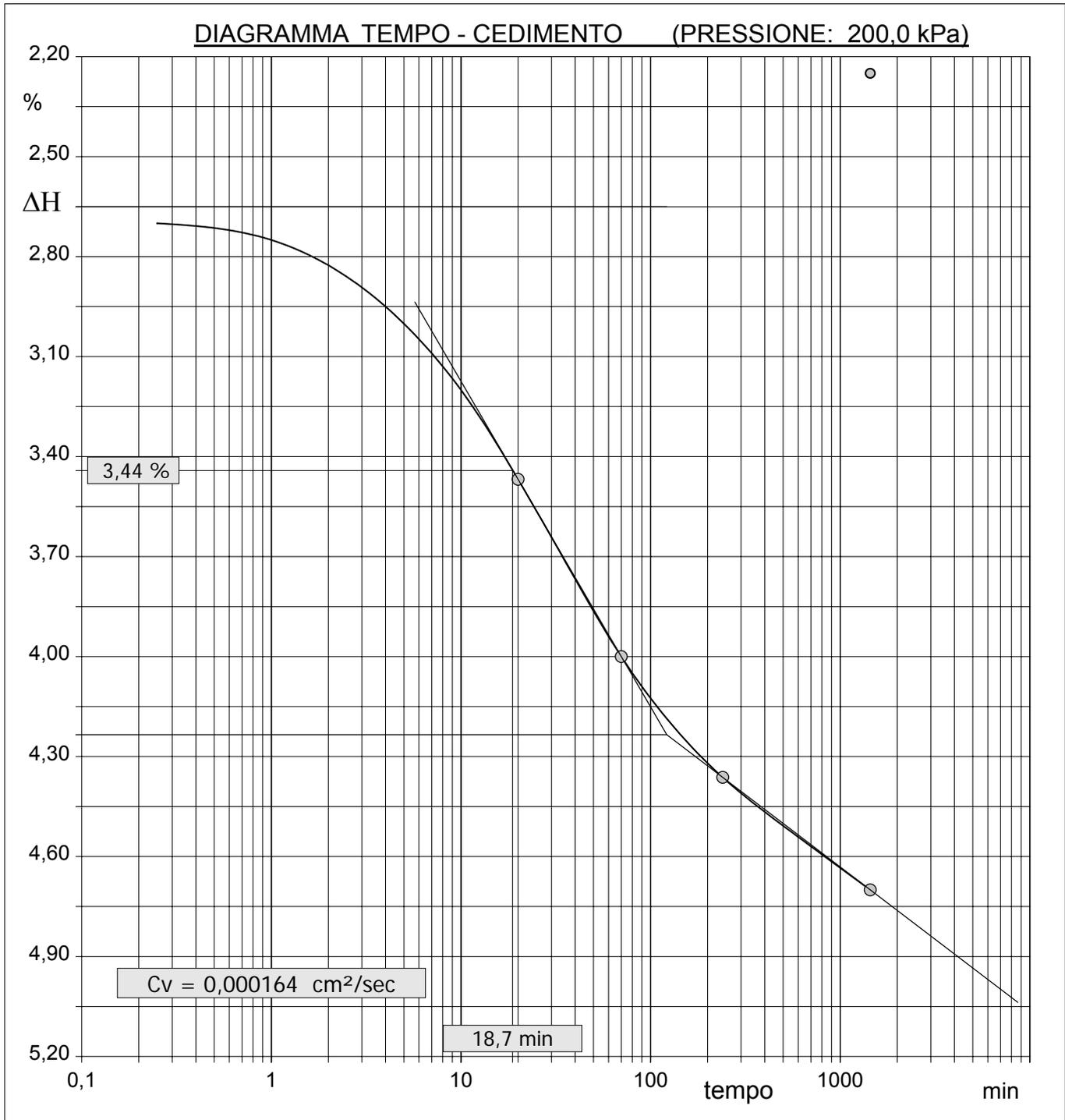
copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04070</b>	Pagina 2/2	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 27/04/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 27/04/17	Fine analisi: 06/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 2	CAMPIONE: C 2	PROFONDITA': m 1,65 - 2,00	

## PROVA EDOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 2435-02



COMMITTENTE:	STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo		
RIFERIMENTO:	INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)		
SONDAGGIO:	CPT 3	CAMPIONE:	C 3 PROFONDITA': m 1,50 - 1,79

## MODULO RIASSUNTIVO

### CARATTERISTICHE FISICHE

Umidità naturale	26,3	%
Peso di volume	19,4	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume secco	15,4	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo	19,5	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico	26,4	kN/m <sup>3</sup>
Indice dei vuoti	0,718	
Porosità	41,8	%
Grado di saturazione	98,6	%

### LIMITI DI CONSISTENZA

Limite di liquidità	53,0	%
Limite di plasticità	24,0	%
Indice di plasticità	29,0	%
Indice di consistenza	0,92	
Passante al set. n° 40	NO	

### ANALISI GRANULOMETRICA

Ghiaia		%
Sabbia	3,6	%
Limo	54,2	%
Argilla	42,2	%

### PROVA EDOMETRICA

$\sigma$ kPa	E kPa	Cv cm <sup>2</sup> /sec	k cm/sec
12,5 ÷ 25,0	2044	---	---
25,0 ÷ 50,0	2000	---	---
50,0 ÷ 100,0	2941	---	---
100,0 ÷ 200,0	4255	0,000507	1,17E-08
200,0 ÷ 400,0	6897	---	---
400,0 ÷ 800,0	10000	---	---
800,0 ÷ 1600,0	18182	---	---

### FOTOGRAFIA



copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

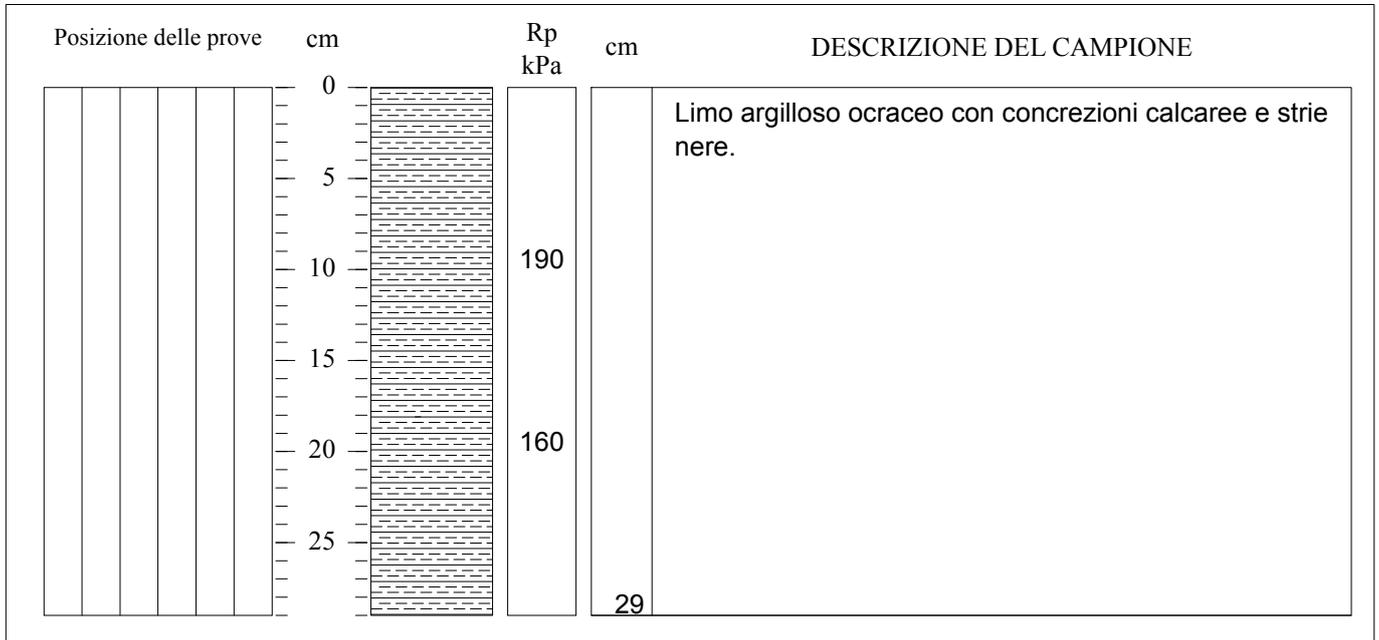
COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo

RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)

SONDAGGIO: CPT 3

CAMPIONE: C 3

PROFONDITA': m 1,50 - 1,79



TIPO DI CAMPIONE

- Cilindrico  
 Cubico  
 Massivo

QUALITA' DEL CAMPIONE

- Q5 (Ottima)  
 Q4 (Buona)  
 Q3 (Sufficiente)  
 Q2 (Insufficiente)  
 Q1 (Pessima)

copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.









<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04074</b>	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 04/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 28/04/17	Fine analisi: 05/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 3	CAMPIONE: C 3	PROFONDITA': m 1,50 - 1,79	

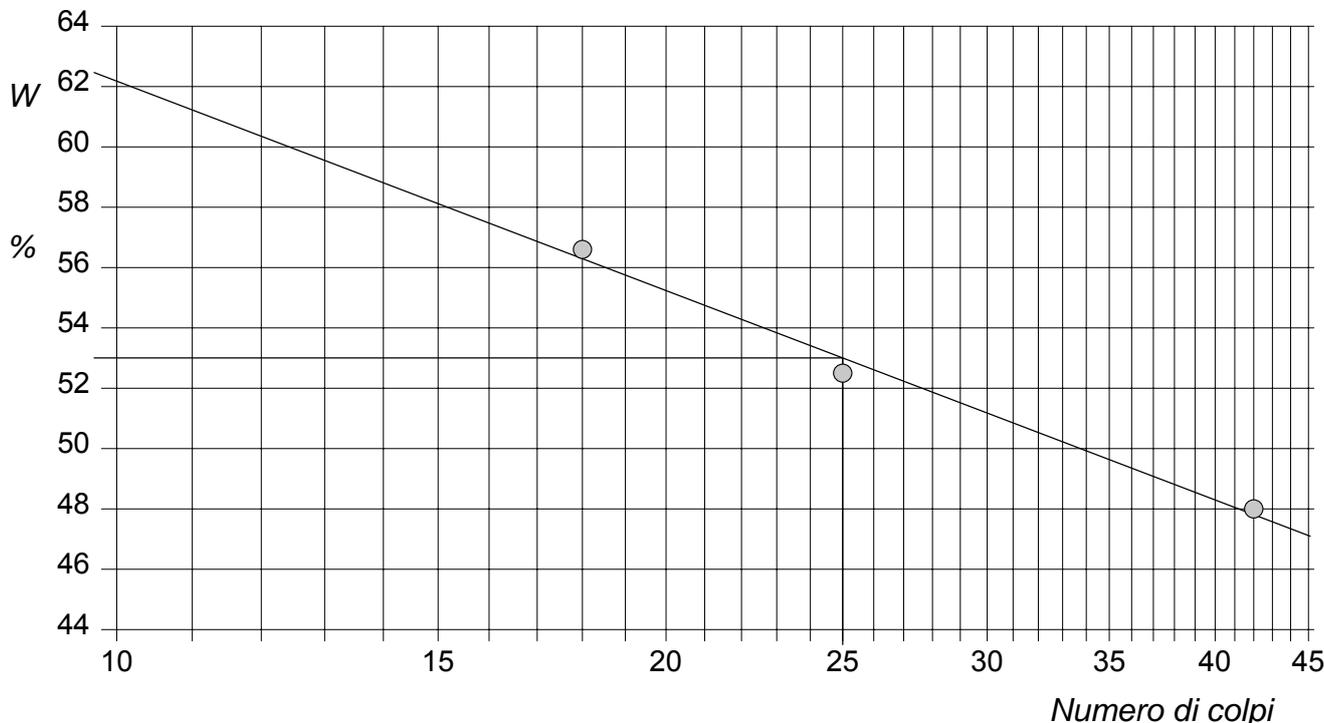
## LIMITI DI CONSISTENZA LIQUIDO E PLASTICO

Modalità di prova: Norma ASTM D 4318-00

Limite di liquidità	53,0 %
Limite di plasticità	24,0 %
Indice di plasticità	29,0 %

LIMITE DI LIQUIDITA'					LIMITE DI PLASTICITA'		
Numero di colpi	18	25	42		Umidità (%)	23,9	24,0
Umidità (%)	56,6	52,5	48,0		Umidità media	24,0	

### Determinazione del Limite di liquidità



copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

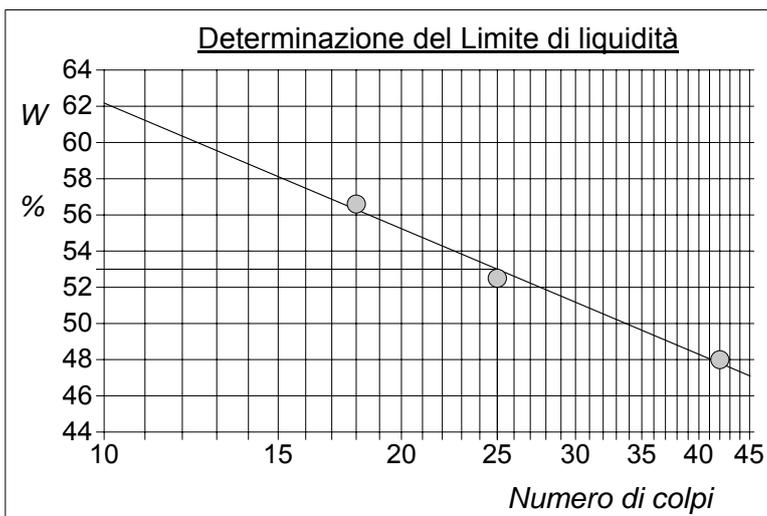
<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04074</b>	Allegato 1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 04/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 28/04/17	Fine analisi: 05/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 3	CAMPIONE: C 3	PROFONDITA': m 1,50 - 1,79	

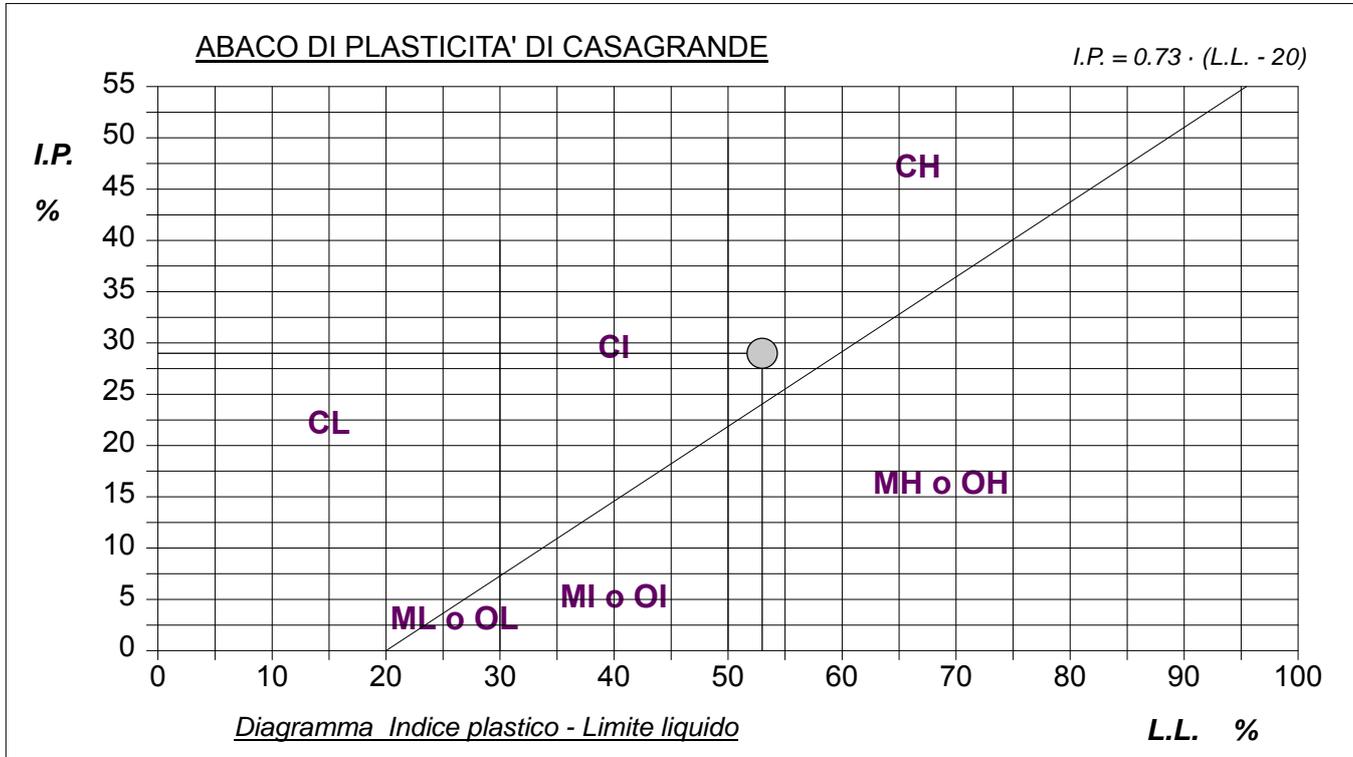
## ABACO DI CASAGRANDE

Modalità di prova: Norma ASTM D 4318-00

Limite di liquidità	53,0	%
Limite di plasticità	24,0	%
Indice di plasticità	29,0	%
Indice di consistenza	0,92	
Passante al set. n° 40	NO	



<b>C - Argille inorganiche</b>	L - Bassa compressibilità
M - Limi inorganici	I - Media compressibilità
O - Argille e limi organici	<b>H - Alta compressibilità</b>



copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

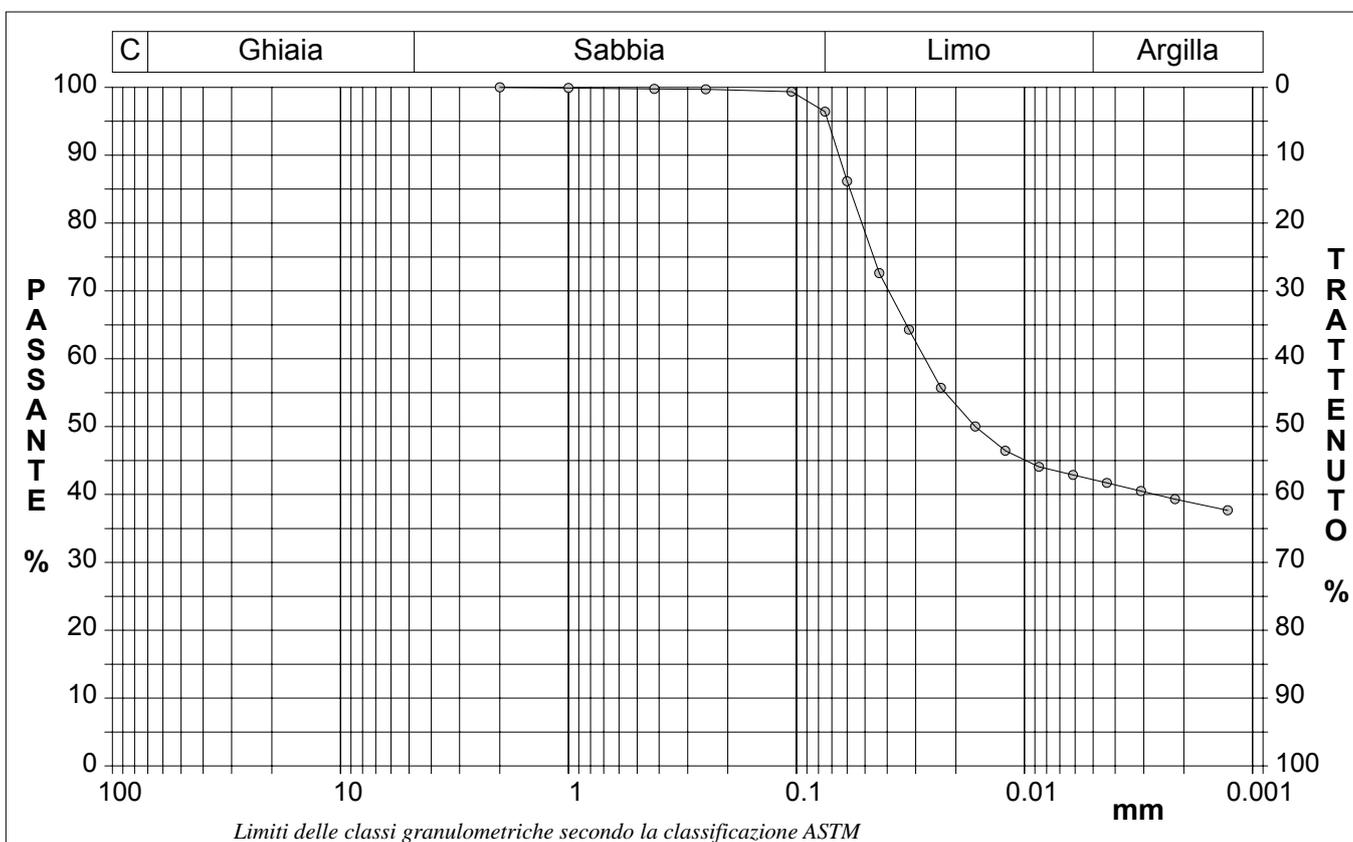
<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04075</b>	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 28/04/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 28/04/17	Fine analisi: 08/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)
SONDAGGIO: CPT 3                                      CAMPIONE: C 3                                      PROFONDITA': m 1,50 - 1,79

## ANALISI GRANULOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 421-85, D 422-63

Ghiaia	0,0 %	Passante setaccio 10 (2 mm)	100,0 %	D10	---	mm
Sabbia	3,6 %	Passante setaccio 40 (0.42 mm)	99,8 %	D30	---	mm
Limo	54,2 %	Passante setaccio 200 (0.075 mm)	96,4 %	D50	0,01640	mm
Argilla	42,2 %			D60	0,02730	mm
Coefficiente di uniformità	---	Coefficiente di curvatura	---	D90	0,06522	mm



Diametro mm	Passante %								
2,0000	100,00	0,0750	96,42	0,0164	50,03	0,0031	40,52		
1,0000	99,90	0,0600	86,16	0,0121	46,46	0,0022	39,33		
0,4200	99,77	0,0433	72,61	0,0086	44,09	0,0013	37,67		
0,2500	99,71	0,0321	64,29	0,0061	42,90				
0,1050	99,35	0,0233	55,73	0,0043	41,71				

copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

Analisi granulometrica per via umida.

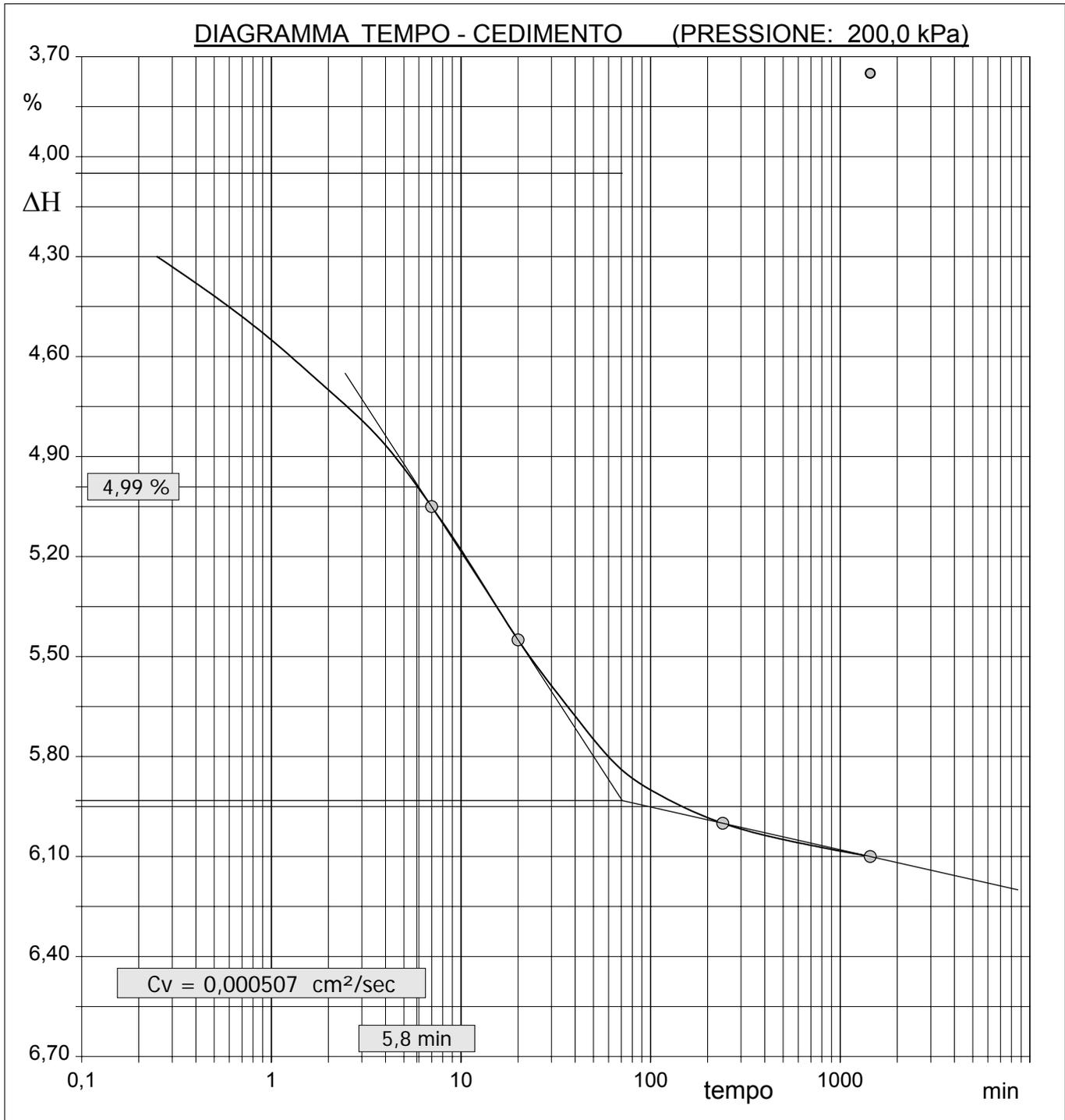


<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04076</b>	Pagina 2/2	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 28/04/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 28/04/17	Fine analisi: 08/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 3	CAMPIONE: C 3	PROFONDITA': m	1,50 - 1,79

## PROVA EDOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 2435-02



COMMITTENTE:	STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo		
RIFERIMENTO:	INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)		
SONDAGGIO:	CPT 4	CAMPIONE:	C 4 PROFONDITA': m 1,50 - 2,00

## MODULO RIASSUNTIVO

### CARATTERISTICHE FISICHE

Umidità naturale	23,4	%
Peso di volume	19,8	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume secco	16,0	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo	19,9	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico	26,3	kN/m <sup>3</sup>
Indice dei vuoti	0,641	
Porosità	39,0	%
Grado di saturazione	97,9	%

### LIMITI DI CONSISTENZA

Limite di liquidità	26,3	%
Limite di plasticità	21,2	%
Indice di plasticità	5,1	%
Indice di consistenza	0,57	
Passante al set. n° 40	NO	

### ANALISI GRANULOMETRICA

Ghiaia		%
Sabbia	8,0	%
Limo	81,4	%
Argilla	10,6	%

### PROVA EDOMETRICA

$\sigma$ kPa	E kPa	Cv cm <sup>2</sup> /sec	k cm/sec
12,5 ÷ 25,0	2500	---	---
25,0 ÷ 50,0	2927	---	---
50,0 ÷ 100,0	2637	---	---
100,0 ÷ 200,0	4000	0,000513	1,26E-08
200,0 ÷ 400,0	7273	---	---
400,0 ÷ 800,0	13559	---	---
800,0 ÷ 1600,0	22535	---	---
1600,0 ÷ 3200,0	42667	---	---

### FOTOGRAFIA



copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo

RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)

SONDAGGIO: CPT 4

CAMPIONE: C 4

PROFONDITA': m 1,50 - 2,00

Posizione delle prove	cm	Rp kPa	cm	DESCRIZIONE DEL CAMPIONE
	0			Limo debolmente sabbioso grigio ocraceo con punti neri.
	5			
	10	180		
	15		15	Limo debolmente sabbioso-argilloso grigio ocraceo con punti neri e concrezioni calcaree.
	20	170		
	25		27	



TIPO DI CAMPIONE

- Cilindrico  
 Cubico  
 Massivo

QUALITA' DEL CAMPIONE

- Q5 (Ottima)  
 Q4 (Buona)  
 Q3 (Sufficiente)  
 Q2 (Insufficiente)  
 Q1 (Pessima)

copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.





<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04078</b>	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 02/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 02/05/17	Fine analisi: 02/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 4	CAMPIONE: C 4	PROFONDITA': m	1,50 - 2,00

## PESO DI VOLUME ALLO STATO NATURALE

Modalità di prova: Norma CNR 40-1973

Determinazione eseguita mediante fustella tarata

**Peso di volume allo stato naturale = 19,8 kN/m<sup>3</sup>**

copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.





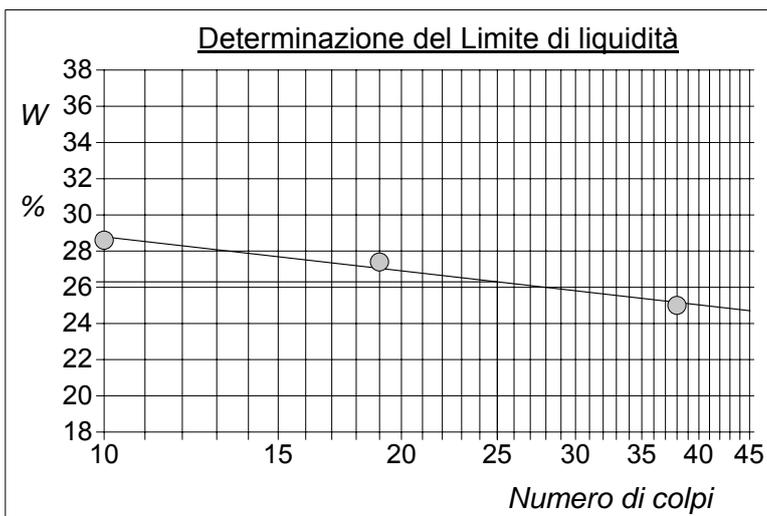
<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04080</b>	Allegato 1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 05/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 02/05/17	Fine analisi: 06/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo		
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)		
SONDAGGIO: CPT 4	CAMPIONE: C 4	PROFONDITA': m 1,50 - 2,00

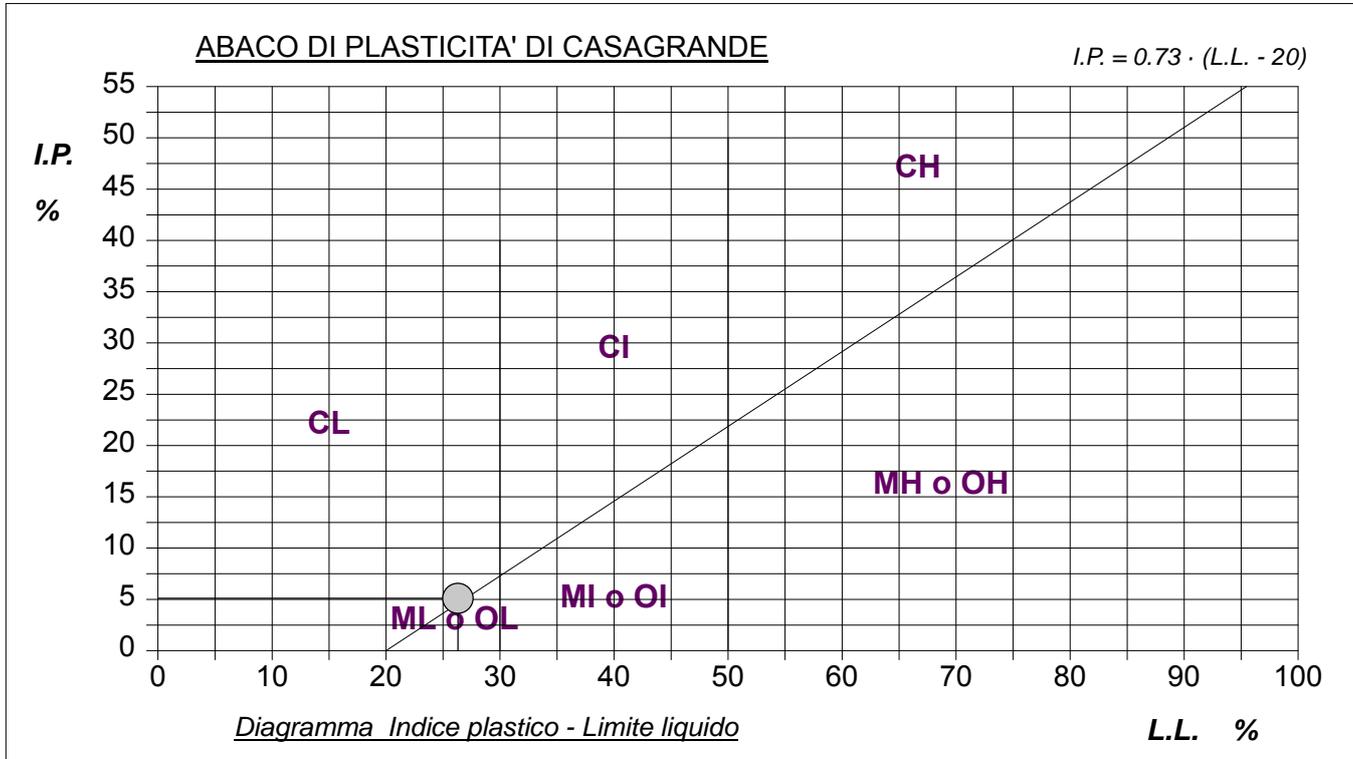
## ABACO DI CASAGRANDE

Modalità di prova: Norma ASTM D 4318-00

Limite di liquidità	26,3	%
Limite di plasticità	21,2	%
Indice di plasticità	5,1	%
Indice di consistenza	0,57	
Passante al set. n° 40	NO	



<b>C - Argille inorganiche</b>	<b>L - Bassa compressibilità</b>
M - Limi inorganici	I - Media compressibilità
O - Argille e limi organici	H - Alta compressibilità



copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.



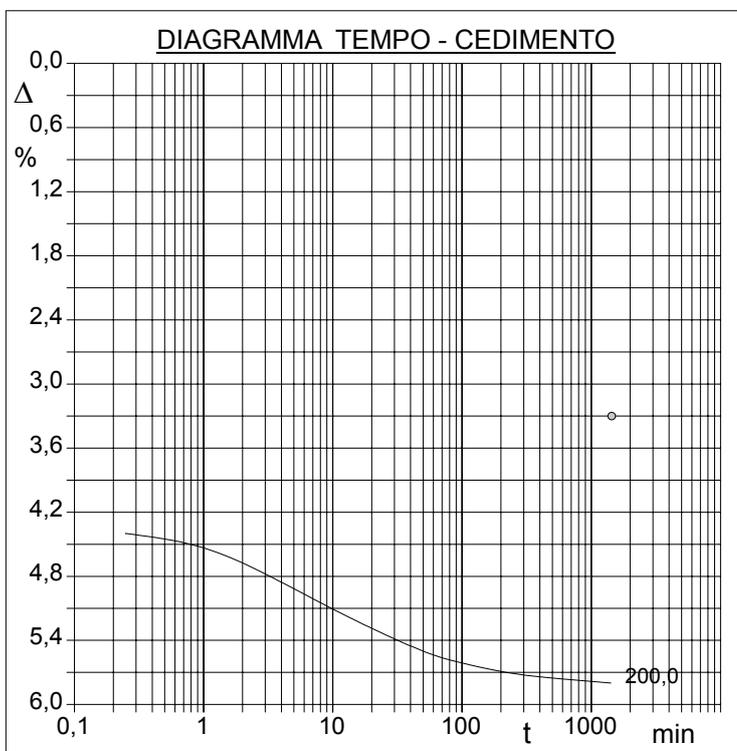
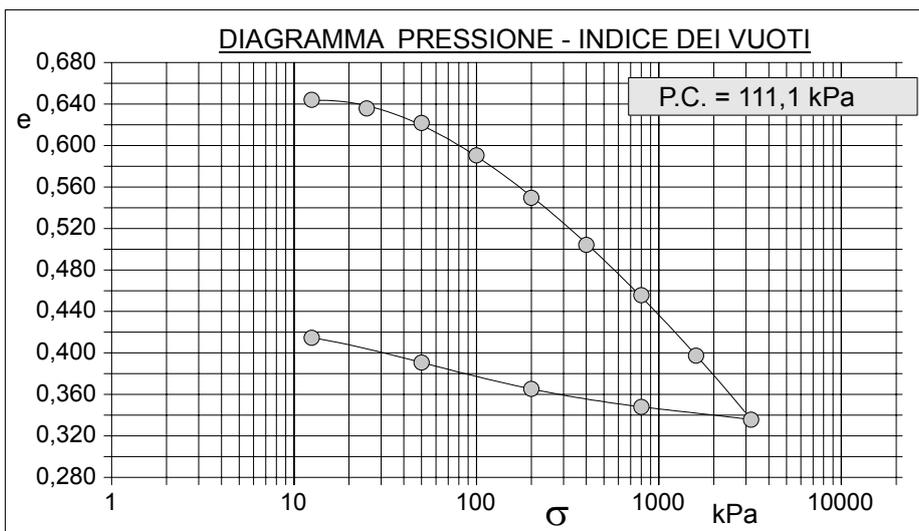
<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04082</b>	Pagina 1/2	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 02/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 02/05/17	Fine analisi: 13/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo		
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)		
SONDAGGIO: CPT 4	CAMPIONE: C 4	PROFONDITA': m 1,50 - 2,00

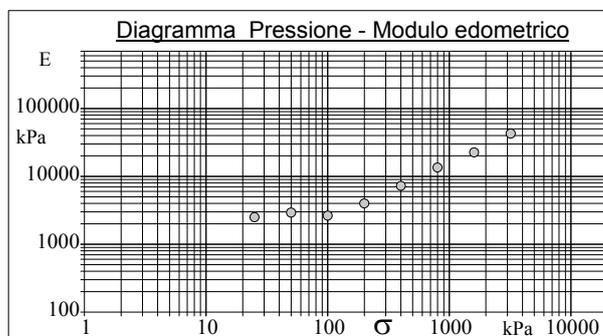
## PROVA EDOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 2435-02

Caratteristiche del campione	
Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	19,78
Umidità (%)	23,7
Peso specifico (kN/m <sup>3</sup> )	26,30
Altezza provino (cm)	2,00
Diametro provino (cm)	5,00
Sezione provino (cm <sup>2</sup> )	19,63
Volume provino (cm <sup>3</sup> )	39,27
Volume dei vuoti (cm <sup>3</sup> )	15,40
Indice dei vuoti	0,64
Porosità (%)	39,20
Saturazione (%)	98,6



Pressione kPa	Cedim. mm/100	Indice Vuoti	Cc	Modulo kPa	Cv cm <sup>2</sup> /sec	k cm/sec
12,5	1,0	0,644				
25,0	11,0	0,636	0,027	2500		
50,0	28,1	0,622	0,047	2927		
100,0	66,0	0,591	0,104	2637		
200,0	116,0	0,549	0,137	4000	0,000513	1,26E-08
400,0	171,0	0,504	0,150	7273		
800,0	230,0	0,456	0,161	13559		
1600,0	301,0	0,397	0,194	22535		
3200,0	376,0	0,336	0,205	42667		
800,0	361,0	0,348				
200,0	340,0	0,365				
50,0	309,0	0,391				
12,5	280,0	0,415				



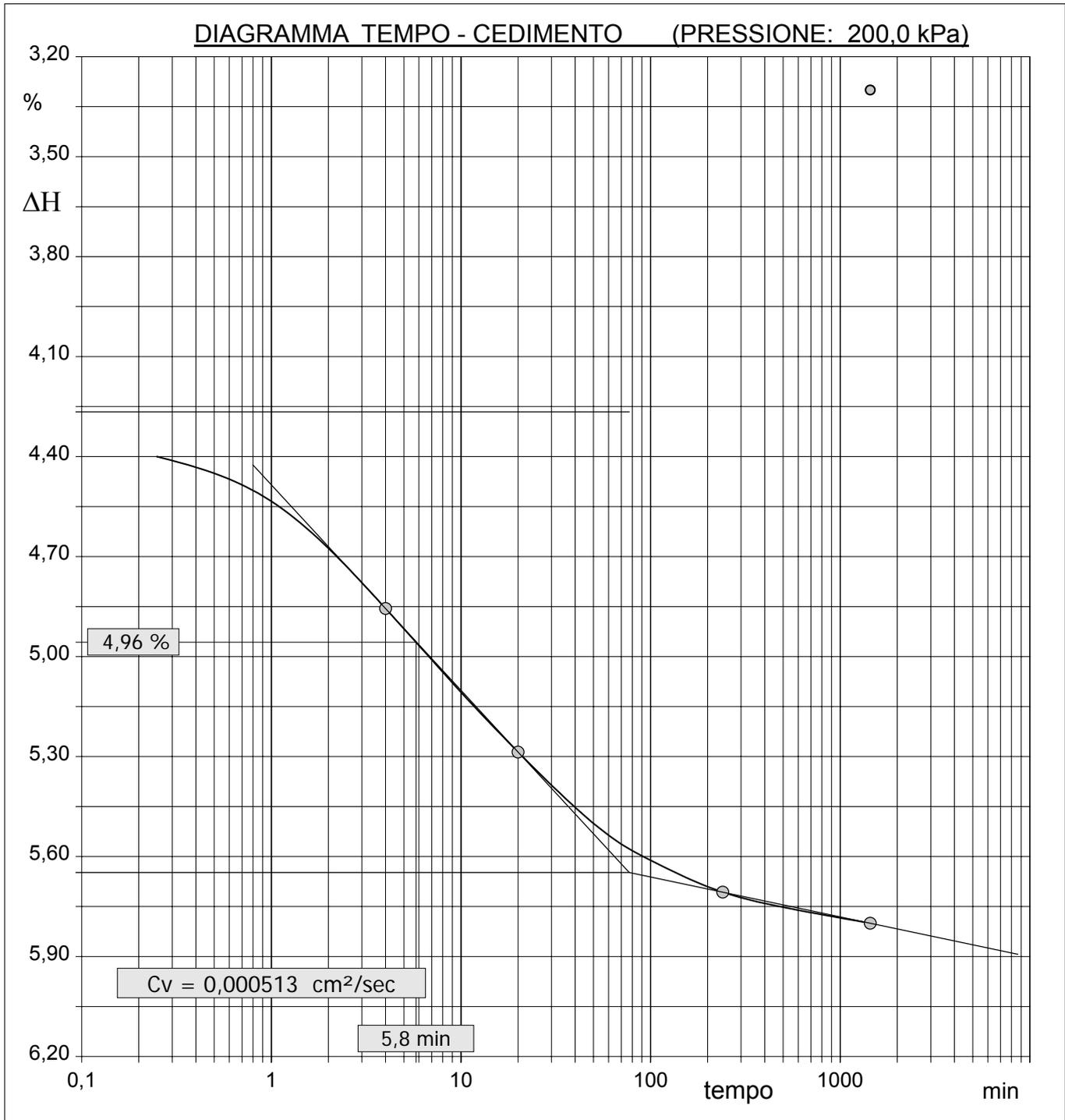
copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04082</b>	Pagina 2/2	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 02/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 02/05/17	Fine analisi: 13/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 4	CAMPIONE: C 4	PROFONDITA': m 1,50 - 2,00	

## PROVA EDOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 2435-02



COMMITTENTE:	STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo		
RIFERIMENTO:	INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)		
SONDAGGIO:	CPT 5	CAMPIONE:	C 5
		PROFONDITA':	m 1,30 - 1,70

## MODULO RIASSUNTIVO

### CARATTERISTICHE FISICHE

Umidità naturale	28,9	%
Peso di volume	19,2	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume secco	14,9	kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume saturo	19,3	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico	26,7	kN/m <sup>3</sup>
Indice dei vuoti	0,792	
Porosità	44,2	%
Grado di saturazione	99,5	%

### LIMITI DI CONSISTENZA

Limite di liquidità	47,5	%
Limite di plasticità	24,3	%
Indice di plasticità	23,2	%
Indice di consistenza	0,80	
Passante al set. n° 40	NO	

### ANALISI GRANULOMETRICA

Ghiaia		%
Sabbia	7,6	%
Limo	58,6	%
Argilla	33,8	%

### PROVA EDOMETRICA

$\sigma$ kPa	E kPa	Cv cm <sup>2</sup> /sec	k cm/sec
12,5 ÷ 25,0	2621	---	---
25,0 ÷ 50,0	3225	---	---
50,0 ÷ 100,0	3448	---	---
100,0 ÷ 200,0	4545	0,000535	1,15E-08
200,0 ÷ 400,0	5970	---	---
400,0 ÷ 800,0	9195	---	---
800,0 ÷ 1600,0	16842	---	---

### FOTOGRAFIA



copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

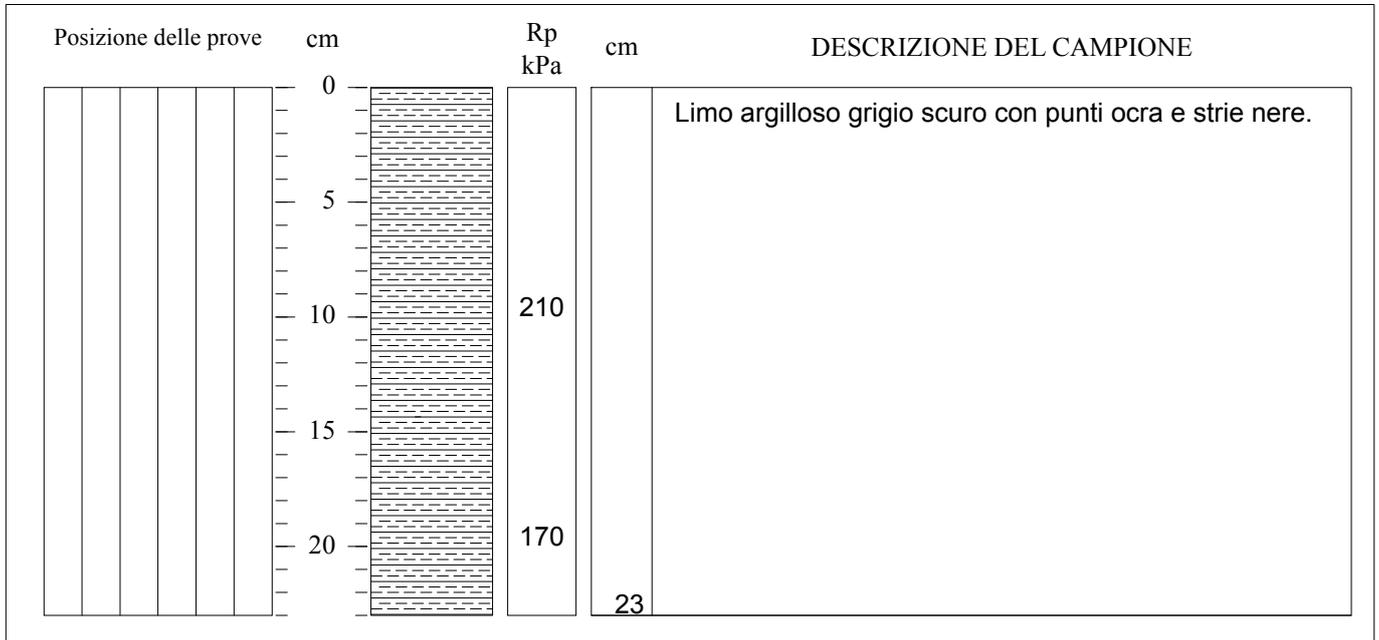
COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo

RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)

SONDAGGIO: CPT 5

CAMPIONE: C 5

PROFONDITA': m 1,30 - 1,70



TIPO DI CAMPIONE

- Cilindrico  
 Cubico  
 Massivo

QUALITA' DEL CAMPIONE

- Q5 (Ottima)  
 Q4 (Buona)  
 Q3 (Sufficiente)  
 Q2 (Insufficiente)  
 Q1 (Pessima)

copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.





<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04084</b>	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE:	15/05/17	Inizio analisi:	02/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione:	02/05/17	Fine analisi:	02/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo					
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)					
SONDAGGIO: CPT 5		CAMPIONE: C 5		PROFONDITA': m 1,30 - 1,70	

## PESO DI VOLUME ALLO STATO NATURALE

Modalità di prova: Norma CNR 40-1973

Determinazione eseguita mediante fustella tarata

**Peso di volume allo stato naturale = 19,2 kN/m<sup>3</sup>**

copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04085</b>	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE:	15/05/17	Inizio analisi:	09/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione:	02/05/17	Fine analisi:	09/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo					
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)					
SONDAGGIO: CPT 5		CAMPIONE: C 5		PROFONDITA': m 1,30 - 1,70	

## PESO SPECIFICO DEI GRANULI

Modalità di prova: Norma ASTM D 854-02

$\gamma_s$  = Peso specifico dei granuli (media delle due misure) (kN/m<sup>3</sup>) = **26,7 kN/m<sup>3</sup>**

$\gamma_{sc}$  = Peso specifico dei granuli corretto a 20° (kN/m<sup>3</sup>) = **26,7 kN/m<sup>3</sup>**

Metodo:  A  B

Capacità del picnometro: 100 ml

Temperatura di prova: 21,5 °C

Disaerazione eseguita sotto vuoto

copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.



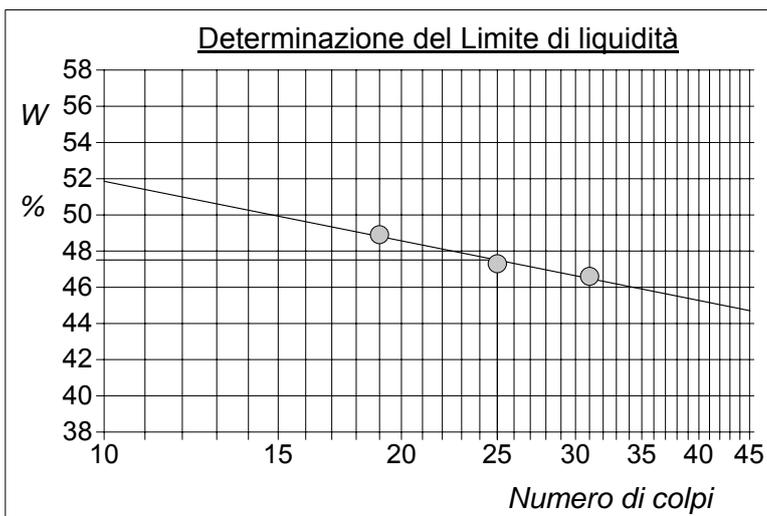
<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04086</b>	Allegato 1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 08/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 02/05/17	Fine analisi: 09/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo		
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)		
SONDAGGIO: CPT 5	CAMPIONE: C 5	PROFONDITA': m 1,30 - 1,70

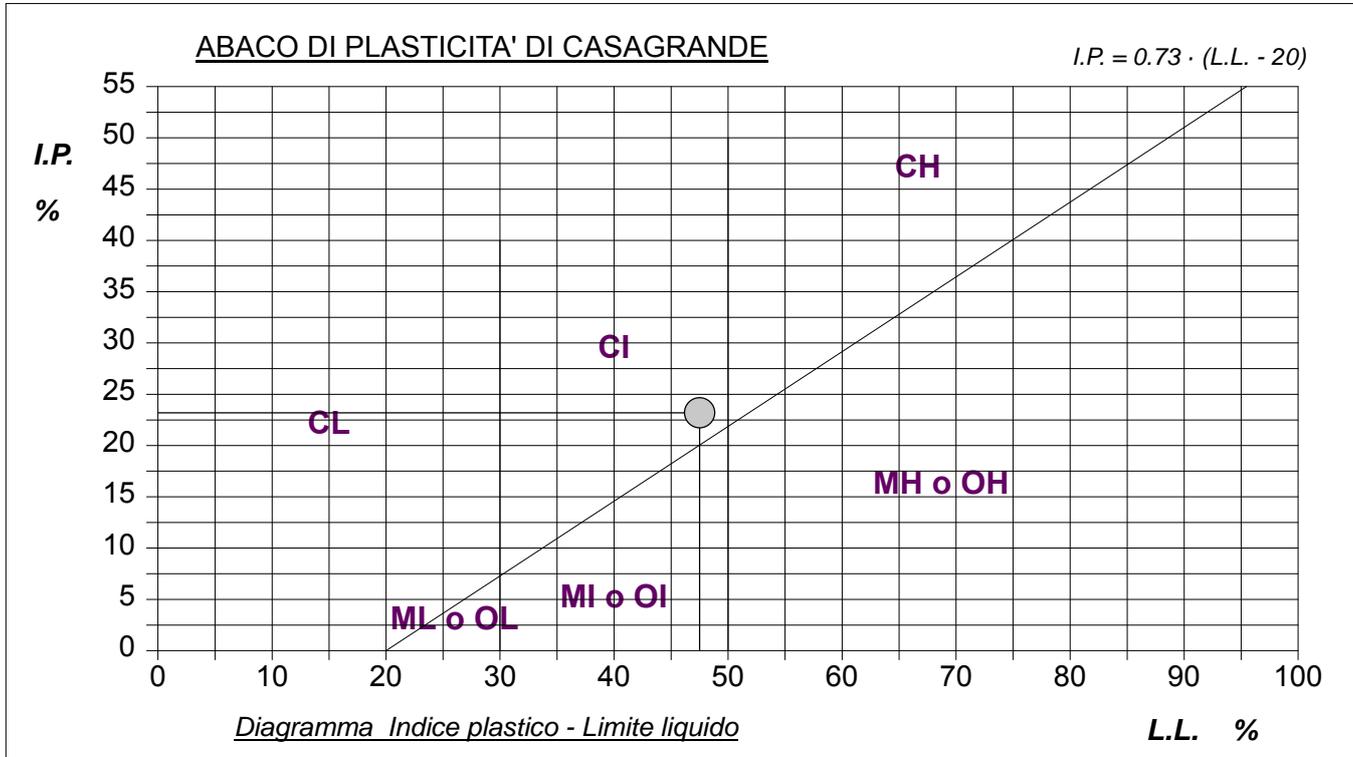
## ABACO DI CASAGRANDE

Modalità di prova: Norma ASTM D 4318-00

Limite di liquidità	47,5	%
Limite di plasticità	24,3	%
Indice di plasticità	23,2	%
Indice di consistenza	0,80	
Passante al set. n° 40	NO	



<b>C - Argille inorganiche</b>	L - Bassa compressibilità
M - Limi inorganici	<b>I - Media compressibilità</b>
O - Argille e limi organici	H - Alta compressibilità



copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

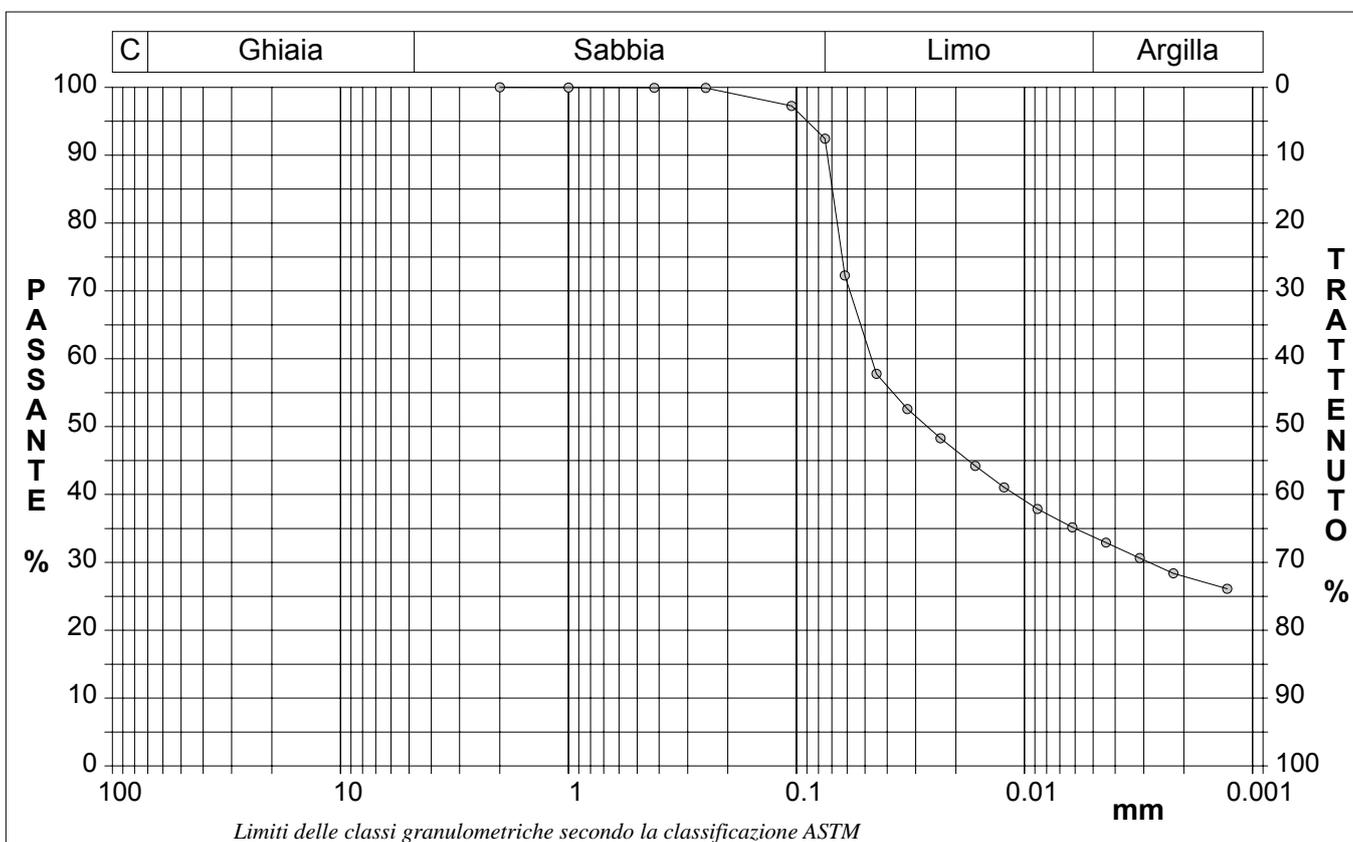
<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04087</b>	Pagina 1/1	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 02/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 02/05/17	Fine analisi: 09/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)
SONDAGGIO: CPT 5                                      CAMPIONE: C 5                                      PROFONDITA': m 1,30 - 1,70

## ANALISI GRANULOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 421-85, D 422-63

Ghiaia	0,0 %	Passante setaccio 10 (2 mm)	100,0 %	D10	---	mm
Sabbia	7,6 %	Passante setaccio 40 (0.42 mm)	99,9 %	D30	0,00284	mm
Limo	58,6 %	Passante setaccio 200 (0.075 mm)	92,4 %	D50	0,02665	mm
Argilla	33,8 %			D60	0,04681	mm
Coefficiente di uniformità	---	Coefficiente di curvatura	---	D90	0,07320	mm



Diametro mm	Passante %								
2,0000	100,00	0,0750	92,44	0,0164	44,22	0,0031	30,64		
1,0000	99,97	0,0614	72,27	0,0123	41,05	0,0022	28,38		
0,4200	99,93	0,0446	57,79	0,0088	37,88	0,0013	26,12		
0,2500	99,90	0,0326	52,59	0,0062	35,17				
0,1050	97,25	0,0233	48,29	0,0044	32,91				

copia cartacea del certificato di prova firmato digitalmente dal direttore del laboratorio ing. Enrico Fornasiero e conservato nel sistema informatico di Tecnostudio s.r.l. società di ingegneria.

Analisi granulometrica per via umida.



<b>CERTIFICATO DI PROVA N°: 04088</b>	Pagina 2/2	DATA DI EMISSIONE: 15/05/17	Inizio analisi: 02/05/17
VERBALE DI ACCETTAZIONE N°: 00417031L del 21/04/17		Apertura campione: 02/05/17	Fine analisi: 11/05/17

COMMITTENTE: STUDIO HGEO di BARATTO FILIPPO geologo			
RIFERIMENTO: INCO S.R.L. - ERAL S.R.L. località VAZZOLA (TV)			
SONDAGGIO: CPT 5	CAMPIONE: C 5	PROFONDITA': m	1,30 - 1,70

## PROVA EDOMETRICA

Modalità di prova: Norma ASTM D 2435-02

