

**PROCEDURA DI SPORTELLO UNICO  
PER LE ATTIVITÀ PRODUTTIVE  
DI CUI AL DPR 160/2010 E  
LEGGE REGIONALE 55/2012  
PER LA REALIZZAZIONE DI UN CENTRO  
NAUTICO CON AREA ACCOGLIENZA,  
SPAZI OFFICINA E AREE DEPOSITO**

Comune di Venezia  
Via Moranzani 76  
Malcontenta (VE)  
fg. 194 mapp. 131

Relazione tecnica indagine geologica,  
geotecnica

**CENTRO NAUTICO FUSINA SRL**

Via Daniele Manin 60 - Mestre VE  
c.f e p.i.00854080272  
legale rappresentante: Adriano Fornasiero

**TAG Architetti  
di Antonio Fornasiero & C.  
S.a.s. tra professionisti**  
p.i. e c.f. 04458380278

**TAG**  
Architetti

Via Forte Marghera 17/c  
30172 Venezia-Mestre  
t. 041975687  
info@tag-architetti.com  
www.tag-architetti.com

REGIONE VENETO

COMUNE DI VENEZIA

CITTA' METROPOLITANA DI VENEZIA

## REALIZZAZIONE DI UN CENTRO NAUTICO CON AREA ACCOGLIENZA, SPAZI OFFICINA E AREE DEPOSITO

LOC. MALCONENTA, VIA MORANZANI 64

Comune di Venezia, Fg. 194, mapp.le 131

# Relazione Geologica

Decreto 17/01/2018 - NTC 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"

COMMITTENTE: CENTRO NAUTICO FUSINA S.R.L.



G&T 193-18\_1

Spresiano, Gennaio 2019

**G & T s.r.l.**

Via Tiepolo, 8 - 31027 Spresiano (TV) - Tel. 0422 887031 Fax 0422889589

email: [info@gtgeo.it](mailto:info@gtgeo.it)

web: [www.gtgeo.it](http://www.gtgeo.it)

pec: [gtgeo@certificazioneposta.it](mailto:gtgeo@certificazioneposta.it)

P.IVA e C.F.: 04150340265 - iscritta al registro delle Imprese di Treviso - CCIAA N. 04150340265



## INDICE

<b>1. PREMESSA</b>	<b>3</b>
<b>2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO</b>	<b>3</b>
<b>3. ANALISI DEI VINCOLI GRAVANTI</b>	<b>7</b>
<b>4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO</b>	<b>8</b>
<b>5. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO</b>	<b>12</b>
<b>6. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO</b>	<b>14</b>
<b>7. INDAGINI IN SITO</b>	<b>17</b>
7.1 PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA .....	18
<b>8. MODELLO GEOLOGICO DEL TERRENO</b>	<b>19</b>
8.1 FALDA .....	20
<b>9. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA</b>	<b>21</b>
9.1 PERICOLOSITA' SISMICA.....	21
9.2 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	22
9.3 CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	25
<b>10. CONCLUSIONI</b>	<b>26</b>

### ELENCO TAVOLE

**Tavola 1:** Ubicazione dei punti di indagine

### ELENCO ALLEGATI

**Allegato 1:** Diagrammi delle prove CPT, Tabulati Rp, RI,



## 1. PREMESSA

La società G&T S.r.l., su incarico della società Centro Nautico Fusina S.r.l., ha svolto un'indagine geognostica e ha redatto una relazione geologica ai sensi delle NTC 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" – Decreto 17/01/2018, finalizzata allo studio dei terreni di fondazione relativamente al progetto di realizzazione di un centro nautico con area accoglienza, spazi officina e aree deposito in Via Moranzani 64 in località Malcontenta nel comune di Venezia. Catastalmente il lotto di indagine risulta censito nel Comune di Venezia, Fg. 194, mapp.le 131.

Il centro dell'area di indagine presenta le seguenti coordinate Gauss\_Boaga (Fuso Ovest; EPSG 3003):

**E = 1754015, N = 5035311**

Il presente studio si pone i seguenti obiettivi:

- inquadramento geografico e analisi dei vincoli urbanistici eventualmente gravanti
- inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico dell'area
- descrizione dell' indagini in sito
- definizione del modello geologico del terreno
- analisi dei principali aspetti geometrici della prima falda
- definizione dell'azione sismica locale
- conclusioni in merito alla fattibilità geologica, idrogeologica e sismica del progetto

A tale scopo, oltre ad uno studio dei dati bibliografici disponibili, nell'area è stata svolta un'indagine geognostica mediante l'esecuzione di n. 3 prove penetrometriche statiche CPT con profondità rispettivamente 15 m da piano campagna ed una prova CPT con profondità 30 m da p.c..

## 2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area di indagine è ubicata in località Malcontenta di Venezia, circa 1 km a Ovest della località Fusina, lungo il canale "Naviglio Brenta" che ne lambisce il confine meridionale. L'area, destinata al deposito e manutenzione di imbarcazioni, si inquadra in una zona di transizione tra l'area ad indirizzo industriale di Porto Marghera a Nord e l'area a sud, destinata prevalentemente alla "vallicoltura".

Nelle figure sottostanti è riportato l' inquadramento topografico dell'area di indagine su cartografia I.G.M. (**Figura 1**), su ortofoto satellitare (bing maps, **Figura 2**) e su cartografia tecnica regionale CTR (**Figura 3**).

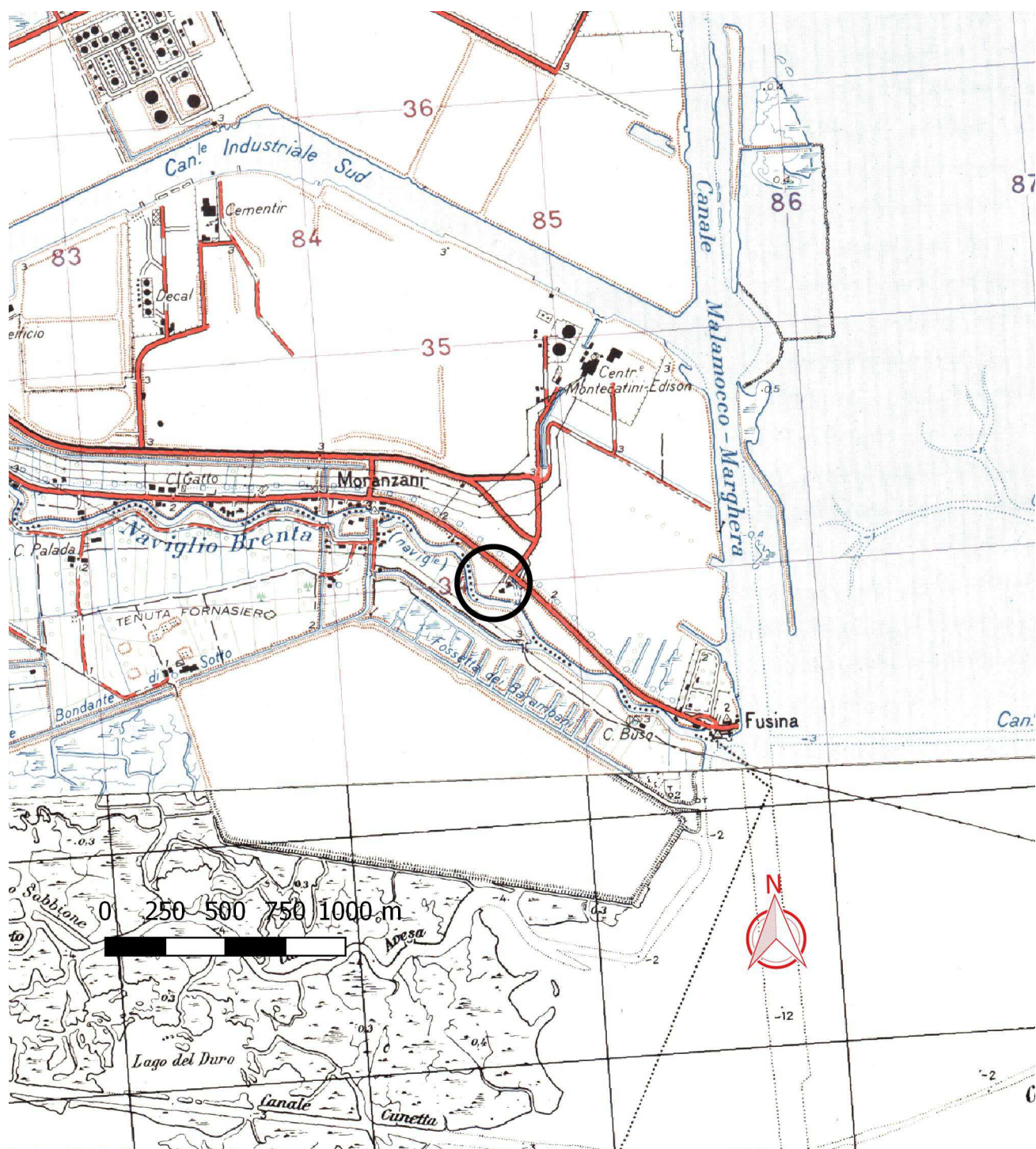


Figura 1 - Scala 1 : 25.000 Inquadramento topografico dell'area di indagine da cartografia IGM

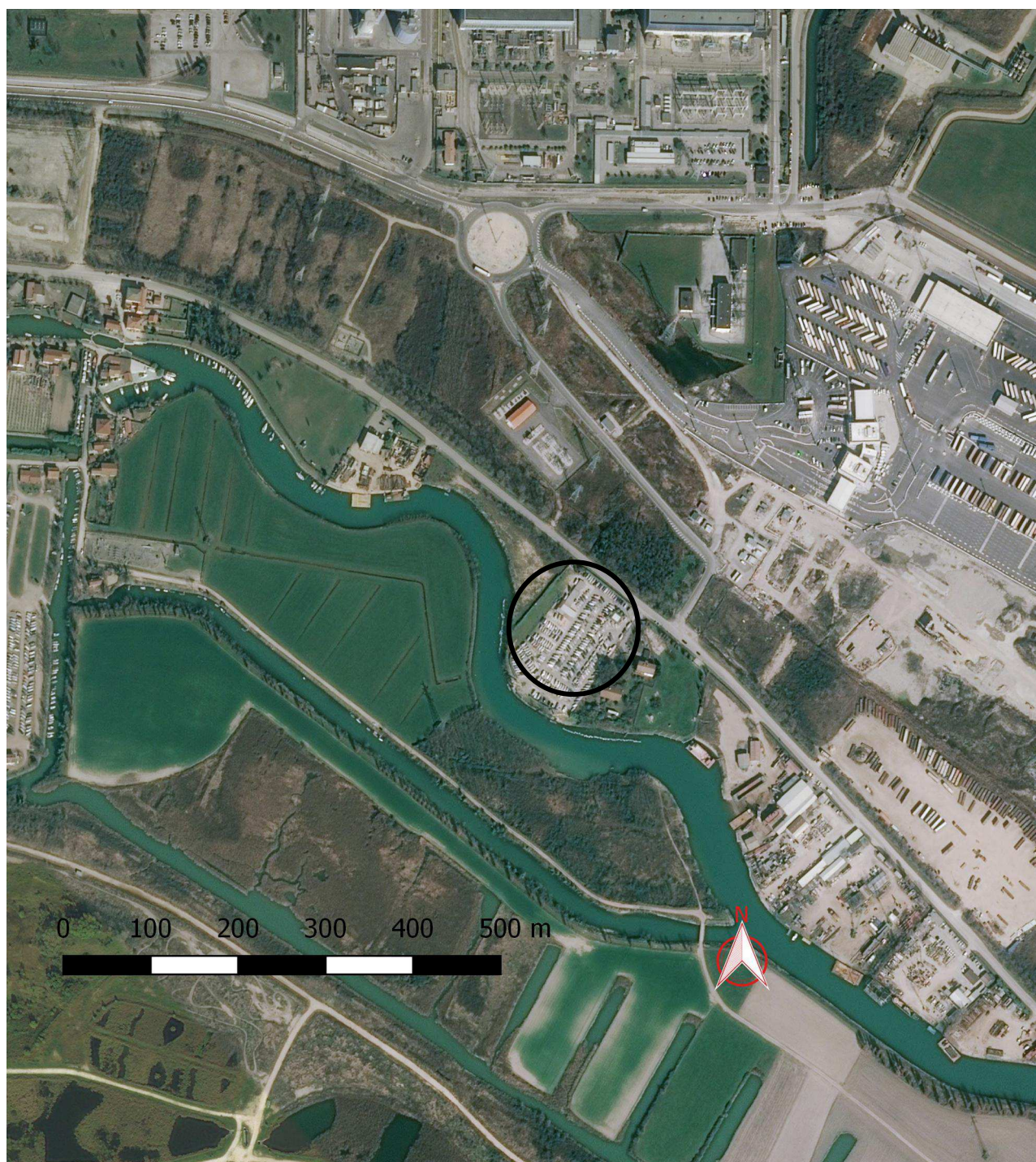


Figura 2 - Scala 1 : 10.000 Estratto da ortofoto satellitare (Bing maps)

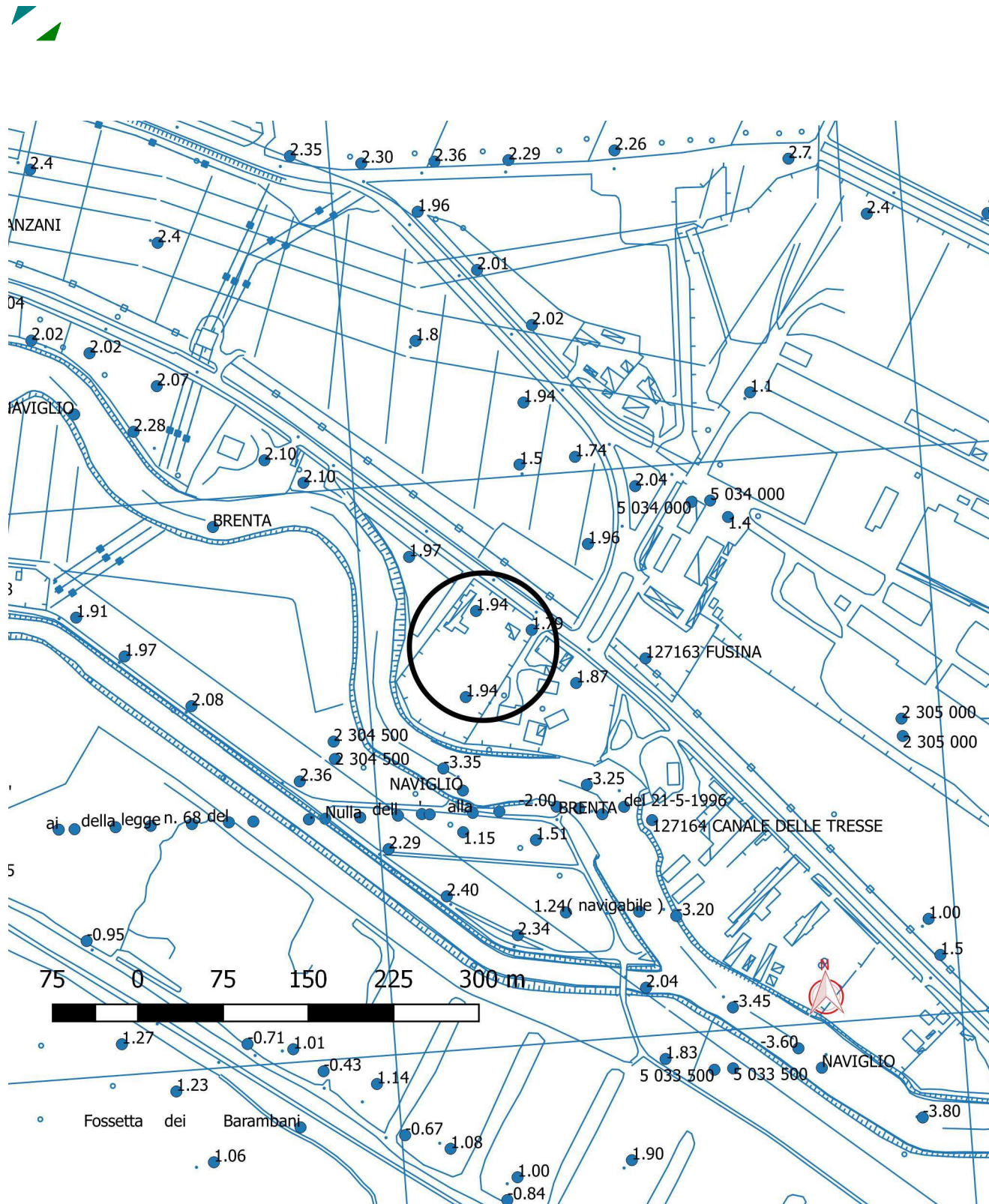


Figura 3 - Scala 1 : 5.000 Ubicazione dell'area di indagine da cartografia CTR



### 3. ANALISI DEI VINCOLI GRAVANTI

La cartografia tecnica allegata PAT del comune di Venezia indica, nella Carta dei vincoli e della pianificazione territoriale, nel lotto di indagine risulta presente un vincolo di tipo paesaggistico “area di notevole interesse pubblico”. Nella Carta delle fragilità l'area di intervento viene altresì identificata come “idonea” a condizione (sito di interesse nazionale – SIN). Nelle **Figura 4** sono riportati rispettivamente un estratto dalla cartografia tematica dei vincoli (a sinistra) e un estratto carta delle fragilità allegate al PAT (a destra).

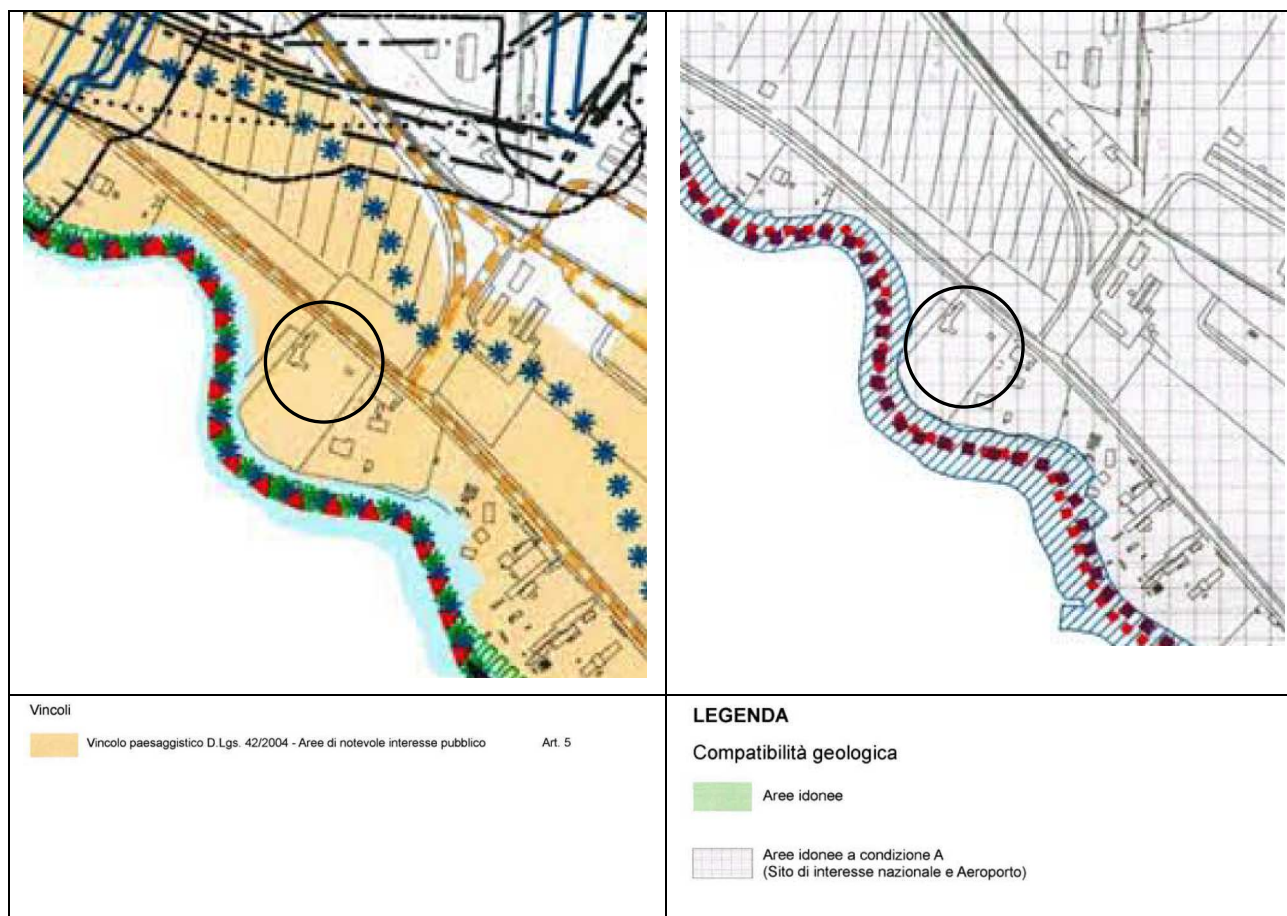
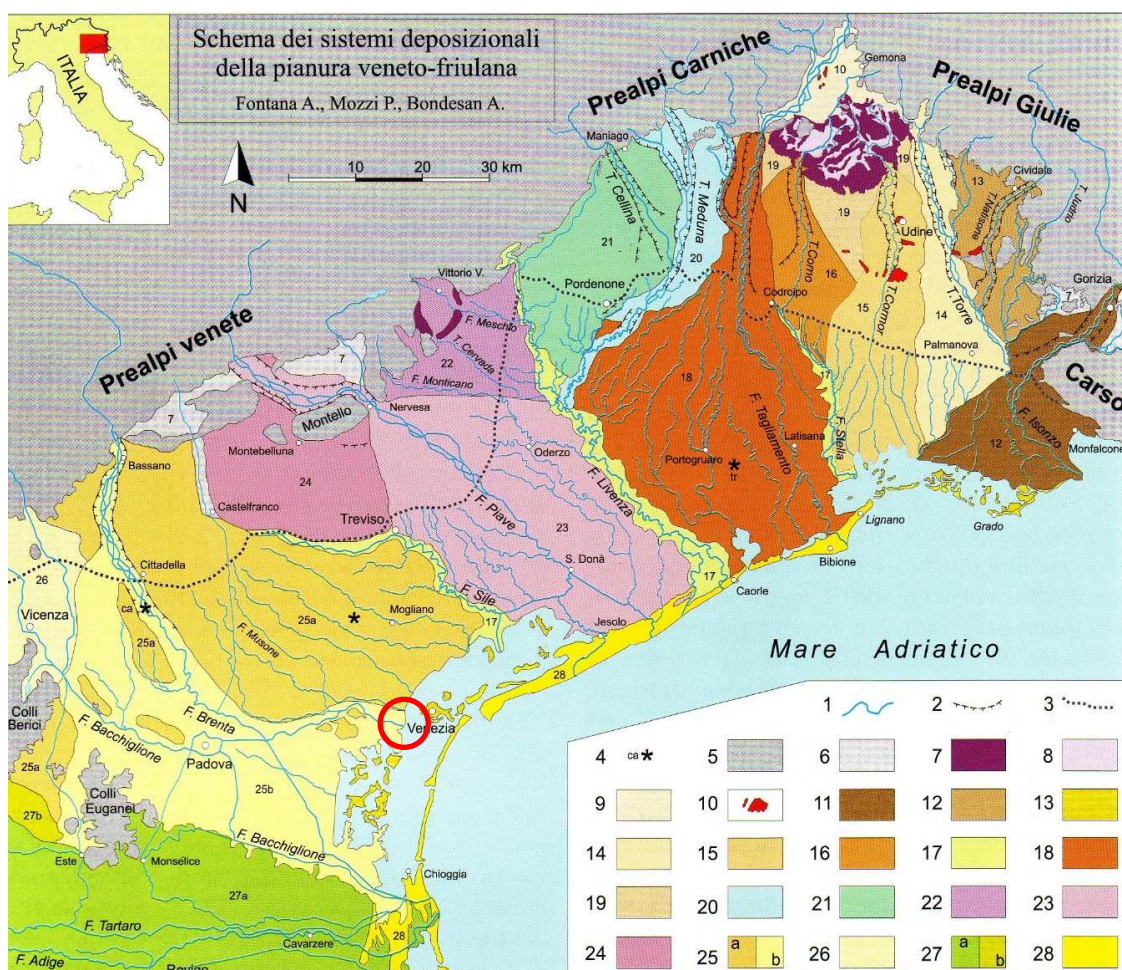


Figura 4 - Estratto dalla Carta dei vincoli del PAT (figura a sinistra) e della Carta delle fragilità (a destra)



#### 4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in oggetto si colloca nel margine orientale della bassa pianura costiera situata a ridosso della Laguna di Venezia, dove affiorano sedimenti prevalentemente medi o fini (sabbie, limi ed argille), riferibili alla porzione distale del megafan olocenico del Brenta (Figura 5).



Legenda: 1) idrografia; 2) orlo delle principali scarpate fluviali; 3) limite superiore delle risorgive; 4) ubicazione delle sezioni stratigrafiche citate nel testo: figg. 3.6a, 3.6b e 3.10; 5) Prealpi, Colli Euganei e Berici; 6) aree alluvionali di corsi d'acqua prealpini; 7) cordoni morenici degli anfiteatri di Piave e Tagliamento; 8) depressioni intermoreniche; 9) piana di Osoppo; 10) terrazzi tettonici dell'alta pianura friulana; 11) megafan dell'Isonzo-Torre; 12) conoide del Natisone-Judrio; 13) isole lagunari; 14) megafan del Torre; 15) megafan del Cormor; 16) megafan del Corno di San Daniele; 17) sistemi dei principali fiumi di risorgiva (Stella, Livenza e Sile), localmente incisi; 18) megafan del Tagliamento; 19) aree interposte tra megafan, appartenenti al sandur del Tagliamento; 20) megafan del Meduna; 21) conoide del Cellina; 22) conoidi dei fiumi Monticano, Cervada e Meschio, e degli scaricatori glaciali di Vittorio Veneto; 23) megafan del Piave di Nervesa; 24) megafan del Piave di Montebelluna; 25) sistema del Brenta: a) settore pleistocenico (megafan di Bassano), b) pianura olocenica del Brenta con apporti del Bacchiglione; 26) conoide dell'Astico; 27) sistema dell'Adige: a) pianura olocenica con apporti del Po; b) pianura pleistocenica; 28) sistemi costieri e deltizi.

Figura 5: Schema dei sistemi deposizionali della pianura veneto-friulana (da Bondesan et al., Geomorfologia della Provincia di Venezia, 2004)



Questa porzione della pianura padano-veneta si venne a formare a seguito di eventi alluvionali posteriori all'arretramento dei ghiacciai. Infatti, durante l'ultimo periodo glaciale pleistocenico (massimo glaciale 22.000 anni b.p.) il livello del mare era circa 100 metri più basso dell'attuale, a causa delle grandi quantità d'acqua ritenute sui continenti sotto forma di ghiaccio. L'abbassamento del livello marino portò all'emersione di una vasta porzione dell'Adriatico settentrionale, con la linea di costa settentrionale attestata alla latitudine di Ancona.

La successiva fase climatica verificatasi nell'Olocene fu caratterizzata da un innalzamento della temperatura, con il conseguente arretramento dei ghiacciai.

Durante tale fase il livello del mare raggiunse un livello prossimo a quello attuale, innalzando il livello di base dei fiumi e favorendo la deposizione della fascia di sedimenti olocenici litorali e fluvio-palustri che formano la bassa pianura costiera.

Il primo segno dell'instaurarsi di un ambiente lagunare risale a circa 6.000 anni fa, con la deposizione di sedimenti prevalentemente sabbioso-limosi. La sedimentazione olocenica è stata particolarmente attiva nella bassa pianura, nella quale i sedimenti di ambiente palustre e lagunare oggi ricoprono, con spessori talora rilevanti, anche strati archeologici di età romana.

Tuttavia in alcune zone del settore centrale del retroterra lagunare, dalla zona di Mestre fino in prossimità della Piave Vecchia, la sedimentazione durante le fasi finali del Tardoglaciale e durante l'Olocene è stata scarsa o nulla.

Dal punto di vista stratigrafico è quindi possibile suddividere il sottosuolo dell'area veneziana in due complessi deposizionali diversi:

- a) quello lagunare-litoraneo olocenico prevalentemente sabbioso-limoso con presenza di resti di conchiglie che testimoniano l'ingressione marina;
- b) quello, sottostante al primo, continentale pleistocenico, rappresentato da alternanze di orizzonti argilloso-limosi, subordinatamente sabbiosi, con frequenti intercalazioni torbose, le cui caratteristiche tessiturali e paleontologiche rivelano il carattere continentale.

I due complessi, continentale del pleistocene superiore e lagunare-costiero dell'olocene, sono ben separati tra loro da un orizzonte di argilla, che per la prolungata emersione ha subito un processo di sovraconsolidazione e ossidazione subaerea. Tale orizzonte è conosciuto con il termine locale di "caranto" e si presenta come un'argilla grigio-giallastra, generalmente molto compatta.

Nell'ambito del comprensorio lagunare la giacitura e lo spessore del caranto sono molto variabili, anche fino a scomparire del tutto; esso tende ad affiorare in terraferma e si affossa verso i litorali con una immersione verso ESE.



Nell'ambito del comprensorio lagunare la giacitura e lo spessore del caranto sono molto variabili, anche fino a scomparire del tutto; esso tende ad affiorare in terraferma e si affossa verso i litorali con un'immersione verso Est Sud-Est.

La sezione riportata di seguito (Figura 6) schematizza in modo chiaro la serie stratigrafica dell'area lagunare e del primo entroterra, con i reciproci rapporti tra la più antica serie di sedimenti continentali pleistocenici e la più recente serie di sedimenti lagunari olocenici.

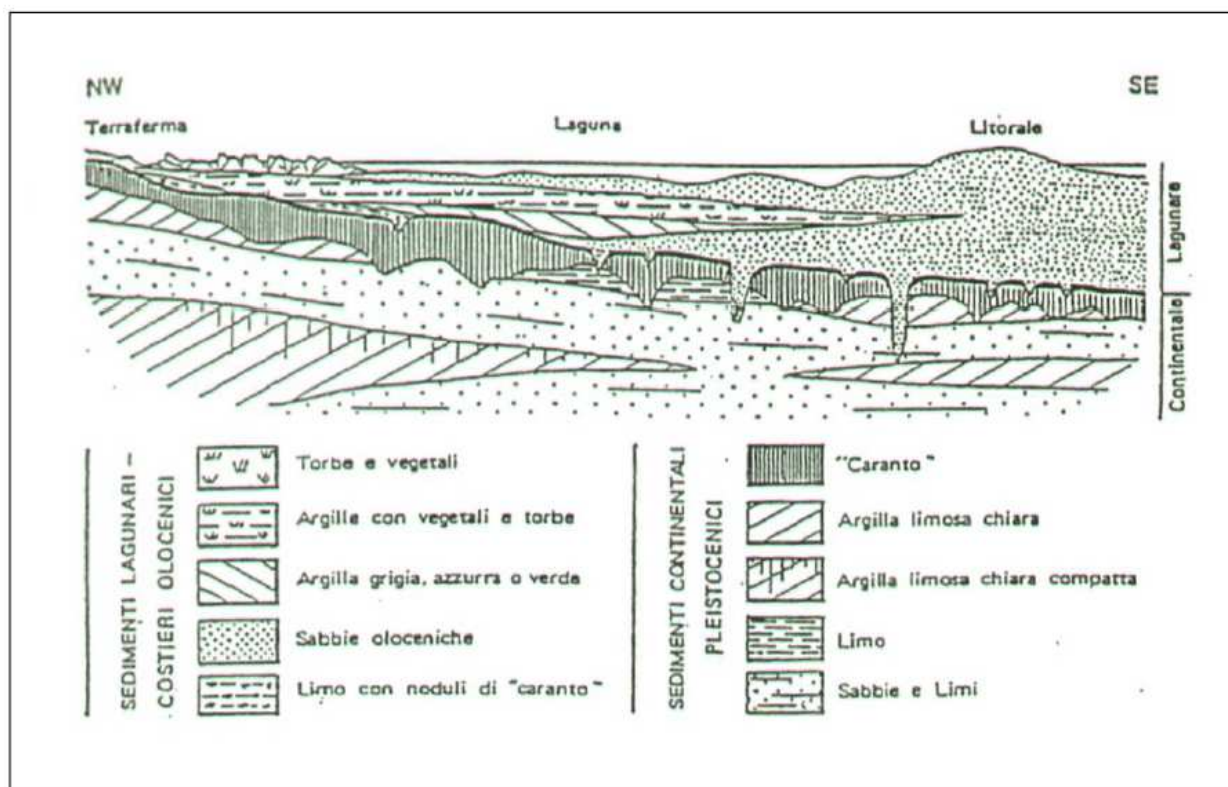


Figura 6: Serie stratigrafica tipo dell'area lagunare di Venezia (da Gatto e Previatello, 1974)

In Figura 7 viene invece riportato un estratto dalla Carta delle Unità geologiche della provincia di Venezia, che indica il sottosuolo in esame come appartenente all' Unità di Marghera. L'Unità di Marghera è caratterizzata da depositi di origine antropica costituiti da materiale di riporto eterogeneo, in prevalenza di origine naturale (ghiaie e sabbie alluvionali, depositi lagunari o di spiaggia), con abbondanti resti provenienti dal disfacimento di materiali di costruzione (laterizi, calcestruzzo, malte, ceramiche) e residui di lavorazioni industriali.

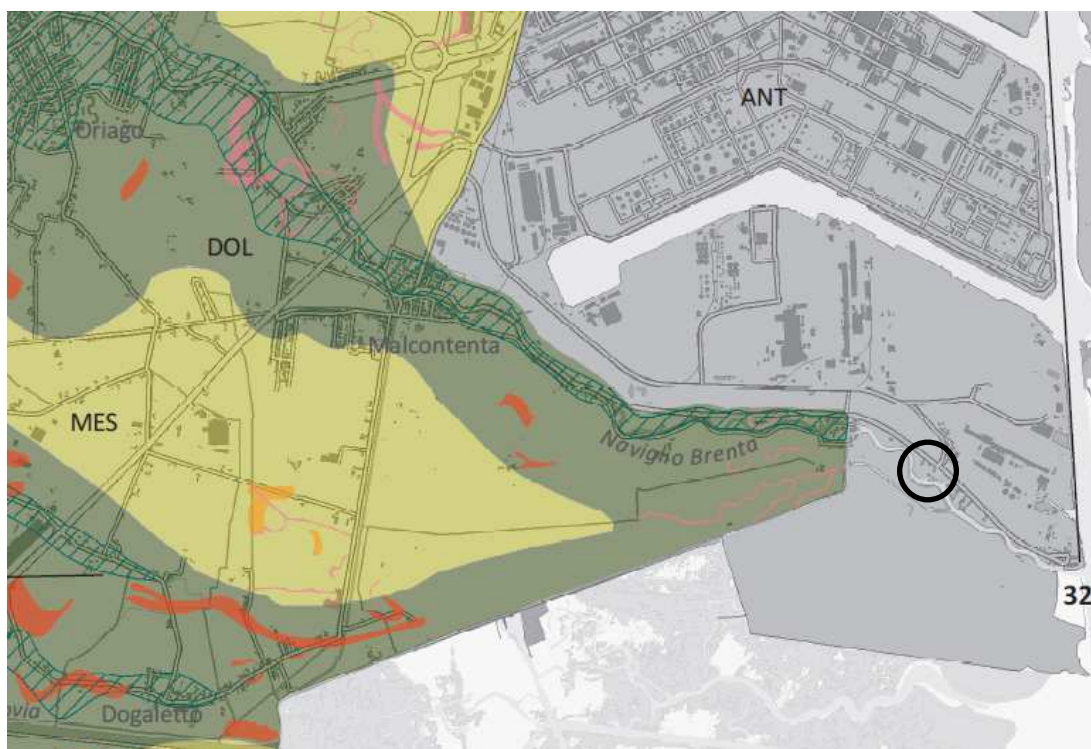
I depositi di origine naturale rimaneggiati sono, nella maggior parte dei casi, il prodotto dell'opera di imbonimento di barene e velme lagunari, attuata nel secolo scorso per la costruzione della zona industriale di Porto Marghera, ed il materiale di risulta dello scavo dei canali industriali.



La granulometria dei sedimenti varia da ghiaie, sabbie, sabbie limose, limi sabbiosi e argillosi, ad argille fino a trovare, talora, interi livelli di torba riportati. Tra il materiale di origine antropica rinvenuto all'interno del riporto si possono elencare: frammenti di calcestruzzo, cotto, laterizi, trachite, pietrisco di cava; inoltre scarti di lavorazione industriale varia, scorie vetrose, rifiuti solidi urbani (RSU) e altri rifiuti industriali. In alcuni punti si riscontrano considerevoli livelli di ceneri, fanghi bauxitici rossi e fosfogessi.

Nell'area di studio l'Unità di Marghera" risulta in transizione verso l'Unità di Dolo" a Ovest, costituita da depositi alluvionali principalmente ascrivibili ad ambienti deposizionali di canale attivo e ventaglio di rotta fluviale e di natura granulometrica principalmente sabbiosa e sabbioso-limosa e subordinatamente limoso-argillosa, appartenenti al Sistema del Brenta; si tratta di sedimenti depositatisi in epoca recente (Olocene superiore), l'unità presenta uno spessore massimo di circa 5 m.

L'indagine geognostica in sito ha rilevato la presenza, nei primi 5/6 di sottosuolo, di sedimenti argilloso-limosi organici molli; questo orizzonte rappresenta la base della serie lagunare (olocenica) ed è correlabile ad un livello paleogeografico di "barena"; non si esclude tuttavia che, la parte inferiore di questi sedimenti rappresentino il tetto della serie continentale (pleistocenica). Inferiormente, dalla profondità di circa 5/6, prevalgono alluvioni sabbiose e sabbioso-limose, fino a quota circa -22 m da p.c.



#### SISTEMA ALLUVIONALE DEL BRENTA



UNITA' di DOLO *OLOCENE sup. (Medioevo - Attuale)*

Depositi alluvionali costituiti in prevalenza da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi rappresentativi di facies di canale attivo, argine e ventaglio di rotta fluviale. Sono presenti, in subordine, limi argillosi e argille limose di piana di esondazione e di canale abbandonato. Lo spessore massimo dell'unità è di circa 5 m.

#### SISTEMA ANTROPICO



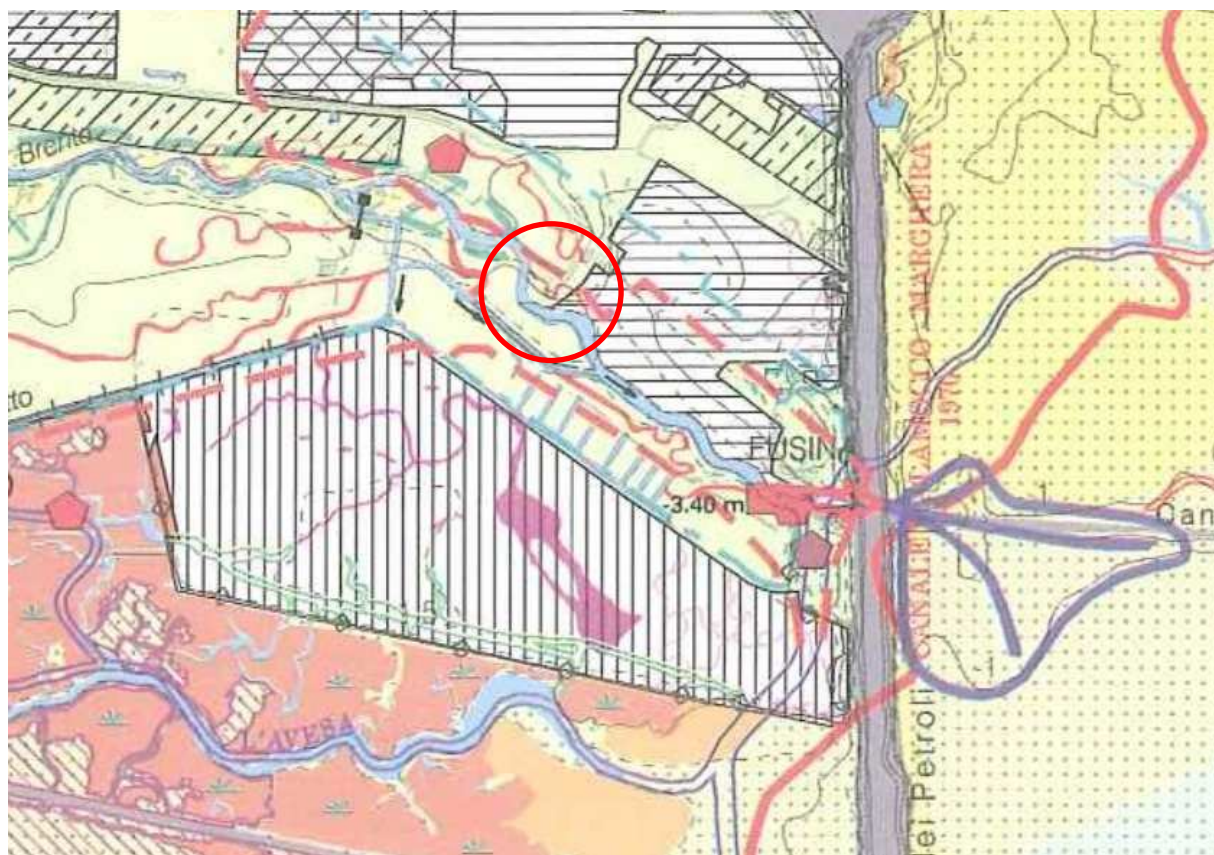
UNITA' di MARGHERA *OLOCENE sup. (Età moderna - Attuale)*

Depositi di origine antropica costituiti da materiale di riporto eterogeneo, in prevalenza sabbioso-limoso, con abbondanti resti provenienti dal disfacimento di materiali di costruzione e archeologico (laterizi, malte, ceramiche) o materiale di origine naturale (ghiaie alluvionali, depositi lagunari o di spiaggia). Sono compresi anche i terrapieni e le casse di colmata. Lo spessore massimo dei depositi è di 4-5 m.

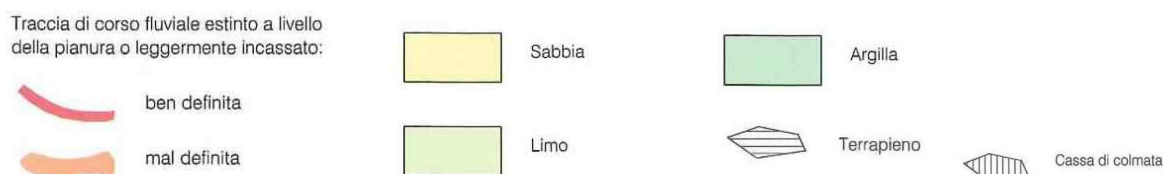
Figura 7: Estratto dalla Carta delle Unità Geologiche della Provincia di Venezia

## 5. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Nell'area di studio coesistono, dal punto di vista geomorfologico, sia forme antropiche rappresentate principalmente da casse di colmata e terrapieni, sia forme naturali rappresentate da tracce generalmente ben definite di paleoalvei estinti; un estratto dalla Carta Geomorfologica della Provincia di Venezia mostra la coesistenza di queste forme geomorfologiche (Figura 8). Seconda la Carta delle Unità geologiche (Figura 7) è inoltre presente un dosso fluviale coincidente con il corso del canale Naviglio Brenta.



**Figura 8: Estratto dalla Carta Geomorfologica della Provincia di Venezia (Bondesan et al., 2004)**



L'assetto geolorfologico dell'area risulta ulteriormente complicato per la successiva modificazione del margine lagunare nel corso dei secoli. Su scala più ampia infatti, dal punto di vista geomorfologico, la laguna di Venezia fa parte della fascia di ambienti anfibi che borda la pianura padana e quella veneto-friulana. Essa si presenta come un bacino arcuato, allungato da sud-ovest a nord-est su una lunghezza di circa 55 km, mentre la larghezza è di circa 13 km. Ai lati la laguna è chiusa da sistemi di foci fluviali; a sud si protende verso il mare il grande apparato deltizio del Po e tra questo e la laguna trovano sbocco a apportano sedimenti sia l'Adige che il Brenta. A nord chiudono la laguna il Sile e il Piave, quest'ultimo con dossi fluviali e apparati deltizi ben individuati.

La comunicazione dell'intero bacino con il Mare Adriatico avviene attraverso le tre "bocche di porto" di Lido, Malamocco e Chioggia, in corrispondenza delle quali, anche a seguito della costruzione dei moli foranei, il flusso



e il riflusso delle acque crea forti correnti che hanno scavato profonde depressioni, che arrivano a 50 m di profondità a Malamocco, a 38 m a Chioggia e a 30 m a Lido.

I corsi d'acqua che in vari periodi hanno versato le proprie acque in laguna, hanno creato, con l'apporto dei loro sedimenti, una consistente riduzione dello specchio d'acqua lagunare.

Tra le forme lagunari vanno infine ricordate, per la loro frequenza e invasività, le forme antropiche: la maggior parte delle isole della laguna sono infatti legate all'intervento dell'uomo, che ha contribuito alla loro elevazione mediante riporti e alla loro conservazione con opere di difesa.

Tra le isole vanno citate le casse di colmata, realizzate in più fasi dagli anni Venti ai Sessanta per l'espansione dell'insediamento industriale di Marghera. Altri elementi caratteristici sono le valli da pesca, che interessano un'estensione pari al 16% della laguna.

**Attualmente l'area di indagine si presenta pianeggiante, con una quota media di circa 2 m s.l.m. e non presenta indizi di fenomeni di instabilità o erosione, in atto o potenziale.**

## 6. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrogeologico le aree di bassa pianura sono caratterizzate dalla presenza di numerosi acquiferi sovrapposti ed intervallati da livelli impermeabili (acquitardi).

La succitata pubblicazione "Sistemi idrogeologici della Provincia di Venezia", che individua i più significativi acquiferi superficiali dell'intero territorio provinciale, inserisce l'area centrale di Mestre nel "Sistema idrogeologico centrale", costituito da acquiferi sabbiosi riferibili a corpi di canale interconnessi legati al percorso pleistocenico del fiume Brenta. Tale acquifero presenta spessore variabile tra 5 e 30 m e larghezza media di 2000 – 3000 m.

La falda ospitata in questo acquifero presenta solitamente un livello statico situato ad una profondità media di 2 m dal piano campagna. Tale livello è condizionato da molteplici fattori: le precipitazioni, i livelli idrometrici dei fiumi di risorgiva, l'andamento della morfologia, la gestione delle acque superficiali effettuata dal consorzio di bonifica.

Nelle specifico il sito si colloca, nella Carta degli acquiferi superficiali di (Figura 9), in corrispondenza di un'area caratterizzata da corpi sabbiosi con tetto ad una profondità media di circa 7-9 m da piano campagna e con spessore da plurimetrico a decametrico

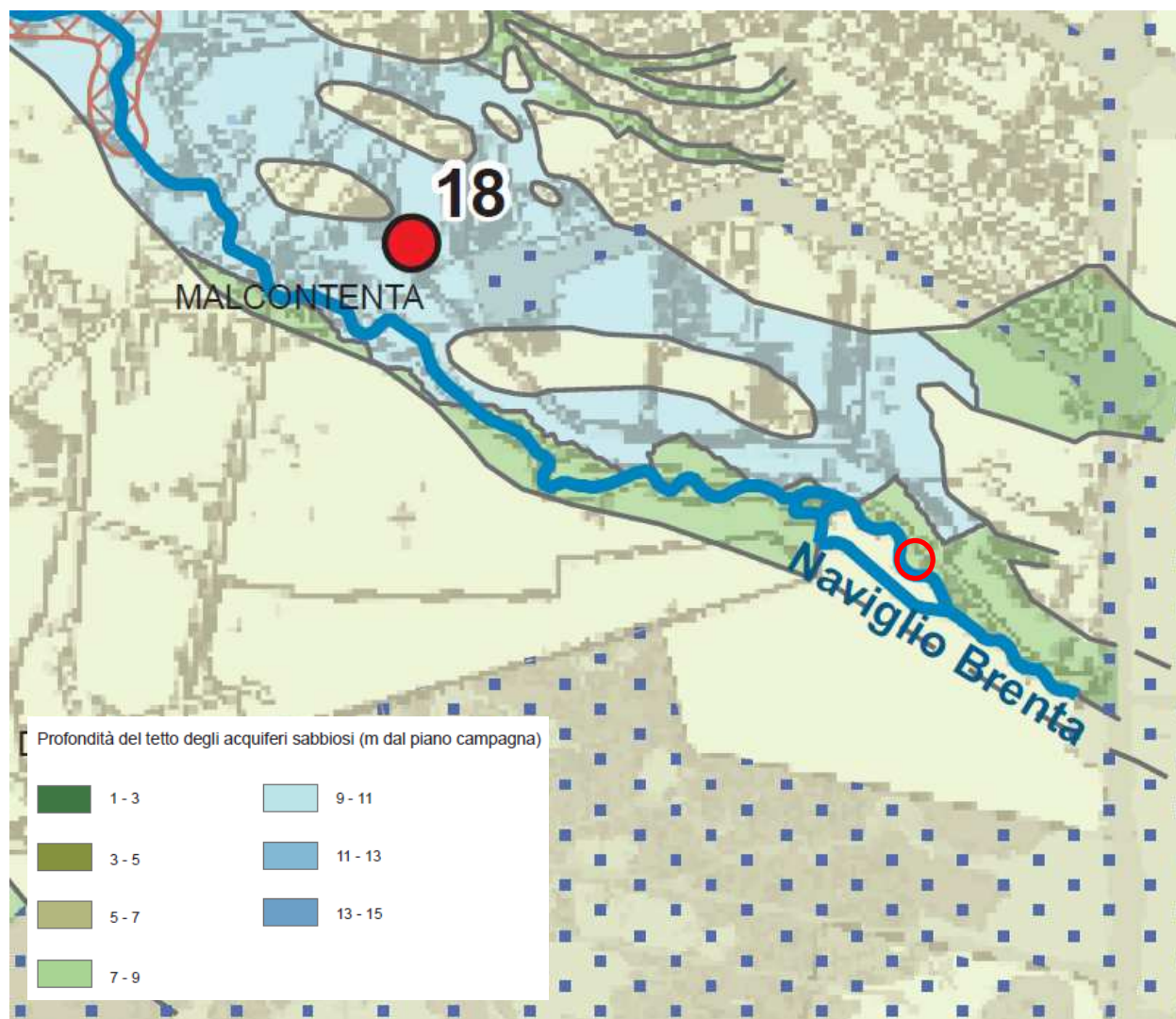


Figura 9: Estratto dalla Carta degli acquiferi superficiali (da "Sistemi idrog. della provincia di Venezia", 2013)

L'indagine geognostica eseguita ha messo in evidenza la presenza nel sottosuolo di un falda di tipo semi-confinata, immagazzinata negli strati sabbioso-limosi presenti dalla profondità di circa 5/6 m da piano campagna. Questo primo acquifero sabbioso-limoso, che risulta in debole pressione per confinamento al tetto dagli strati limoso-argillosi/sabbiosi di superficie, presenta uno spessore plurimetrico; sulle base delle prove CPT eseguite esso risulta apparentemente separato idrogeologicamente, attraverso uno strato argilloso limoso con spessore pluridecimetrico alla base, da un secondo acquifero sabbioso più profondo, con tetto a quota circa -11 m e base a quota circa -17 m; apparentemente è presente un terzo acquifero nell'intervallo di profondità 18/22 m; questo sistema rappresenta pertanto nel suo complesso un acquifero multifalda con tetto a quota circa - 5/6 m e base a quota circa -22 m.





Inferiormente ad esso sono presenti più falde sovrapposte ed in sostanziale equilibrio piezometrico tra loro, immagazzinate in strati sabbiosi e sabbioso-limosi; si tratta di acquiferi sabbiosi e sabbioso-limosi in debole pressione per confinamento da parte degli strati coesivi poco permeabili che li delimitano superiormente (acquitardi).

Sulla base di alcune osservazioni in campo, nell'area in esame la superficie piezometrica si attesta ad una profondità media di circa 1.6 m dal piano campagna.

La direzione di deflusso della falda va generalmente da Nord-Ovest verso Sud-Est ma può essere complicata dalla presenza di paleoalvei sepolti, che data la loro natura granulare e quindi la medio-alta permeabilità, rappresentano assi di drenaggio della falda.

Questa falda trae alimentazione principalmente dalle infiltrazioni piovane nell'alta pianura e nei rilievi pedemontani, subordinatamente dall'alimentazione dei fiumi circostanti. Il regime della falda presenta, nell'anno idrogeologico normale, due fasi di magra e due fasi di piena stagionale, di queste ultime una più marcata nel periodo primaverile e una più smorzata nel periodo autunnale (questo in generale accordo con il regime dei fiumi prealpini veneti).



## 7. INDAGINI IN SITO

Il giorno 30/01/2019 sono state eseguite n. 4 prove penetrometriche statiche finalizzate alla definizione del modello geologico e geotecnico del terreno, n. 3 con profondità 15 m e n. 1 con profondità 30 m da piano campagna.

La tipologia di indagine ed il numero è stata decisa sulla base delle caratteristiche geologiche del sito, indicate nell'inquadramento generale, dalla tipologia di intervento edilizio e dalla logistica di cantiere; alla luce di questo, si è optato per eseguire n. 2 prove CPT all'interno del sedime di progetto del Manufatto A, costituito da due piani fuori terra, e una singola prova CPT all'interno del sedime di progetto di ciascuno degli altri due manufatti B e C.

Nella foto sottostante (Figura 10) è visibile il penetrometro PC75 posizionato nel punto di prova CPT1.



Figura 10: foto del penetrometro posizionato in un punto di prova CPT1 (Manufatto A)

I punti di indagine sono ubicati nella **Tavola 1** allegata.

L'inizio dei punti di prova corrisponde al piano campagna esistenti, avente quota media di circa 1.9 m s.l.m.



## 7.1 PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

Tutte le prove penetrometriche statiche sono state realizzate impiegando un penetrometro statico olandese Gouda da 20 tonnellate di spinta, autocarrato su Fiat 75 PC a trazione integrale da 80 q.li, ancorabile al suolo con due vitoni. La prova è stata eseguita dalla Società Geoservizi 2 Srl di Lovadina di Spresiano (TV) il giorno 25/09/2018.

La prova penetrometrica statica consiste nella infissione nel terreno di una punta conica con area di 10 cm<sup>2</sup> e angolo d'apertura del cono di 60°, dotata di un manicotto cilindrico, con area di 150 cm<sup>2</sup> (punta tipo "Begemann"). L'infissione avviene attraverso un sistema idraulico alla velocità di 2 cm/s: una batteria di astine, contenute entro tubi di rivestimento, fa avanzare nel terreno prima il solo cono, poi sia il cono sia il manicotto; lo sforzo necessario per l'avanzamento viene misurato con una cella idraulica dotata di due manometri con f.s. di 20 kN e 200 kN in classe 1.

Nella prima fase si misura  $R_p$  (resistenza alla punta), nella seconda fase  $R_t = R_p + R_l$  (attrito laterale locale) da cui si ricava  $R_l = R_t - R_p$ ; per ogni metro di infissione vengono eseguite 5 misure di  $R_p$  e  $R_l$ .

I valori misurati vengono caricati in un programma di calcolo automatico che realizza su plotter i diagrammi  $R_p/R_l$  - profondità e fornisce una interpretazione stratigrafica del sottosuolo attraversato; le coppie di dati  $R_p$  e  $R_l$  vengono infatti utilizzate dal programma per individuare la natura granulometrica del terreno in base al rapporto  $R_p/R_l$  (alto per i materiali incoerenti, basso per i materiali coesivi).

Il tabulato dei dati di  $R_p$  ed  $R_l$  relativi alle prove CPT e i relativi diagrammi penetrometrici sono riportati in **Allegato 1**.



## 8. MODELLO GEOLOGICO DEL TERRENO

Sulla base delle risultanze delle prove penetrometriche CPT, opportunamente correlate anche ad alcuni dati geognostici disponibili nell'area in esame e reperibili sia dal portale WEBGIS della Città Metropolitana di Venezia sia dalle indagini pregresse eseguite per la caratterizzazione ambientale del sito, si è messa in evidenza la presenza, al di sotto di uno strato di riporto sabbioso-limoso con spessore metrico, di sedimenti fini argilloso-limosi/sabbiosi da sciolti a poco consistenti, con base a quota circa -5/-6 m. Questi sedimenti sono probabilmente ascrivibili ad un ambiente deposizionale di barena, non si esclude tuttavia che, la parte inferiore di questo strato rappresenti il tetto della serie continentale (pleistocenica); inferiormente, dalla profondità di circa 5/6, prevalgono alluvioni sabbiose e sabbioso-limose, fino a quota circa -22 m da p.c.

Schematizzando, il modello geologico del primo sottosuolo, nell'intervallo di profondità 0-30 m, presenta le seguenti unità stratigrafiche :

- **una prima unità costituita da terreni di riporto (R1)**, che si presenta discretamente eterogeneo e caratterizzato, nella parte sommitale, da sabbie-limosi con resti lapidei ed elementi di ghiaia, divenendo più fine e limoso-sabbioso alla base ; lo spessore di questi materiali di riporto risulta mediamente di circa 1.5/2.0 m;
- **una seconda unità costituita da argille e limi localmente sabbiosi (A1)**, con probabile sostanza organica, che si presenta da sciolta a poco addensata/poco consistente; questo strato confina alla base (a quota circa - 5.3/6.5 da p.c.) il primo acquifero sabbioso (S1) e rappresenta pertanto un **acquitardo**; l'unità **A1** presenta uno spessore di circa 4/5 m;
- **una terza unità costituita da sabbie limose/sabbie e limi prevalenti (S1)**, caratterizzata da un grado di addensamento che va via via aumentando con la profondità, che diviene prevalentemente sabbioso nella parte bassa; sono presenti all'interno dei livelli argilloso-limosi con spessore pluridecimetrico; la base di questa unità è posta a quota - 22 m da p.c.. Questa unità rappresenta un acquifero multifalda di natura semi-confinata, in debole pressione per confinamento da parte degli strati più fini e poco permeabili che costituiscono l'unità **A1**.
- **una quarta unità argilloso-limosa (A2)**, poco permeabile, che costituisce pertanto un **acquitardo**; in essa sono presenti, da quota circa -27.5 m, degli strati pluridecimetrici sabbioso-limosi.



Il modello geologico del terreno è visibile in Tabella 1:

**Tabella 1: Modello geologico del terreno**

Profondità da p.c. (m)	Stratigrafia	Caratteristiche idrogeologiche	Denominazione unità geologica
da 0.0. a 1.3/1.9 m	Terreno di riporto, più grossolano in superficie, che diviene limoso-sabbioso alla base	Terreno insaturo	<b>R1*</b>
da 1.3/1.9 a 4.9/6.3 m	Argille e limi localmente sabbiosi, da sciolti a poco consistenti; all'interno, nell'intervallo di profondità 3/4 m è presente un sottile livello di argilla e limo/limo argilloso/sabbioso più consistente	Terreno da insaturo a saturo (Acquitardo)	<b>A1</b>
da 4.9/6.3 a 11.9/13.3 m	Sabbia e limo, con intercalazioni pluridecimetriche argilloso-limose localmente organiche	Acquifero multifalda di natura semi-confinata	<b>S1</b>
da 11.9/13.3 a 22.1 m	Sabbia e sabbia limosa, con intercalazione argilloso-limosa		
da 22.1 a 27.5 m	Argilla limosa, localmente argilla e limo	Terreno saturo (Acquitardo)	<b>A2</b>
da 27.5 a 30 m	Alternanze di sabbie limose e argille limose		

\*La sigla relativa all'unità geologica viene ripresa anche nel modello geotecnico del terreno (G&T 193-18\_2)

Il modello geologico desunto dall'indagine in sito conferma l'assetto geologico e idrogeologico generale dell'area (vedi inquadramento geologico nei capitoli precedenti).

### 8.1 FALDA

La falda è stata osservata il giorno 30/01/2019 all'interno del foro di prova CPT2 alla profondità di 1.6 m dal piano campagna.

Per correttezza tecnica si pone l'attenzione sul fatto che misure di falda eseguite all'interno di fori di prova CPT non presentano la stessa precisione di misure di falda eseguite all'interno di piezometri.

## 9. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

### 9.1 PERICOLOSITA' SISMICA

Per quanto riguarda la definizione del parametro accelerazione massima al suolo, nella figura seguente si riportano i valori di pericolosità sismica del territorio nazionale (INGV) espresso in termini di accelerazione massima del suolo  $a(g)$  con probabilità di eccedenza del 10% (SLV) in 50 anni riferita a suoli rigidi ( $V_{s30} > 800$  m/s; cat. A, Classe edificio II).  $a(g)$  sito specifica = 0.07 g

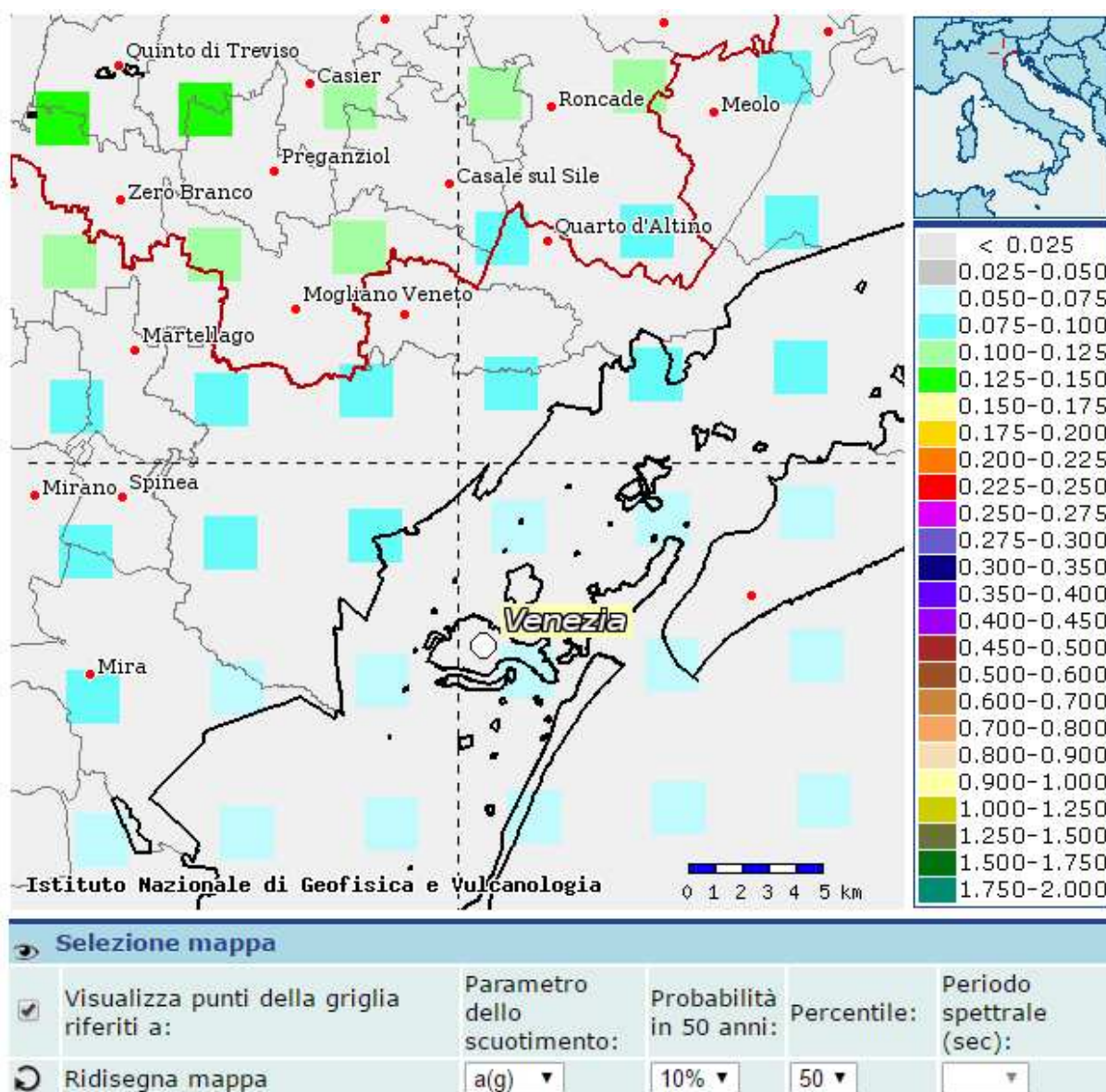


Figura 11 : Mappa dell'accelerazione massima al suolo



## 9.2 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Secondo quanto prescritto nel capitolo 3.2.2 “Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche” del testo delle NTC2018 “Norme tecniche per le costruzioni” – Decreto del 17/01/2018, si stabilisce che:

“Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite della Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, VS. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità VS per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2. I valori di Vs sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, VS,eq (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Con:                    hi= spessore dell'i-esimo strato;  
                          VS,i = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;  
                          N= numero di strati  
                          H= profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio VS,eq è definita dal parametro VS,30, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.



**Tabella 2 : Estratto Categorie sottosuolo da NTC2018**

**Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'uso dell'approccio semplificato.**

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

Nello specifico, per la stima della  $V_{Seq}$  e quindi della categoria di sottosuolo sulla base della prova penetrometrica più profonda, è stata utilizzata la relazione di Robertson et al. (1992) che mette in correlazione la resistenza alla punta misurata in fase di prova CPTU ( $q_c$ ) con la velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ):

$$V_s = \left[ 10^{0,55 \lg + 1,68} \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{p_a} \right]^{0,5}$$

dove  $p_a$  rappresenta la pressione atmosferica e  $\sigma_{vo}$  la pressione litostatica alla profondità di calcolo.

Il calcolo di cui sopra, eseguito per tutti i valori di  $q_c$  rilevati nella prova CPT1, ha permesso di stimare un valore di  $V_{Seq}$  nei primi 30 m ( $V_{s30}$ ) pari a circa **185 m/s**; **questo dato risulta altresì in linea con** quanto indicato nella Mappa della  $V_{s30}$  della Provincia di Venezia (OGS 2014; Figura 12 e Figura 13); il sottosuolo in esame può pertanto ragionevolmente essere classificato in categoria C.

<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
----------	--



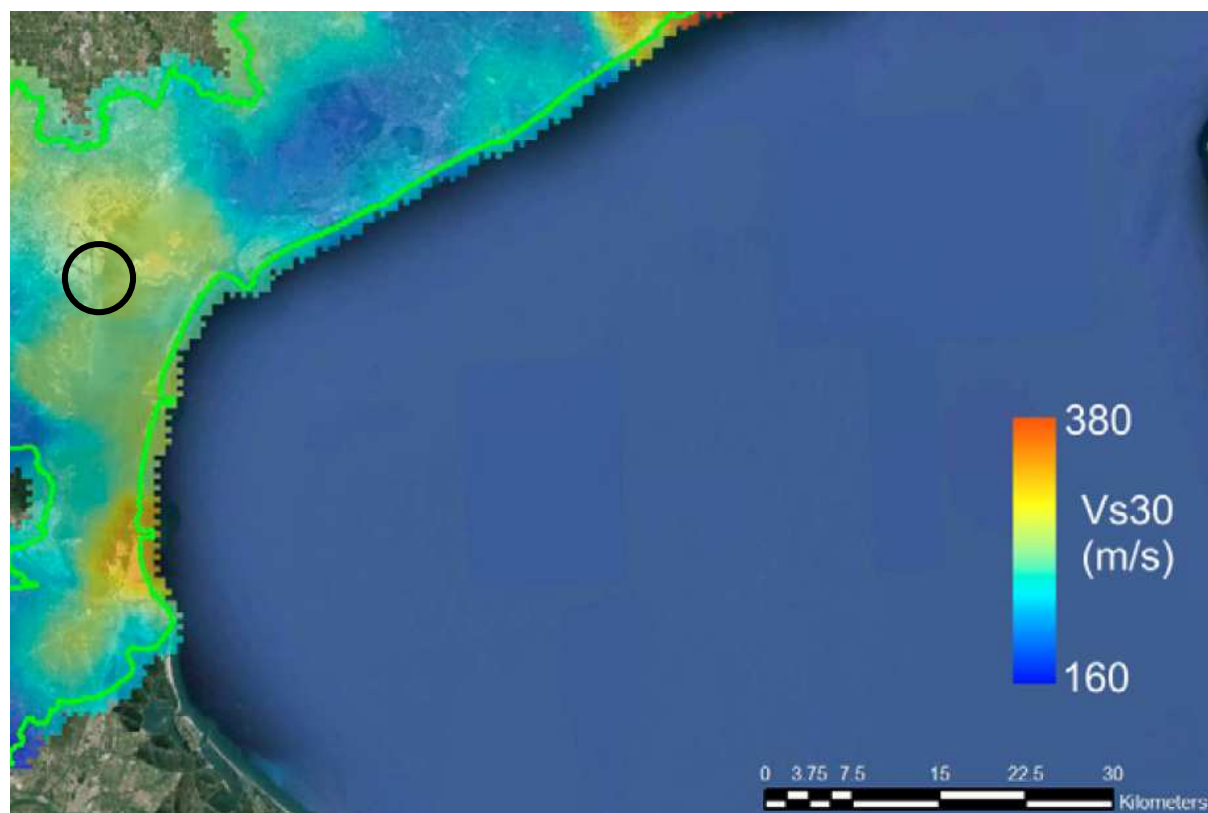


Figura 12: MAPPA DELLA VS30 DELLA PROVINCIA DI VENEZIA (OGS, 2014)

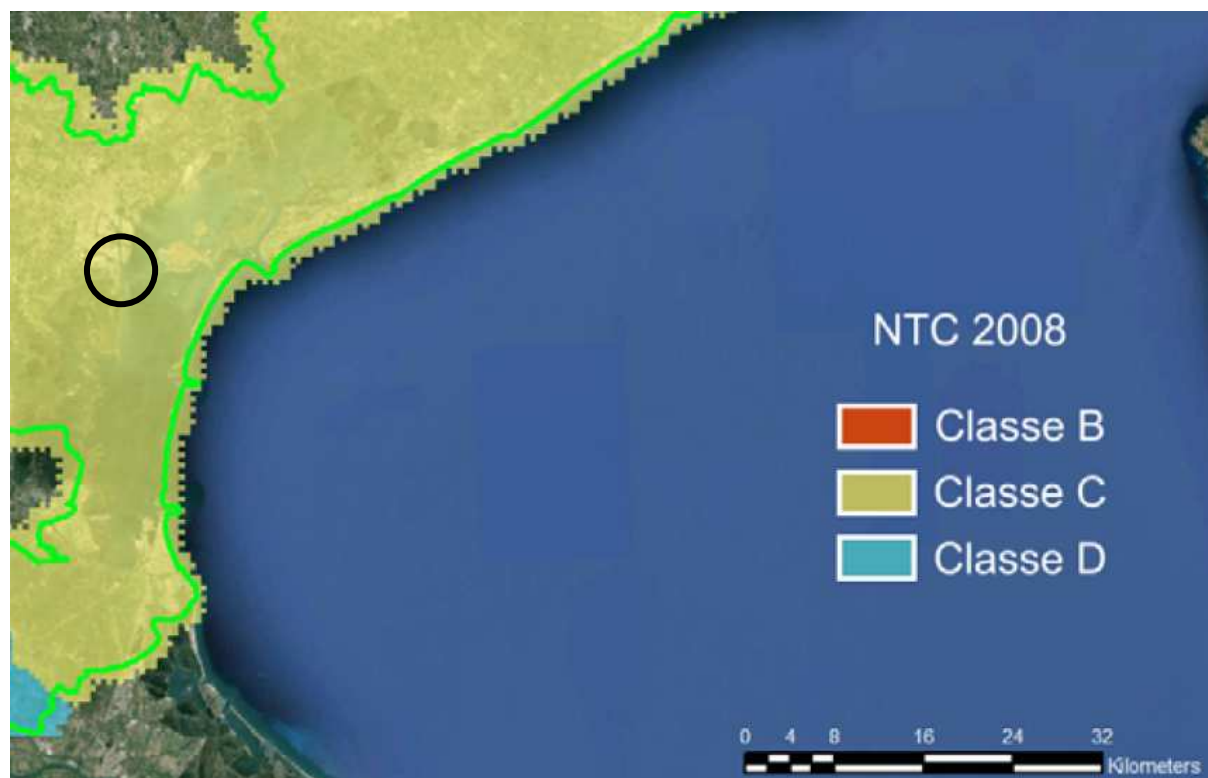


Figura 13 : MAPPA DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO DELLA PROVINCIA DI VENEZIA (OGS, 2014)



### 9.3 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Per quanto riguarda le caratteristiche della superficie topografica, necessarie per la definizione del parametro ST, esse sono definite nella Tab. 3.2.III delle NTC2018:

**Tabella 3: Categorie topografiche (Tab. 3.2.III NTC 2018)**

**Tab. 3.2.III – Categorie topografiche**

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

Il lotto di studio insiste su di un'area pianeggiante posta a una quota media di circa **2 m s.l.m.**; la superficie topografica è pertanto classificabile in **categoria T1** “superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ”.



## 10. CONCLUSIONI

L'indagine geognostica eseguita è consistita nell'esecuzione di n. 4 prove penetrometriche statiche meccaniche (CPT), eseguite compatibilmente con la logistica di cantiere, che hanno permesso di definire il modello geologico del terreno fino alla profondità di circa 30 m dal piano campagna nonché valutare l'azione sismica locale.

Sulla base delle risultanze delle indagini eseguite è possibile dunque giungere alle seguenti conclusioni:

- superficialmente sono presenti terreni di riporto da sabbioso-limosi con elementi di ghiaia e frammenti lapidei in superficie a limoso-sabbiosi in profondità, con spessore di circa 1.5/2.0 m;
- al di sotto degli strati di riporto, da quota -1.3/-1.9 a quota -4.9/-6.3, sono presenti argille e limi localmente sabbiosi caratterizzata da parametri di resistenza al taglio molto scadenti ed elevata compressibilità;
- da quota -4.9/-6.3 m prevalgono sedimenti sabbioso-limosi caratterizzati da un grado di addensamento da moderatamente addensato nella parte alta ad addensato nella parte bassa, che presentano all'interno frequenti livelli più fini argilloso-limosi;
- la falda si colloca ad una profondità di circa 1.6 m dal piano campagna;
- dal punto di vista dell'azione sismica, il sottosuolo è classificabile in categoria C.

Data la presenza di terreni da sciolti a poco consistente alla base del riporto superficiale, è consigliabile indirizzare la progettazione delle fondazioni verso soluzioni di tipo indiretto e profondo (pali) atte a trasferire il peso di un'eventuale nuova struttura agli strati sabbiosi presenti in profondità; questo onde evitare, nel caso di fondazioni dirette superficiali, l'insorgere di cedimenti non ammissibili dalle nuove strutture. Si ritiene che eventuali fondazioni superficiali possano essere adottate solo per strutture particolarmente leggere, quali ad esempio il manufatto C (Tettoia per deposito barche).

Date le considerazioni di cui sopra, e fatte salve le problematiche geologiche legate alla presenza di strati di fondazioni molto compressibili, si considera il progetto compatibile con l'assetto geologico, idrogeologico e sismico dell'area.

Si rimanda alla **Relazione Geotecnica** (rif. G&T 193-18\_2) per i dettagli relativi alla parametrizzazione geotecnica dei litotipi riconosciuti.





## **Tavola 1 – Scala 1 : 500**

Schema planimetrico dei punti di indagine CPT

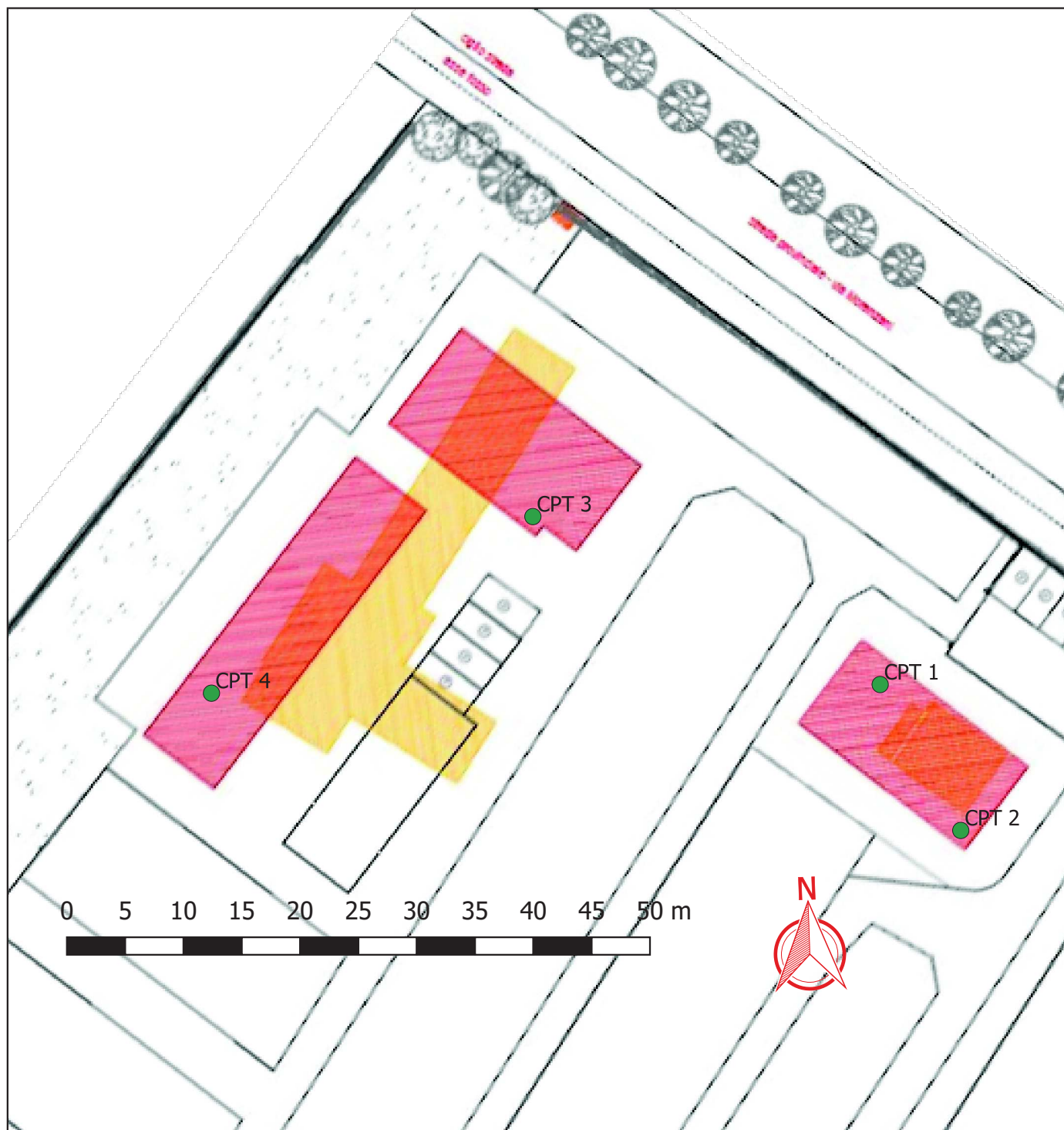


TAVOLA 1 - SCALA 1 : 500  
UBICAZIONE DEI PUNTI DI INDAGINE CPT



## **Allegato 1**

Diagrammi delle prove CPT

Tabulati Rp, Ri



Via Senatore Fabri, 18  
31027 Lovadina di Spresiano (TV)  
Tel. 0422/881833 Fax 041/3001144

COMMITTENTE: CENTRO NAUTICO FUSINA S.R.L.

CANTIERE: VIA MORANZANI, FUSINA (VE)

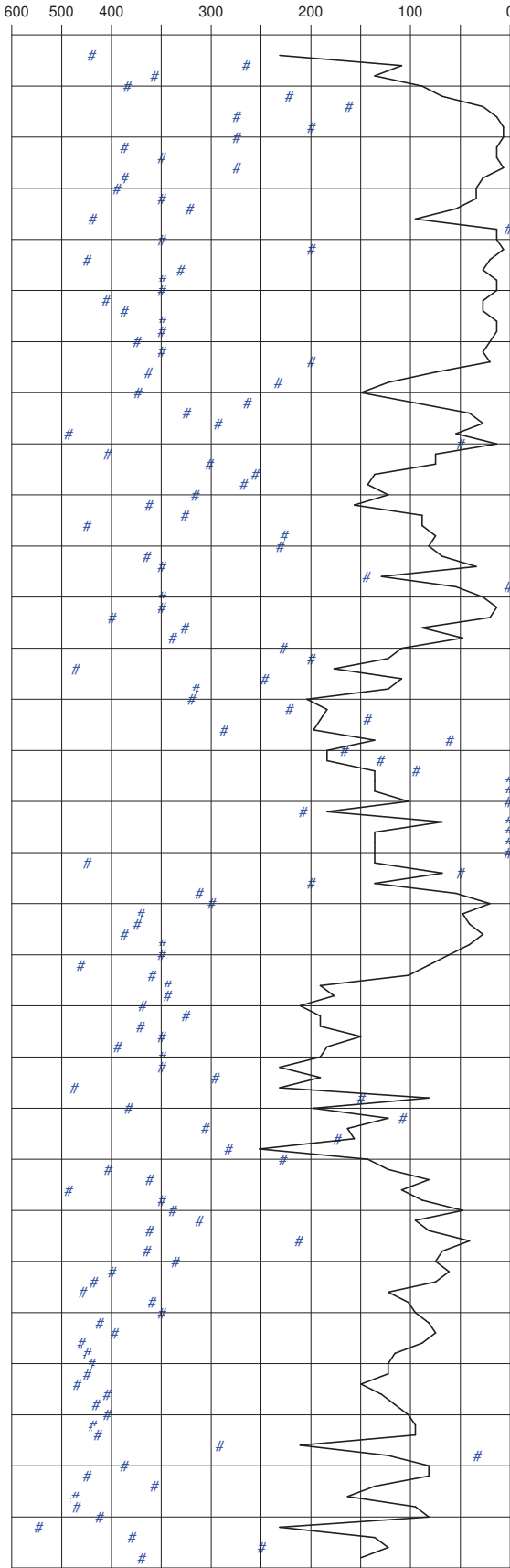
PENETROMETRIA: CPT 1

DATA: 30/01/2019 QUOTA: P.C.

RAPPORTO Rp/RI ( BEGEMANN ) #

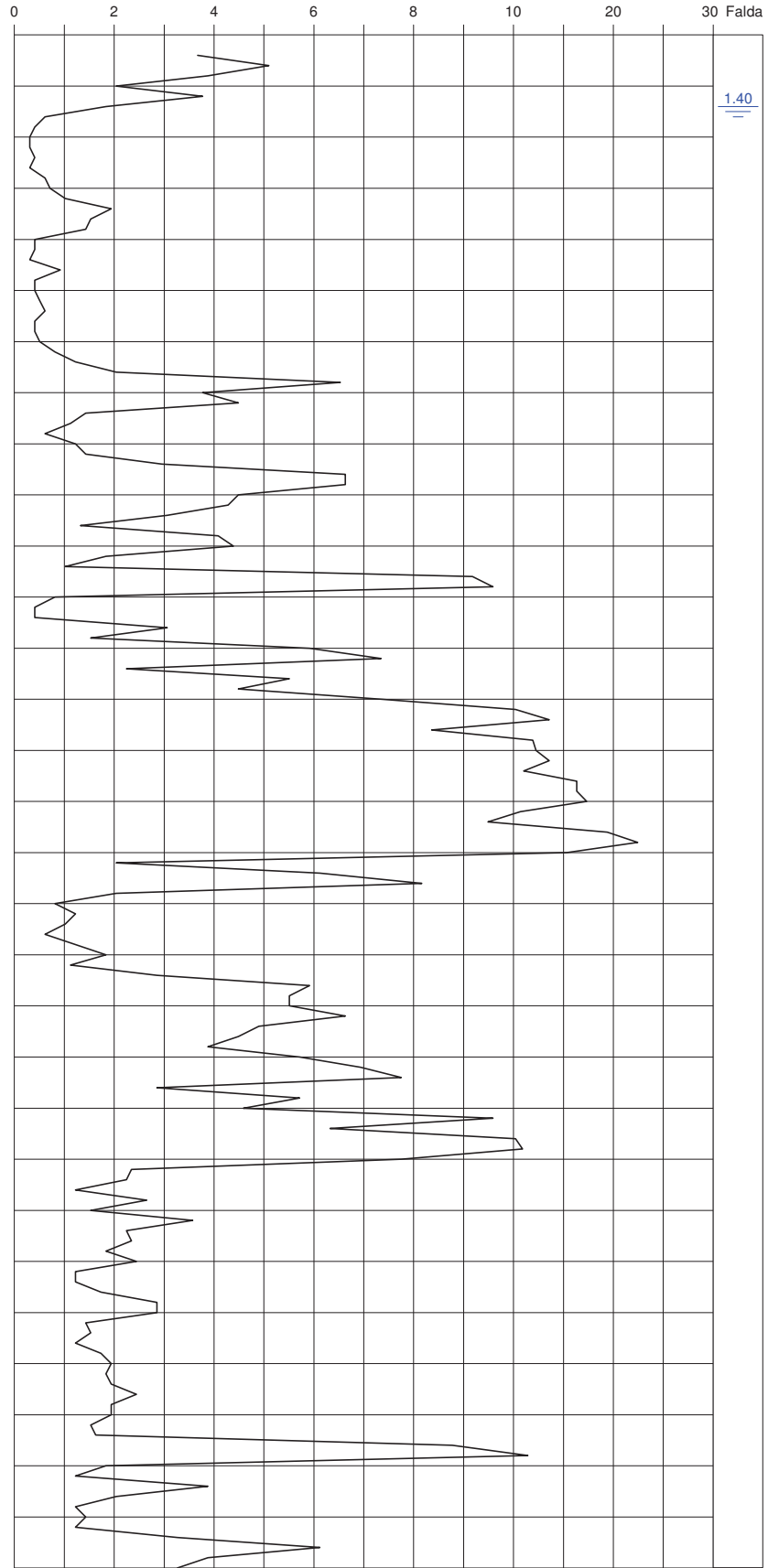
0 16 32 60 100  
T A AL LS SL S GS

RI : ATTRITO LATERALE LOCALE (kPa)



PENETROMETRO STATICO OLANDESE

Rp : RESISTENZA ALLA PUNTA (MPa)



PENETROMETRO	OPERATORE	ELABORAZIONE	REVISIONE
Gouda 20 t	DOTT. G. MONTANARI	DOTT. M. PETTA 30/01/2019	DOTT. M. PETTA 30/01/2019







Via Senatore Fabri, 18  
 31027 Lovadina di Spresiano (TV)  
 Tel. 0422/881833 Fax 041/3001144

COMMITTENTE: CENTRO NAUTICO FUSINA S.R.L.

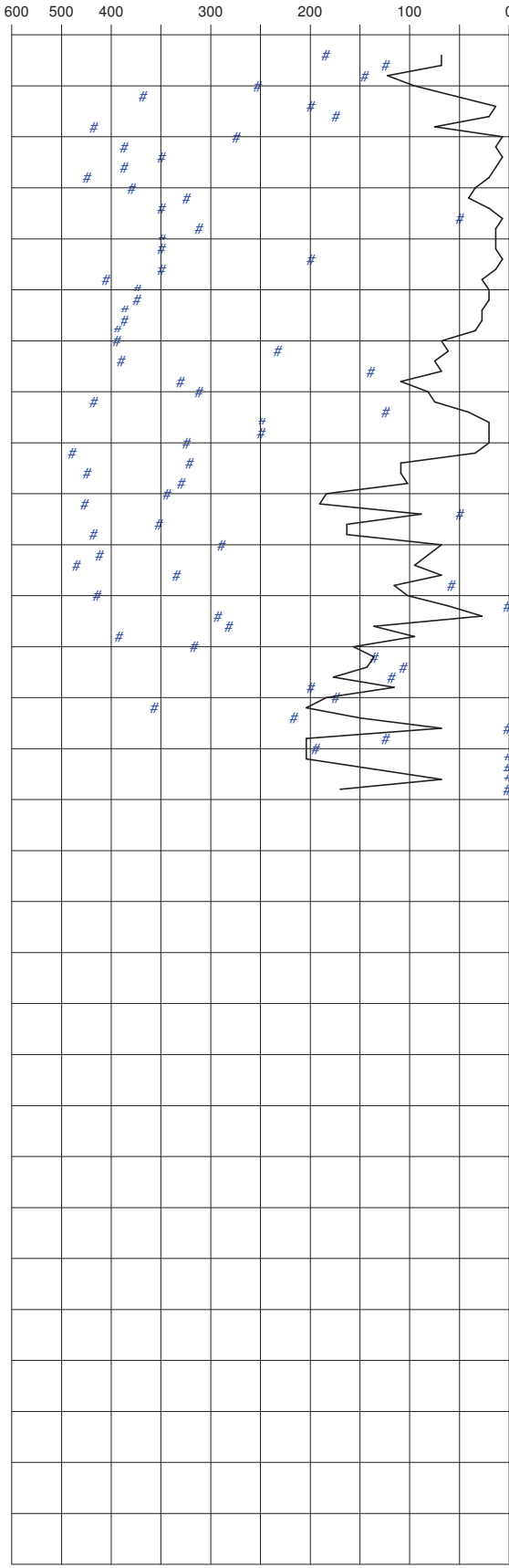
CANTIERE: VIA MORANZANI, FUSINA (VE)

PENETROMETRIA: CPT 2

DATA: 30/01/2019 QUOTA: P.C.

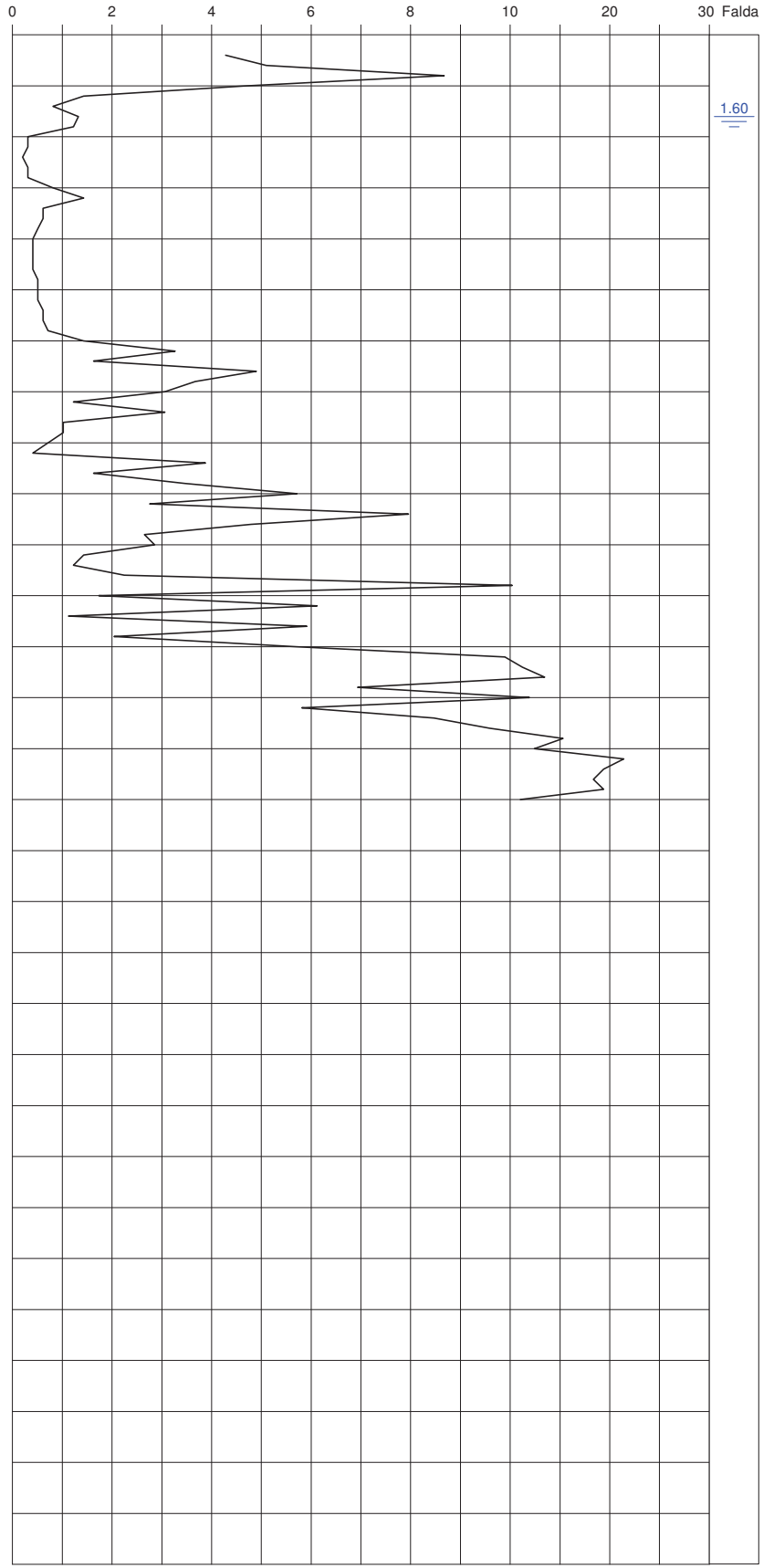
RAPPORTO Rp/RI ( BEGEMANN ) #

0 16 32 60 100  
 T A AL LS SL S GS  
 RI : ATTRITO LATERALE LOCALE (kPa)



PENETROMETRO STATICO OLANDESE

Rp : RESISTENZA ALLA PUNTA (MPa)



PENETROMETRO	OPERATORE	ELABORAZIONE	REVISIONE
Gouda 20 t	DOTT. G. MONTANARI	DOTT. M. PETTA 31/01/2019	DOTT. M. PETTA 31/01/2019





Via Senatore Fabri, 18  
31027 Lovadina di Spresiano (TV)  
Tel. 0422/881833 Fax 041/3001144

COMMITTENTE: CENTRO NAUTICO FUSINA S.R.L.

CANTIERE: VIA MORANZANI, FUSINA (VE)

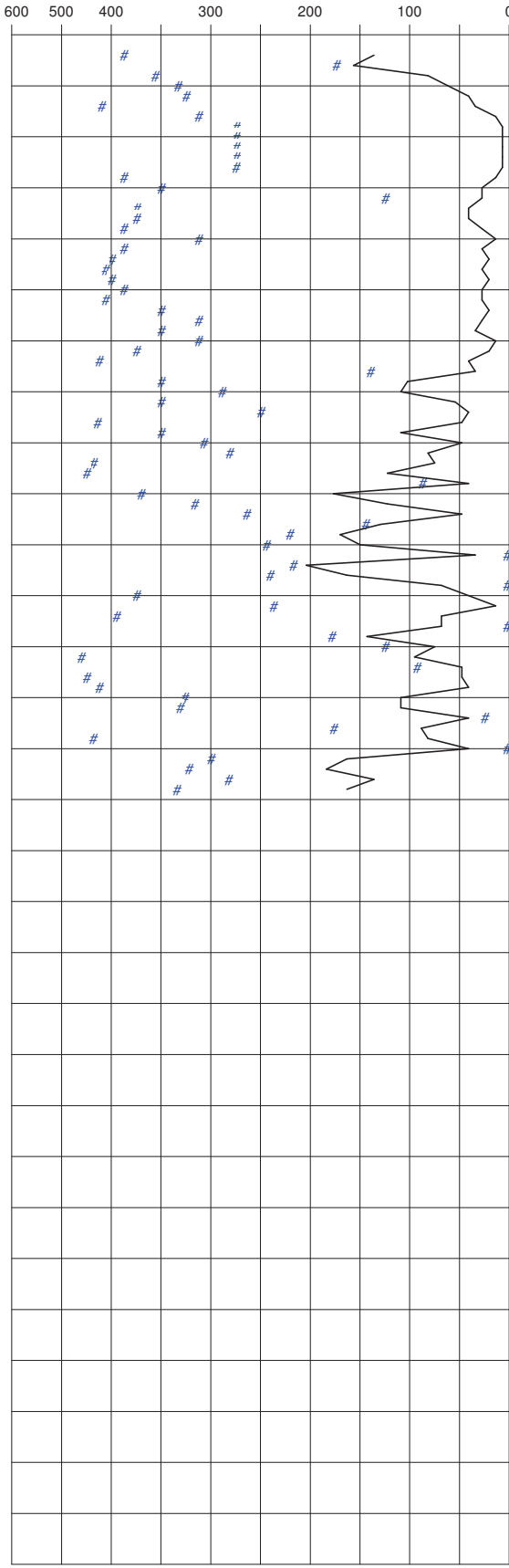
PENETROMETRIA: CPT 3

DATA: 30/01/2019 QUOTA: P.C.

RAPPORTO Rp/RI ( BEGEMANN ) #

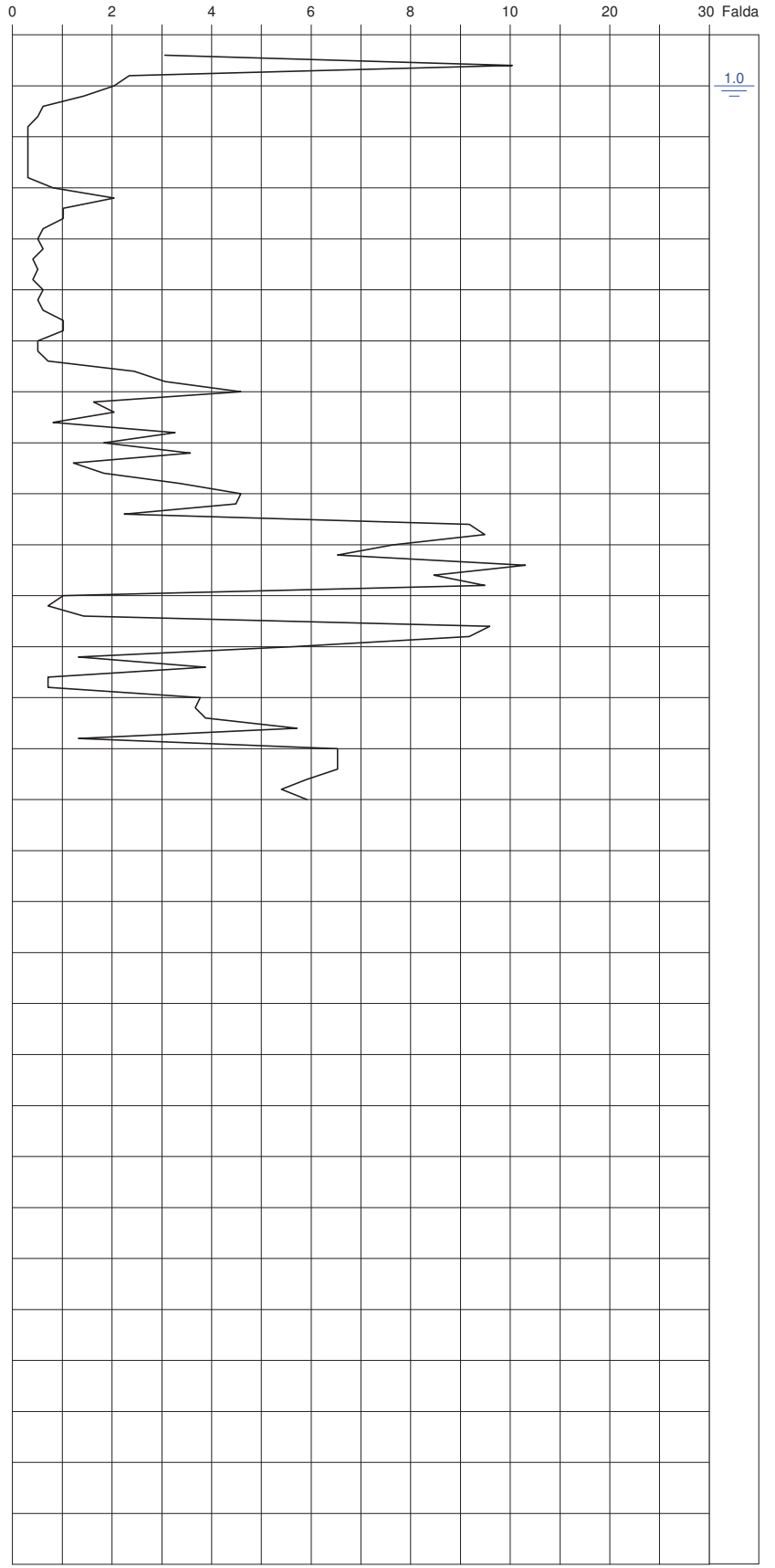
0 16 32 60 100  
T A AL LS SL S GS

RI : ATTRITO LATERALE LOCALE (kPa)



PENETROMETRO STATICO OLANDESE

Rp : RESISTENZA ALLA PUNTA (MPa)



PENETROMETRO	OPERATORE	ELABORAZIONE	REVISIONE
Gouda 20 t	DOTT. G. MONTANARI	DOTT. M. PETTA 31/01/2019	DOTT. M. PETTA 31/01/2019





Via Senatore Fabbrì, 18  
31027 Lovadina di Spresiano (TV)  
Tel. 0422/881833 Fax 041/3001144

COMMITTENTE: CENTRO NAUTICO FUSINA S.R.L.

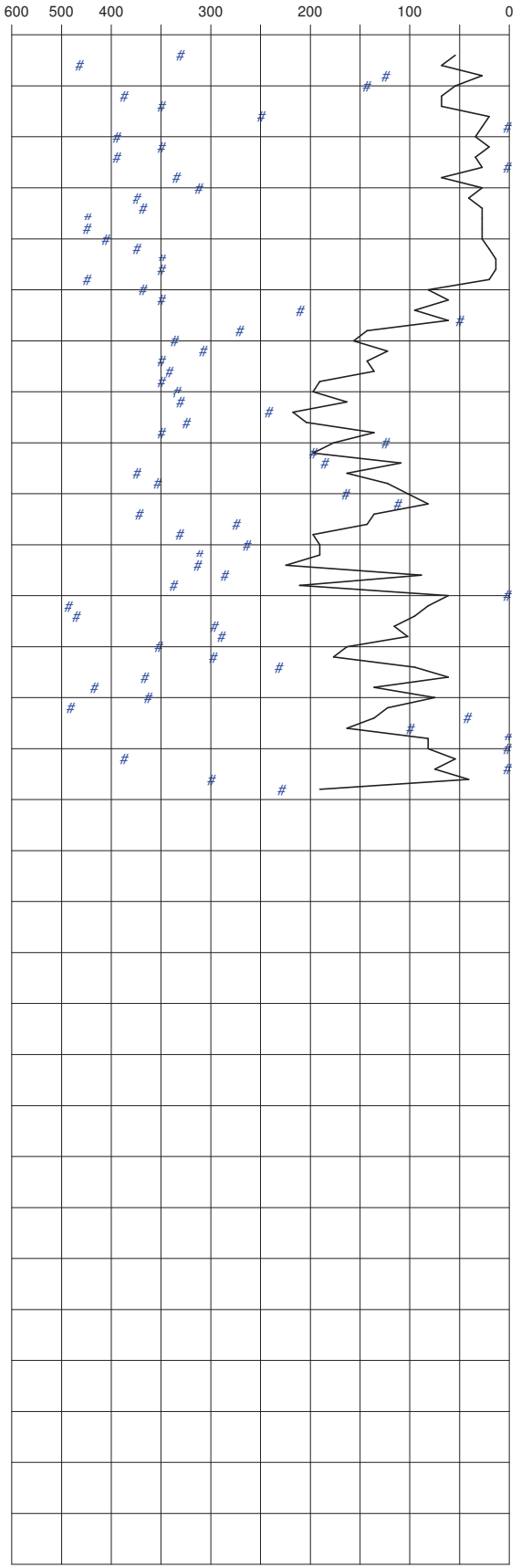
CANTIERE: VIA MORANAZANI, FUSINA (VE)

PENETROMETRIA: CPT 4

DATA: 30/01/2019 QUOTA: P.C.

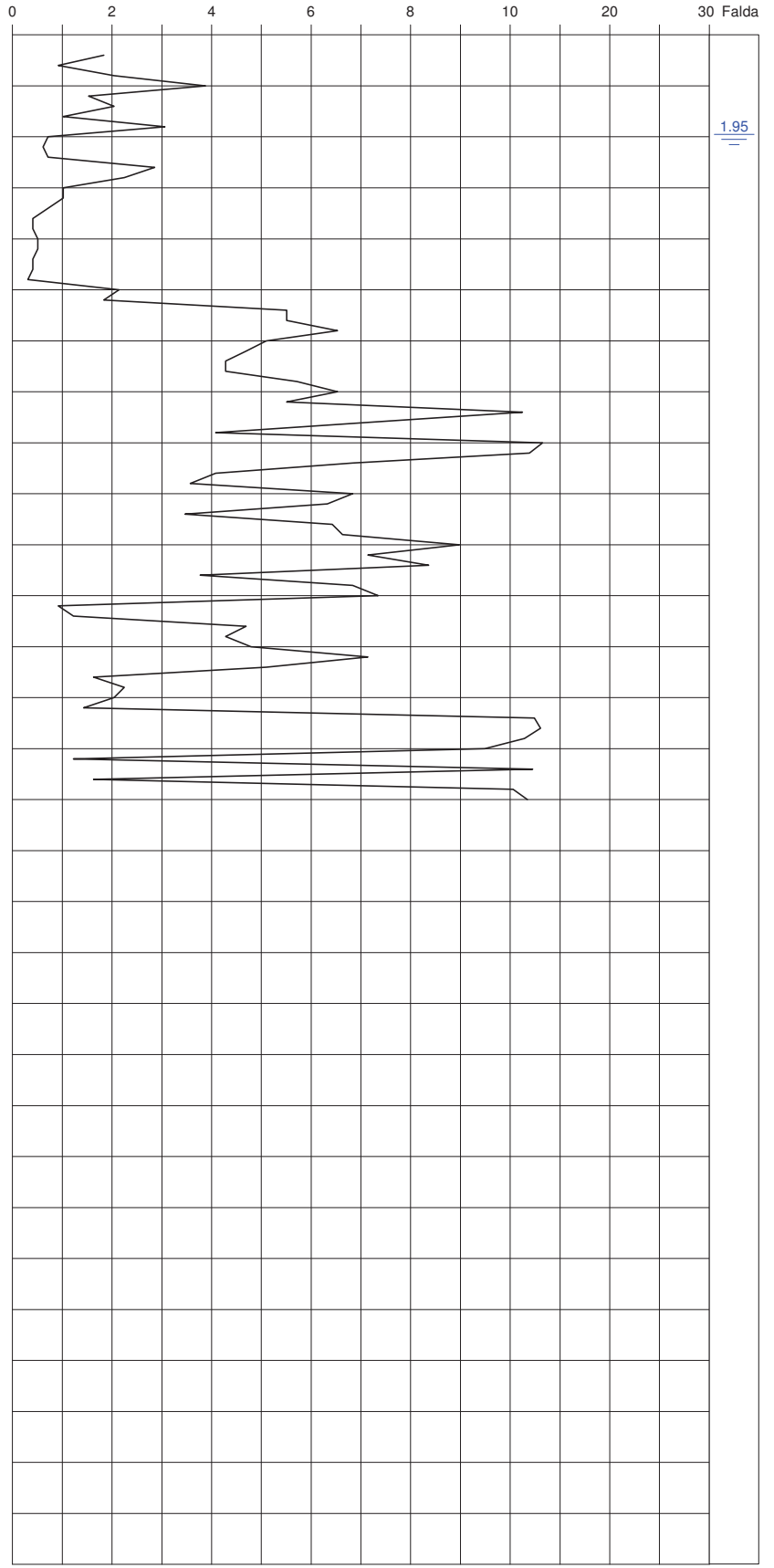
RAPPORTO Rp/RI ( BEGEMANN ) #

0 16 32 60 100  
T A AL LS SL S GS  
RI : ATTRITO LATERALE LOCALE (kPa)



PENETROMETRO STATICO OLANDESE

Rp : RESISTENZA ALLA PUNTA (MPa)



PENETROMETRO	OPERATORE	ELABORAZIONE	REVISIONE
Gouda 20 t	DOTT. G. MONTANARI	DOTT. M. PETTA 31/01/2019	DOTT. M. PETTA 31/01/2019



REGIONE VENETO

COMUNE DI VENEZIA

CITTA' METROPOLITANA DI VENEZIA

## REALIZZAZIONE DI UN CENTRO NAUTICO CON AREA ACCOGLIENZA, SPAZI OFFICINA E AREE DEPOSITO

LOC. MALCONENTA, VIA MORANZANI 64

Comune di Venezia, Fg. 194, mapp.le 131

### Relazione Geotecnica

Decreto 17/01/2018 - NTC 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"

COMMITTENTE: CENTRO NAUTICO FUSINA S.R.L



G&T 193-18\_2

Spresiano, Gennaio 2019



## INDICE

<b>1. PREMESSA</b>	<b>3</b>
<b>2. INDAGINI IN SITO</b>	<b>4</b>
2.1 ELABORAZIONE DEI DATI PENETROMETRICI .....	4
<b>3. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO</b>	<b>6</b>
<b>4. DESCRIZIONE DEL PROGETTO</b>	<b>8</b>
<b>5. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – STIMA DEI CEDIMENTI EDOMETRICI INDOTTI DALLA FONDAZIONE A PLATEA DEL MANUFATTO A</b>	<b>9</b>
<b>6. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DI UN MICROPALO DI FONDAZIONE</b>	<b>12</b>
6.1 METODO DI CALCOLO ADOTTATO .....	12
6.2 CRITERI PER LA DETERMINAZIONE DELLE PORTATE CARATTERISTICHE DEI PALI .....	13
6.3 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO RD .....	14
6.4 RISULTATI DEL CALCOLO DELLE PORTATE CARATTERISTICHE E DI PROGETTO .....	15
<b>7. VERIFICA ALLA STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE</b>	<b>16</b>
<b>8. CONCLUSIONI</b>	<b>18</b>

### ELENCO TAVOLE

**Tavola 1:** Ubicazione dei punti di indagine

### ELENCO ALLEGATI

**Allegato 1:** Diagrammi delle prove CPT, Tabulati Rp, RI, Modelli geotecnici

**Allegato 2:** Tabulati di calcolo dei cedimenti edometrici

**Allegato 3:** Tabulato di calcolo di un palo di fondazione





## 1. PREMESSA

La società G&T S.r.l., su incarico della società Centro Nautico Fusina S.r.l., ha svolto un'indagine geognostica e ha redatto una relazione geotecnica ai sensi delle NTC 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" – Decreto 17/01/2018, finalizzata allo studio dei terreni di fondazione relativamente al progetto di realizzazione di un centro nautico con area accoglienza, spazi officina e aree deposito in Via Moranzani 64 in località Malcontenta nel comune di Venezia. Catastalmente il lotto di indagine risulta censito nel Comune di Venezia, Fg. 194, mapp.le 131.

Per quanto riguarda l'inquadramento generale dell'area, la descrizione della campagna di indagine geognostica in sito e la definizione del modello geologico del terreno si rimanda alla **Relazione geologica** redatta dalla scrivente G&T S.r.l. nel mese di Gennaio 2018 (**Rif. G&T 193-18\_2**)

Il centro dell'area di indagine presenta le seguenti coordinate Gauss\_Boaga (Fuso Ovest; EPSG 3003):

**E = 1754015, N = 5035311**

Il presente studio si pone i seguenti obiettivi:

- descrizione dell' indagini in sito
- descrizione dei dati geognostici disponibili e loro elaborazione
- definizione del modello geotecnico del terreno
- calcolo dei cedimenti edometrici di una platea superficiale (verifica SLE)
- stima della resistenza caratteristica  $R_k$  e della resistenza di progetto  $R_d$  di un'ipotesi di palo di fondazione;
- verifica alla stabilità nei confronti della liquefazione
- conclusioni in merito alla fattibilità geologico-geotecnica del progetto

A tale scopo, oltre ad uno studio dei dati bibliografici disponibili, nell'area è stata svolta un'indagine geognostica mediante l'esecuzione di n. 4 prove penetrometriche statiche CPT con profondità compresa tra 15 e 30 m da piano campagna.



## 2. INDAGINI IN SITO

Il giorno 30/01/2019 sono state eseguite n. 4 prove penetrometriche statiche finalizzate alla definizione del modello geologico e geotecnico del terreno, con profondità 15 e 30 m da piano campagna.

La tipologia di indagine ed il numero è stata decisa sulla base delle caratteristiche geologiche del sito, indicate nell'inquadramento generale, dalla tipologia di intervento edilizio e dalla logistica di cantiere; alla luce di questo, si è optato per eseguire n. 2 prove CPT all'interno del sedime di progetto del Manufatto A, costituito da due piani fuori terra, e una singola prova CPT all'interno del sedime di progetto di ciascuno degli altri due manufatti B e C. I punti di indagine sono stati ubicati come illustrato in **Tavola 1**.

Per quanto riguarda una descrizione più completa dell'indagine in sito si rimanda alla **Relazione geologica** di riferimento (Rif. **G&T 193-18\_1**).

L'inizio dei punti di prova corrisponde al piano campagna esistente, avente quota media di circa 1.9 m s.l.m.

### 2.1 ELABORAZIONE DEI DATI PENETROMETRICI

La prova penetrometrica statica consiste nella infissione nel terreno di una punta conica standardizzata e nella misura dei parametri Rp (resistenza alla punta) e RI (attrito laterale locale); per ogni metro di infissione vengono eseguite 5 misure di Rp e RI.

I valori misurati vengono caricati in un programma di calcolo automatico che realizza su plotter i diagrammi Rp/RI - profondità e fornisce una interpretazione stratigrafica del sottosuolo attraversato; le coppie di dati Rp e RI vengono infatti utilizzate dal programma per individuare la natura granulometrica del terreno in base al rapporto Rp/RI (alto per i materiali incoerenti, basso per i materiali coesivi). La stratigrafia così ottenuta è direttamente correlabile con gli strati osservati nelle carote di terreno.

I parametri Rp e RI di cui sopra, forniti direttamente dalla Società esecutrice delle prove (Geoservizi2 Srl), ha permesso la determinazione dei principali parametri di resistenza al taglio e compressibilità dei terreni di fondazione. Il calcolo è stato fatto considerando la media dei valori di Rp e RI per ogni singolo strato.

Nell'**Allegato 1** si riportano i diagrammi penetrometrici redatti da Geoservizi2 Srl, i dati Rp e RI e i relativi modelli geotecnici redatti dalla scrivente G&T Srl.



### **Coesione non drenata ( $C_u$ , kPa)**

La stima del parametro  $C_u$ , per i terreni coesivi, è stata effettuata utilizzando le due seguenti relazioni e scegliendo il valore risultante minore tra i due:

$$C_{u1} = R_p/20$$

$$C_{u2} = (R_p - G_{vo})/15$$

$$C_u = \min(C_{u1}; C_{u2})$$

dove:  $R_p$  = resistenza alla punta CPT (kPa)

$G_{vo}$  = Tensione verticale totale (kPa)

### **Angolo di attrito, Phi ( $\phi^\circ$ )**

La stima dell'angolo di attrito, per i terreni incoerenti, è stata effettuata utilizzando la formula empirica di Durgunoglu – Mitchell (1983):

$$\phi = 14.4 + 4.8 \ln(q_c) - 4.5 \ln(\sigma) \text{ dove:}$$

$q_c$  = resistenza alla punta CPTU

$\sigma$  = pressione verticale efficace

### **Modulo edometrico ( $E_{ed}$ , MPa)**

Il Modulo edometrico  $E_{ed}$  viene determinato empiricamente mediante la relazione:

$$E_{ed} = \alpha R_p$$

dove:

$R_p$  = resistenza alla punta misurata dalla prova CPT

$\alpha$  = parametro adimensionale dipendente dal valore di  $R_p$  e dalla natura granulometrica, come riportato nella tabella seguente (J. Costet e G. Sanglerat, 1981);



Argile peu plastique .....	$R_p < 0,7 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 8$
	$0,7 < R_p < 2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 5$
	$R_p > 2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 2,5$
Limon peu plastique .....	$R_p < 2 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 6$
	$R_p > 2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 3$
Argile et limon très plastiques .....	$R_p < 2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 6$
Limon fortement organique.....	$R_p < 1,2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 8$
Tourbe et argile fortement organiques .....	$R_p < 0,7 \text{ MPa}$	
	$50 < w < 100$	$1,5 < \alpha < 4$
	$100 < w < 200$	$1 < \alpha < 1,5$
	$w > 200$	$0,4 < \alpha < 1$
Craie .....	$2 < R_p < 3 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 4$
Sable .....	$R_p < 5 \text{ MPa}$	$\alpha = 2$
	$R_p > 10 \text{ MPa}$	$\alpha = 1,5$

Si pone l'attenzione sul fatto che tutti i parametri geotecnici così ricavati, utilizzando dei metodi empirici, seppur universalmente riconosciuti e accettati, **non garantiscono** la medesima precisione ottenibile misurando direttamente gli stessi parametri mediante prove geotecniche di laboratorio.

### 3. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO

Le prove penetrometriche statiche eseguite hanno evidenziato la presenza, al di sotto di uno strato di riporto sabbioso-limoso con spessore metrico, di sedimenti fini argilloso-limosi/sabbiosi da sciolti a poco consistenti, con base a quota circa -5/-6 m. Inferiormente, dalla profondità di circa 5/6, prevalgono alluvioni sabbiose e sabbioso-limose, fino a quota circa -22 m da p.c.

Attraverso l'elaborazione dei valori di  $R_p$  ed  $R_I$  è stato possibile ricostruire il modello geotecnico del terreno per ciascuna prova CPT e mediante la loro è stato successivamente ricavato il modello geotecnico del sottosuolo in esame. (Tabella 1). Nella pagina seguente è visibile una sezione geotecnica di riferimento.



**Tabella 1: sintesi del modello geotecnico del terreno**

Unità geologica	Profondità da p.c.		Descrizione stratigrafica	Ed MPa	Ø gradi	Cu kPa	γ <sub>d</sub> kN/m <sup>3</sup>	γ <sub>s</sub> kN/m <sup>3</sup>
	da (m)	a (m)						
<b>R1*</b>	0.0	1.3/1.9	Terreno di riporto, più grossolano in superficie, che diviene limoso-sabbioso alla base	5.0-16.2	33-34	-	18.00	20.00
				3.5	31	-	17.50	19.50
<b>A1</b>	1.3/1.9	4.9/6.3	Argille e limi localmente sabbiosi, da sciolti a poco consistenti;	1.6	-	14-30	17.50	18.00
<b>S1</b>	4.9/6.3	11.9/13.3	Sabbia e limo, localmente più addensata	6.8-14.5	30-32	-	18.00	20.00
			con intercalazioni pluridecimetriche argilloso-limose mod. consistenti localmente organiche	15.9-21.8	34	-	18.00	20.00
	11.9/13.3	22.1	Sabbia e sabbia limosa, localmente più addensata	12.3-18.0	30-32	-	18.00	20.00
			con intercalazioni pluridecimetriche argilloso-limose	22.0-30.7	34-36	-	18.00	20.00
<b>A2</b>	22.1	30.0	Argilla limosa consistente, con intercalazioni sabbioso-limose alla base	4.4	-	50	18.50	19.00
				7.2-7.8	-	83-95	19.00	19.50
				14.2-24.7	28-32	-	18.00	20.00

*Ed = modulo edometrico, φ = angolo di attrito, Cu = coesione non drenata, γ<sub>d,s</sub> = peso di volume, sopra e sotto falda; \*La sigla relativa all'unità geologica viene ripresa anche nel modello geologico del terreno (G&T 193-18\_1)*

Il dettaglio dei modelli geotecnici relativi a ciascuna verticale di indagine è visibile nell'**Allegato 1**.



## 4. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Il progetto consiste nella realizzazione di tre manufatti così distinti:

- Manufatto A: Area accoglienza e uffici. Dimensioni in pianta circa 17 x 9 m, costituito da due piani fuori terra, con platea di fondazione impostata a circa -1 m da p.c.;
- Manufatto B: Officina. Dimensioni in pianta circa 19 x 10 m, costituito da un piano fuori terra, con pilastri di fondazione impostati a -0.6 m da p.c.;
- Manufatto C: Tettoia per deposito. Dimensioni in pianta circa 30 x 8 m, con pilastri di fondazione impostati a -0.6 m da p.c.;

Al fine di dare delle linee guida al progettista in merito alla progettazione delle fondazioni, nei paragrafi successivi sono state eseguite le seguenti verifiche:

- stima dei cedimenti edometrici indotti nel sottosuolo dalla platea di fondazione del Manufatto A, considerando un'impronta 17 x 9, con spessore  $H = 0.5$  m, impostata a circa 1.0 da piano campagna;
- stima della resistenza caratteristica  $R_k$  e della resistenza di progetto  $R_d$  di un'ipotesi di un micropalo di fondazione con testa a quota - 1 m e punta a quota -13 m, diametro reso  $\Phi 200/220$  mm; **va ribadito che si tratta di una geometria di palo del tutto ipotetica, atta a dare esclusivamente al progettista una linea guida nell'eventualità di una scelta fondazionale di questo tipo.**

Si pone l'attenzione sul fatto che ai sensi delle norme tecniche vigenti la progettazione delle opere di fondazione e delle eventuali opere provvisorie è unicamente responsabilità del progettista.



## 5. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – STIMA DEI CEDIMENTI EDMETRICI INDOTTI DALLA FONDAZIONE A PLATEA DEL MANUFATTO A

La valutazione del cedimento di consolidazione prevedibile è fatta ipotizzando per il terreno un modello di comportamento di tipo edometrico, mediante la formula:

$$\Delta S_i = (H_i \times \Delta P_i) / E'_i$$

$$S = \sum \Delta S_i$$

dove:

- $H_i$  rappresenta lo spessore dello strato (m)
- $E'_i$  rappresenta il modulo edometrico, ricavato empiricamente dai parametri di resistenza misurati durante l'esecuzione della prova CPT, pertanto la sua stima non presenta la medesima precisione ottenibile misurando direttamente questo parametro mediante una prova di compressione edometrica eseguita su campioni indisturbati di terreno, od in alternativa mediante una Prova Dilatometrica in sito.

Nello specifico, il Modulo edometrico  $E'_i$  viene determinato mediante la relazione:

$$E'_i = \alpha R_p$$

dove:

$R_p$  = resistenza alla punta misurata dalla prova CPT

$\alpha$  = parametro adimensionale dipendente dal valore di  $R_p$  e dalla natura granulometrica, come riportato nella tabella seguente (J. Costet e G. Sanglerat, 1981);



Argile peu plastique . . . . .	$R_p < 0,7 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 8$
	$0,7 < R_p < 2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 5$
	$R_p > 2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 2,5$
Limon peu plastique . . . . .	$R_p < 2 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 6$
	$R_p > 2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 3$
Argile et limon très plas- tiques . . . . .	$R_p < 2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 6$
Limon fortement orga- nique . . . . .	$R_p < 1,2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 8$
Tourbe et argile fortement organiques . . . . .	$R_p < 0,7 \text{ MPa}$	
	$50 < w < 100$	$1,5 < \alpha < 4$
	$100 < w < 200$	$1 < \alpha < 1,5$
	$w > 200$	$0,4 < \alpha < 1$
Craie . . . . .	$2 < R_p < 3 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 4$
Sable . . . . .	$R_p < 5 \text{ MPa}$	$\alpha = 2$
	$R_p > 10 \text{ MPa}$	$\alpha = 1,5$

- ( $\Delta P_i$ ) rappresenta la distribuzione dell'incremento di carico nel sottosuolo a seguito dell'applicazione di un incremento di carico superficiale ( $\Delta P_0$ ) e viene determinata attraverso l'Equazione di Newmark (1935), che integra in un rettangolo di dimensioni  $\mathbf{B} \times \mathbf{L}$  La più nota equazione di Boussinesq, mediante la relazione:

$$\Delta P_i = \Delta P_0 \cdot \left[ \frac{1}{4\pi} \left( \frac{2MN\sqrt{V}}{V+V_1} + \tan^{-1} \left( \frac{2MN\sqrt{V}}{V-V_1} \right) \right) \right]$$

Ossia:  $\Delta P_i = \Delta P_0 \times I_v$  dove  $I_v$  rappresenta il termine a destra di  $\Delta P_0$ .

Si ha:

$$M = B/z_i; \quad N = L/z_i; \quad V = M^2 + N^2 + 1; \quad V_1 = (MN)^2$$

Si osservi che, nel caso risulti  $V_1 > V$ , il termine  $\tan^{-1}$  risulta negativo ed è necessario aggiungere  $\pi$ .

La relazione di cui sopra, applicabile al di sotto dello spigolo di un'area di carico rettangolare  $\mathbf{B} \times \mathbf{L}$ , permette di determinare l'incremento di pressione  $\Delta P_i$  alla profondità  $z_i$ ; nello specifico la profondità di calcolo  $z_i$  è posta al centro di ogni strato  $i$ -esimo individuato nel modello geotecnico.

Dividendo una fondazione rettangolare in quattro parti uguali ed eseguendo il calcolo indicato nel verticale in comune, che rappresenta anche il baricentro dell'impronta di carico, grazie al principio della sommatoria degli effetti, è possibile determinare il **cedimento cumulativo** al centro della fondazione.

I calcoli di cui sopra vengono eseguiti in automatico mediante un foglio di calcolo excel, di cui si riportano i relativi tabulati in allegato.





Nell' ipotesi di una fondazione a platea con impronta 9 x 17 m (Manufatto A), spessore  $H = 0.5$  m, impostata alla profondità di circa 1 m da p.c.,  $B = 1$  m, e considerando una pressione permanente trasmessa alla base ipotizzata pari a 32 kPa, si ottengono i seguenti valori di cedimenti edometrici teorici:

Verticale	Cedimento edometrico teorico (cm)
CPT1	9.2
CPT2	9.8

Il cedimento edometrico indicato e da ritenersi teorico in quanto riferito ad una fondazione perfettamente flessibile; nel caso di una fondazione reale dotata di una sua rigidità, il cedimento atteso è stimabile in circa il 75% del cedimento teorico, pertanto:

Verticale	Cedimento edometrico atteso (cm)
CPT1	6.9
CPT2	7.4

**Il calcolo dei cedimenti edometrici attesi rileva la possibilità di assestamenti di ordine pluricentimetrico; non si esclude inoltre la possibilità di fenomeni di punzonamento delle fondazioni o di cedimenti differenziali tra le diverse parti della stessa.**

Per i dettagli relativi al calcolo del cedimento per le verticali CPT considerate si rimanda ai tabulati di calcolo presenti nell'**Allegato 2**.



## 6. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DI UN MICROPALO DI FONDAZIONE

Data la previsione di cedimenti edometrici di entità non trascurabile, è stata altresì determinata la portata di un micropalo di fondazione, la cui scelta potrebbe ovviare ad eventuali problematiche strutturali legate all'insorgere di cedimenti di entità pluricentimetrica.

Di seguito viene illustrato il metodo di calcolo della resistenza caratteristica e di progetto del micropalo trivellato, eseguito ai sensi delle NTC2018, avente le seguenti caratteristiche:

Quota testa	-1.0 m da p.c.
Quota punta	-13.0 m da p.c.
Diametro reso	200/220 mm

### 6.1 METODO DI CALCOLO ADOTTATO

Si è utilizzato un programma di calcolo automatico il cui algoritmo è basato sul metodo di Terzaghi, secondo cui il carico limite totale  $Q$  è dato dalla somma della portata laterale  $Q_l$ , della portata per conicità  $Q_c$  e della portata di punta  $Q_p$ .

In conformità ai diversi strati di terreno attraversati il palo viene suddiviso in conci dei quali si indica la portata laterale secondo quanto segue:

in terreni coesivi  $Q_l = \alpha C_u A_l$

dove:  $\alpha = (1 + C_u^2)/(1 + 7 C_u^2)$

$C_u$  = coesione non drenata

$A_l$  = superficie laterale del palo nel concio

in terreni incoerenti  $Q_l = K p' \tan \delta A_l$

dove:  $K$  = coefficiente di spinta sul terreno

$p'$  = pressione litostatica nel baricentro del concio

$\delta$  = valore di angolo d'attrito palo-terreno

$A_l$  = superficie laterale del palo nel concio



In corrispondenza della quota della punta la portata di punta viene calcolata in terreni incoerenti da:

$$Q_p = p' N_q A_p$$

dove:  $p'$  = pressione litostatica nel baricentro del cono

$N_q$  = fattore di capacità portante funzione di  $\varphi$

$A_p$  = superficie di punta

e in terreni coesivi  $Q_p = c N_c A_p$

con  $c$  = coesione non drenata

$N_c$  = coeff. di Terzaghi

$A_p$  = area di punta

## 6.2 CRITERI PER LA DETERMINAZIONE DELLE PORTATE CARATTERISTICHE DEI PALI

Il calcolo delle resistenze caratteristiche di punta ( $R_{p,k}$ ) e laterale ( $R_{l,k}$ ) ai sensi della NTC2018 – 17/01/2018 dev'essere ricavato nel seguente modo:

$$R_{p,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{p \text{ limite}})_{\text{media}}}{\xi_3} ; \frac{(R_{p \text{ limite}})_{\text{minima}}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{l,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{l \text{ limite}})_{\text{media}}}{\xi_3} ; \frac{(R_{l \text{ limite}})_{\text{minima}}}{\xi_4} \right\}$$



dove  $R_{p,k}$  (resistenza caratteristica alla punta del palo) e  $R_{l,k}$  (resistenza caratteristica per attrito laterale del palo) risultano ottenute scegliendo il valore minore tra le resistenze calcolate considerando i valori medi ed i valori minimi, divise per i rispettivi fattori di correlazione, che nel caso di n. 4 verticali di indagine sono  $\xi_3 = 1.55$  (valori medi) e  $\xi_4 = 1.42$  (valori minimi).

Risulta quindi che:

$$R_{c,k} \text{ (resistenza alla compressione caratteristiche totale)} = R_{p,k} + R_{l,k}$$

Nello specifico, la determinazione delle portate caratteristiche è stata eseguita secondo le prescrizioni delle Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC 2018 - DN 17.01.2018), con riferimento al modello geotecnico del terreno; le resistenze caratteristiche sono state determinate utilizzando i parametri geotecnici medi e adottando un fattore di correlazione  $\xi_4 = 1.55$ .

Nella tabella seguente di riportano i parametri geotecnici medi utilizzati per la alla determinazione delle portate caratteristiche:

N.	Prof. m.		Descrizione dello strato	$\phi$	Cu (kPa)	$\gamma_d$ (kN/mq)	$\gamma_s$ (kN/mq)
1	0	1,6	terreni di riporto	33	0,0	18,00	20,00
2	1,6	5,6	argilla e limo	0	22,0	17,50	18,00
3	5,6	12,6	sabbia e limo	31	0,0	18,00	20,00
4	12,6	22,1	sabbia, sabbia limosa	34	0,0	18,00	20,00
5	22,1	30	argilla limosa	0	85,0	19,00	19,50

### 6.3 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO RD

Secondo le norme tecniche di riferimento, la verifica agli stati limite ultimi della fondazione prevede che sia soddisfatta la relazione  $E_d \leq R_d$  dove:

$E_d$  = Azione di progetto

$R_d$  = Resistenza di progetto

Nello specifico la verifica è stata eseguita considerando:

**Approccio 2 – Combinazione A1 + M1 + R3**

dove:



**A = Azioni**

(Combinazione A1 cui corrisponde un coefficiente parziale  $\gamma_f = 1.3-1.5$ )

**M = Resistenza dei terreni**

(Combinazione M1 cui corrisponde un coefficiente parziale  $\gamma_m = 1.0$ )

**R = Resistenza globale del sistema**

(Combinazione R3 cui corrisponde un coefficiente parziale  $\gamma_R = 1.15$  per la portata laterale in compressione e  $\gamma_R = 1.35$  per la portata di base )

6.4 RISULTATI DEL CALCOLO DELLE PORTATE CARATTERISTICHE E DI PROGETTO

Nella tabella seguente vengono riportati i risultati relativi alle portate caratteristiche e di progetto teoriche calcolate:

Tipologia micropalo	Lunghezza	Resistenze caratteristiche (kN)		Resistenza caratteristica alla compressione (kN)	Resistenza totale di progetto (kN)
		R <sub>l,k</sub> (laterale)	R <sub>p,k</sub> (punta)	R <sub>c,k</sub> (compressione)	R <sub>d</sub> (R3 = 1.15,1.35)
<b>Trivellato e gettato in opera, Phi reso 200/220 mm</b>	12 m (da -1 a -13 m)	167	33	<b>200</b>	<b>163</b>

Per i dettagli relativi al calcolo della portata del micropalo si rimanda all'**Allegato 3**.



## 7. VERIFICA ALLA STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

E' stata valutata la stabilità dei terreni di fondazione nei confronti della liquefazione, come stabilito dalle nuove norme tecniche NTC 2018.

La verifica è stata eseguita utilizzando le resistenze misurate durante la prova CPT, inserendo il file dati penetrometrici nel software *Liquefaction potential estimation v.2.6*.

Le azioni sismiche considerate sono state cautelativamente riferite agli stati limite di salvaguardia vita (SLV).

Questi i dati sismici di input:

- Accelerazione massima al suolo (suolo A, categoria topografica T1, Class. Ed. II): **0,07 g (SLV)**
- Accelerazione massima al suolo sito specifica ( $S_s=1.5$ ;  $S_T=1.0$ ): **0,11g (SLV)**
- Magnitudo atteso nel sito: **6,5** (da grafico di disaggregazione di cui sotto)
- Categoria del sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

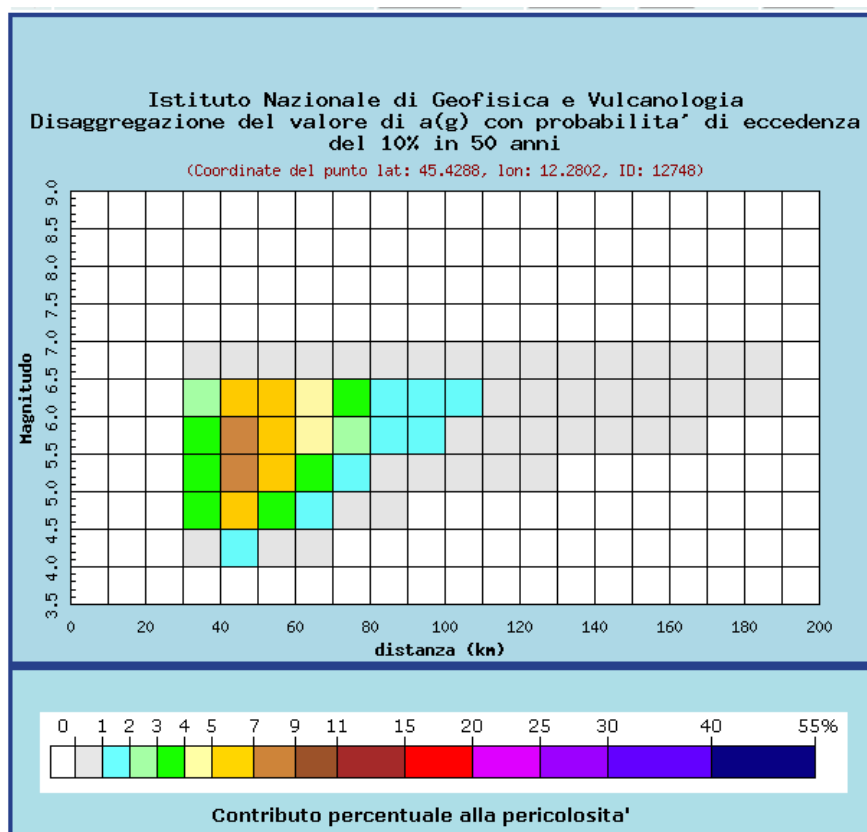


Figura 1: grafico disaggregazione



L'analisi è stata eseguita con il metodo *Robertson et al. (1998)*, assumendo come suscettibili di liquefazione solo quei punti aventi indice  $I_c$  (Soil Behaviour Type Index; indice funzione della resistenza alla punta e dell'attrito laterale misurato nella prova CPT) minore di 2,6, secondo quanto prevede il criterio di calcolo del metodo Robertson & Wride.

L'analisi, di cui si riporta il dettaglio nella pagina seguente, ha permesso di stabilire **che i terreni di fondazione risultano mediamente stabili nei confronti della liquefazione**, per quanto riguarda gli stati limite di salvaguardia vita (SLV).

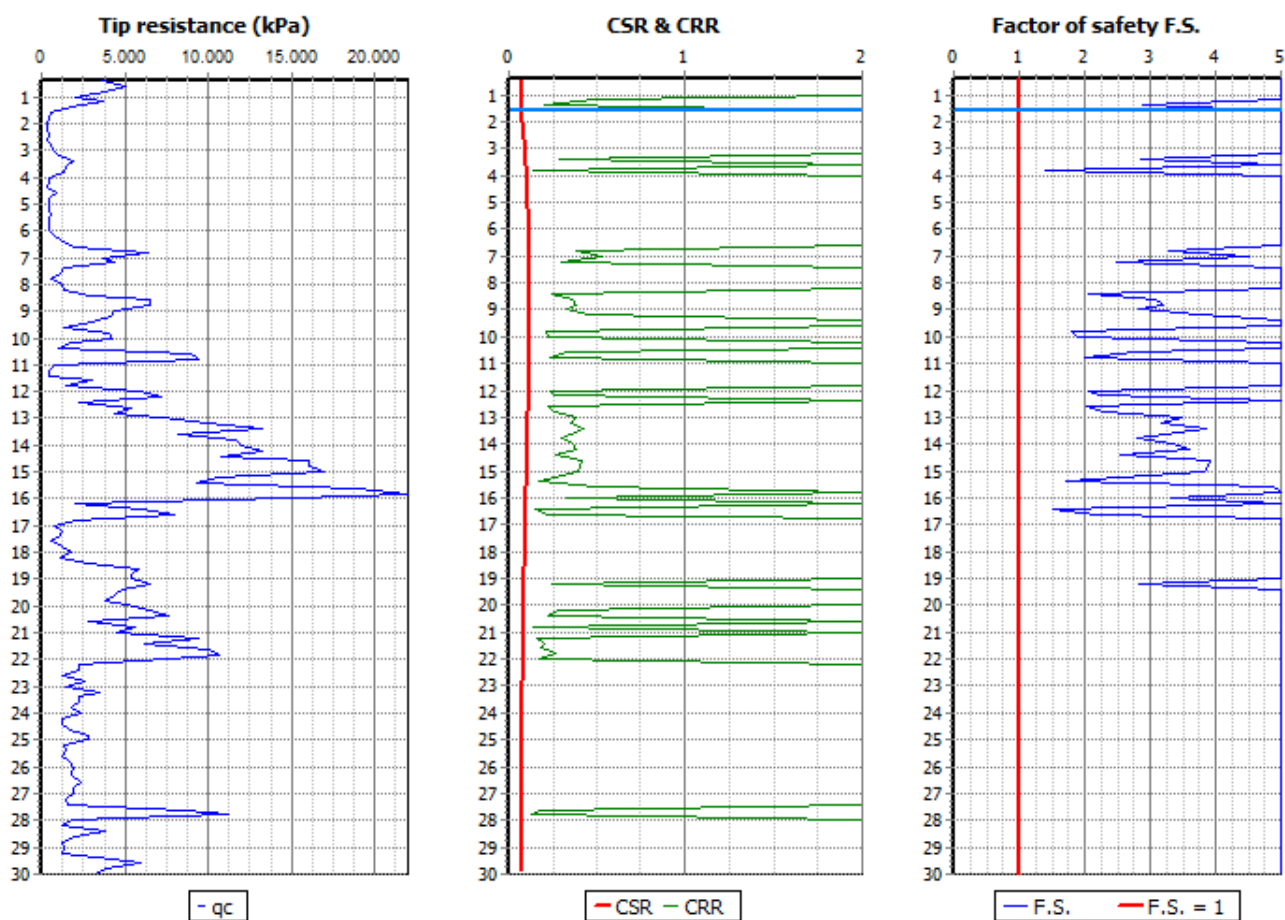


Figura 2: Verifica alla stabilità nei confronti della liquefazione (CPT1)



## 8. CONCLUSIONI

L'indagine geognostica eseguita è consistita nell'esecuzione di n. 4 prove penetrometriche statiche meccaniche (CPT), eseguite compatibilmente con la logistica di cantiere, che hanno permesso di definire il modello geologico del terreno fino alla profondità di circa 30 m dal piano campagna nonché valutare l'azione sismica locale.

Sulla base delle risultanze delle indagini eseguite è possibile dunque giungere alle seguenti conclusioni:

- superficialmente sono presenti terreni di riporto da sabbioso-limosi con elementi di ghiaia e frammenti lapidei in superficie a limoso-sabbiosi in profondità, con spessore di circa 1.5/2.0 m;
- al di sotto degli strati di riporto, da quota -1.3/-1.9 a quota -4.9/-6.3, sono presenti **argille e limi** localmente sabbiosi caratterizzata da **parametri di resistenza al taglio molto scadenti ed elevata compressibilità**;
- da quota -4.9/-6.3 m prevalgono sedimenti sabbioso-limosi caratterizzati da un grado di addensamento da moderatamente addensato nella parte alta ad addensato nella parte bassa, che presentano all'interno frequenti livelli più fini argilloso-limosi;
- la falda si colloca ad una profondità di circa 1.6 m dal piano campagna;
- dal punto di vista dell'azione sismica, il sottosuolo è classificabile in categoria C e non risulta liquefacibile;
- i cedimenti edometrici attesi, nel caso della platea di fondazione del Manufatto A, risultano dell'ordine minimo di 7 cm; non si esclude tuttavia la possibilità di fenomeni di punzonamento delle fondazioni o di cedimenti differenziali tra le diverse parti della stessa.

Data la presenza di terreni da sciolti a poco consistente alla base del riporto superficiale, che porta a valori di cedimenti edometrici attesi di entità non trascurabile, è consigliabile indirizzare la progettazione delle fondazioni verso soluzioni di tipo indiretto e profondo (pali) atte a trasferire il peso di un'eventuale nuova struttura agli strati sabbiosi presenti in profondità; a questo proposito si consideri il calcolo eseguito, che ipotizza un micropalo con punta alla quota -13 m da p.c..

Si ritiene che eventuali fondazioni superficiali possano essere adottate solo per strutture particolarmente leggere, quali ad esempio il manufatto C (Tettoia per deposito barche).

Date le considerazioni di cui sopra, e fatte salve le problematiche geotecniche legate alla presenza di strati di fondazioni molto compressibili, si considera il progetto compatibile con l'assetto geologico, geotecnico e sismico dell'area.

Si rimanda alla **Relazione Geologica** (rif. G&T 193-18\_1) per i dettagli relativi alla parametrizzazione geologica e idrogeologica del sottosuolo.







**Tavola 1 – Scala 1 : 500**

Schema planimetrico dei punti di indagine CPT

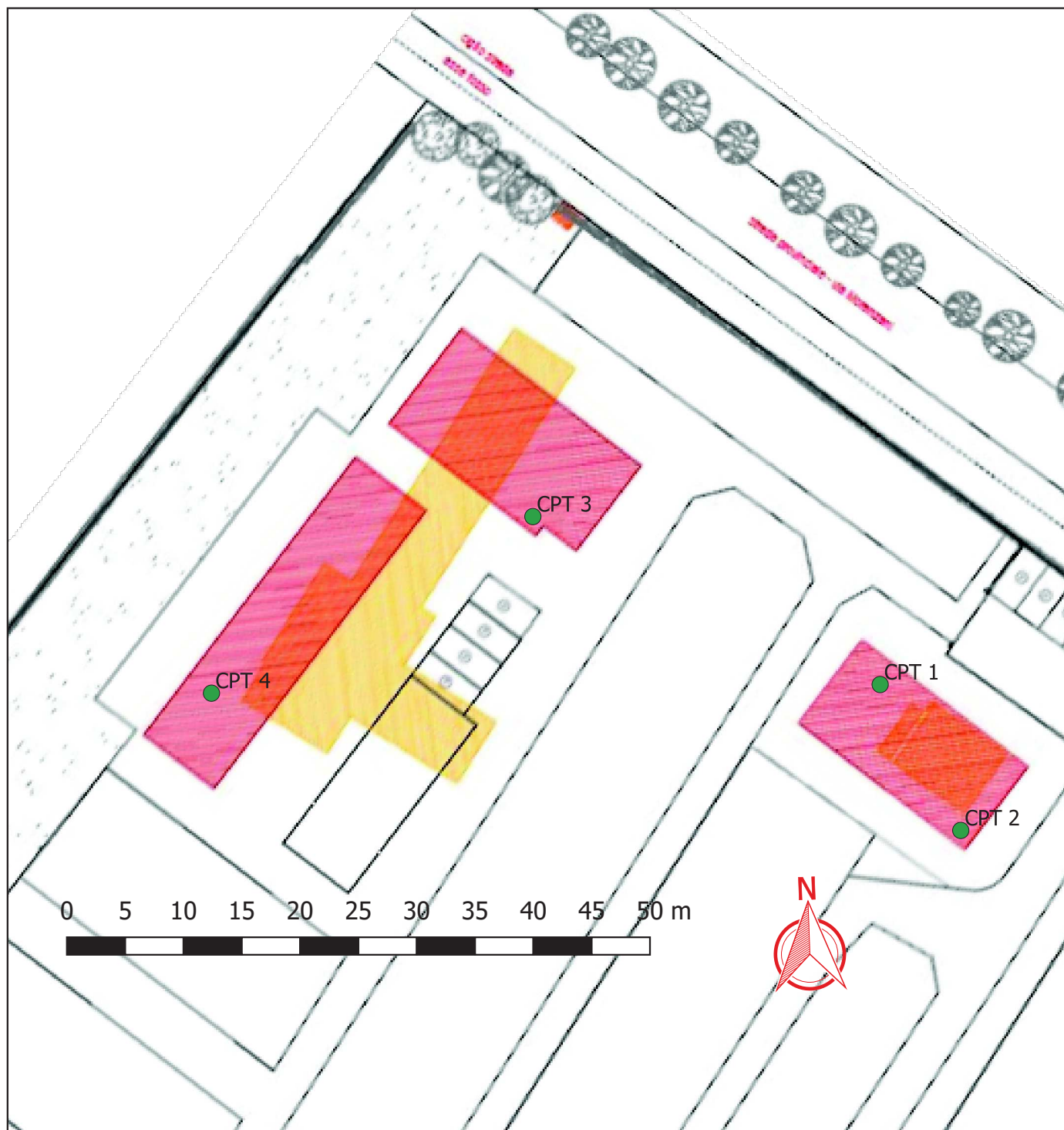


TAVOLA 1 - SCALA 1 : 500  
UBICAZIONE DEI PUNTI DI INDAGINE CPT



## **Allegato 1**

Diagrammi delle prove CPT

Tabulati  $R_p$ ,  $R_l$

Modelli geotecnici



Via Senatore Fabri, 18  
 31027 Lovadina di Spresiano (TV)  
 Tel. 0422/881833 Fax 041/3001144

COMMITTENTE: CENTRO NAUTICO FUSINA S.R.L.

CANTIERE: VIA MORANZANI, FUSINA (VE)

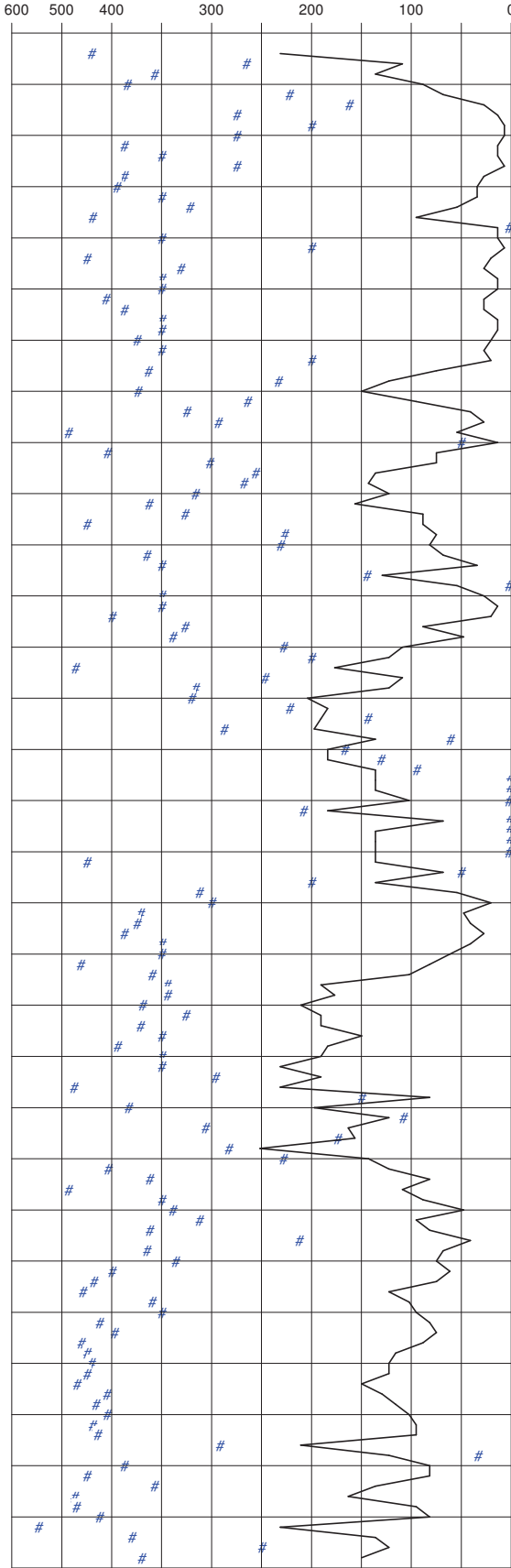
PENETROMETRIA: CPT 1

DATA: 30/01/2019 QUOTA: P.C.

RAPPORTO Rp/RI ( BEGEMANN ) #

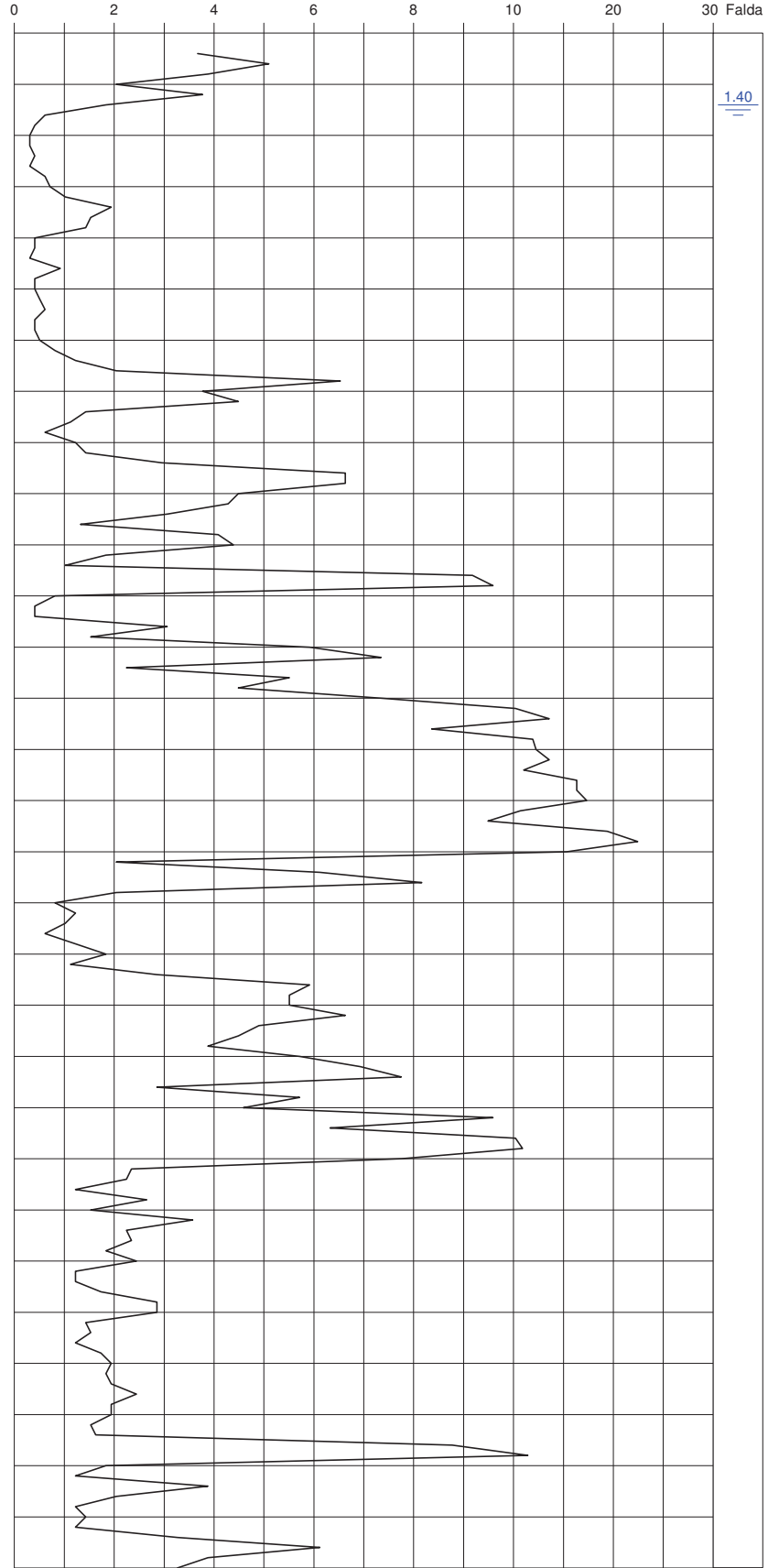
0 16 32 60 100  
 T A AL LS SL S GS

RI : ATTRITO LATERALE LOCALE (kPa)



PENETROMETRO STATICO OLANDESE

Rp : RESISTENZA ALLA PUNTA (MPa)



PENETROMETRO	OPERATORE	ELABORAZIONE	REVISIONE
Gouda 20 t	DOTT. G. MONTANARI	DOTT. M. PETTA 30/01/2019	DOTT. M. PETTA 30/01/2019

# COPIA ALLEGATA ALLA PUBBLICAZIONE

## MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO

COMMITTENTE: CENTRO NAUTICO FUSINA SRL

CANTIERE: VIA MORANZANI, FUSINA (VE)

PROVA: CPT 1

DATA ESECUZIONE: 30/01/2019

PROFONDITA' FALDA DA P.C.: 1,6 m

QUOTA P.C. : 1,9 m slm

Profondità		Spessore	Descrizione stratigrafica	Rp media	RI media	Phi	Cu	Eed	$\gamma$ secco	$\gamma$ saturo
da m	a m	m		(MPa)	(MPa)	(°)	(kPa)	(Mpa)	(KN/mc)	(kN/mc)
0,4	1,5	1,1	TERRENO DI RIPORTO SABBIOSO-LIMOSO	3,31534	0,10764	34		8,29	17,50	19,50
1,5	3,1	1,6	ARGILLA E LIMO, LOCALMENTE SABBIOSI, ORGANICI	0,44982	0,01519		22	1,57	17,00	17,50
3,1	3,9	0,8	LIMO ARGILLOSO/SABBIOSO	1,44942	0,04827		72	5,07	18,00	18,50
3,9	6,3	2,4	ARGILLA E LIMO ORGANICI	0,49980	0,01838		25	1,75	17,00	17,50
6,3	7,3	1,0	SABBIA E LIMO	3,53858	0,09055	32		8,85	18,00	20,00
7,3	8,3	1,0	LIMO SABBIOSO-ARGILLOSO	1,13954	0,04136		57	3,99	18,50	19,00
8,3	10,9	2,6	SABBIA E LIMO	4,48282	0,09423	32		11,21	18,00	20,00
10,9	11,5	0,6	ARGILLA LIMOSA LOC. ORGANICA	0,53312	0,01993		21	2,13	17,50	18,00
11,5	13,1	1,6	SABBIA E LIMO	4,58567	0,11993	31		11,46	17,50	19,50
13,1	16,9	3,8	SABBIA	11,68480	0,13612	35		29,21	18,00	20,00
16,9	18,3	1,4	ARGILLA E LIMO	1,09956	0,04480		50	4,40	18,50	19,00
18,3	21,1	2,8	LIMO SABBIOSO LOC. ARGILLOSO	5,12652	0,17605	30		17,94	17,50	19,50
21,1	22,1	1,0	SABBIA LIMOSA	8,77649	0,16386	32		21,94	18,00	20,00
22,1	27,5	5,4	ARGILLA LIMOSA	1,93996	0,09281		95	7,76	19,00	19,50
27,5	27,9	0,4	SABBIA LIMOSA	9,89604	0,16317	32		24,74	18,00	20,00
27,9	29,3	1,4	ARGILLA LIMOSA	1,79928	0,12194		83	7,20	19,00	19,50
29,3	30,0	0,7	LIMO SABBIOSO E LIMO	4,04838	0,13671	28		14,17	17,50	19,50

### LEGENDA SIMBOLI

Rp: Resistenza di punta

RI: Attrito laterale

Phi: angolo di attrito efficace

Cu: coesione non drenata

Eed: modulo edometrico

$\gamma$  secco: peso di volume sopra falda

$\gamma$  saturo: peso di volume sotto falda





Via Senatore Fabri, 18  
31027 Lovadina di Spresiano (TV)  
Tel. 0422/881833 Fax 041/3001144

COMMITTENTE: CENTRO NAUTICO FUSINA S.R.L.

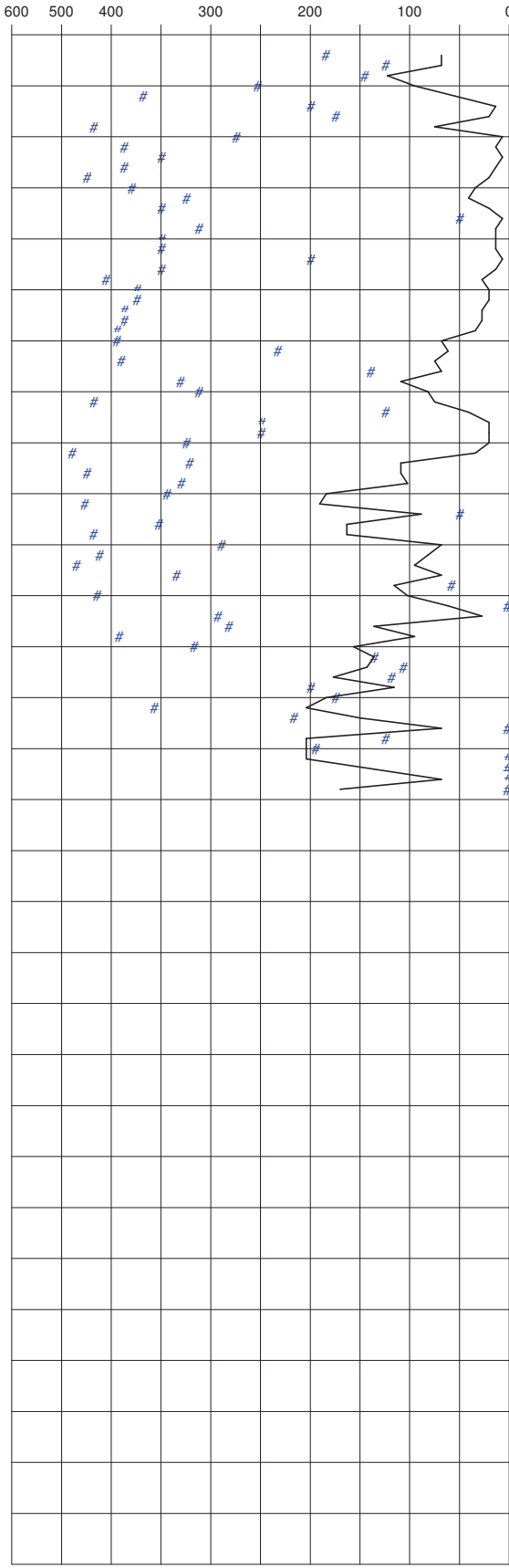
CANTIERE: VIA MORANZANI, FUSINA (VE)

PENETROMETRIA: CPT 2

DATA: 30/01/2019 QUOTA: P.C.

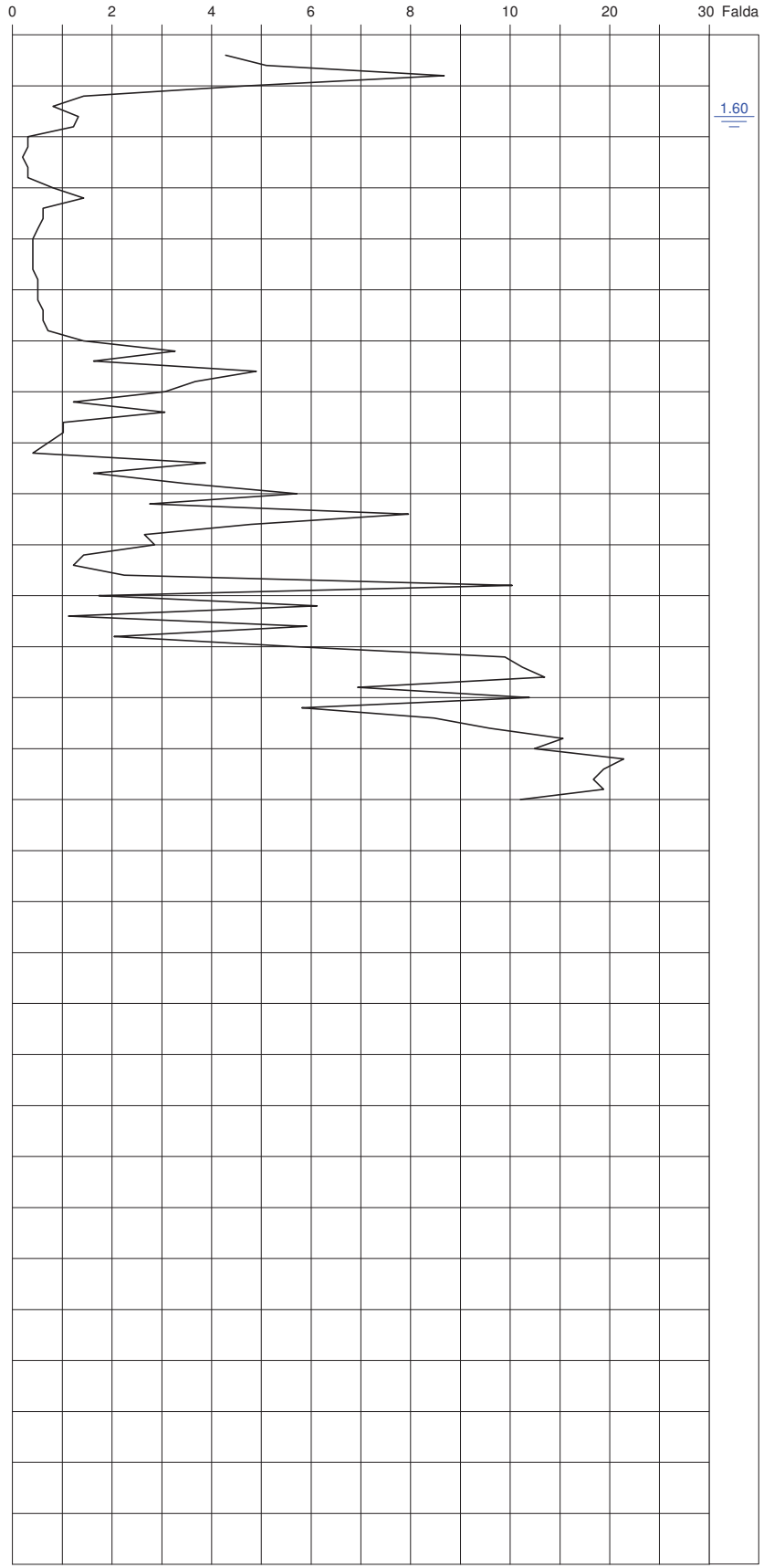
RAPPORTO Rp/RI ( BEGEMANN ) #

0 16 32 60 100  
T A AL LS SL S GS  
RI : ATTRITO LATERALE LOCALE (kPa)



PENETROMETRO STATICO OLANDESE

Rp : RESISTENZA ALLA PUNTA (MPa)



PENETROMETRO	OPERATORE	ELABORAZIONE	REVISIONE
Gouda 20 t	DOTT. G. MONTANARI	DOTT. M. PETTA 31/01/2019	DOTT. M. PETTA 31/01/2019

**COPIA ALLEGATA  
ALLA PUBBLICAZIONE**

**MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO**

**COMMITTENTE: CENTRO NAUTICO FUSINA SRL**

**CANTIERE: VIA MORANZANI, FUSINA (VE)**

**PROVA: CPT 2**

**DATA ESECUZIONE: 30/01/2019**

**PROFONDITA' FALDA DA P.C.: 1,6 m**

**QUOTA P.C. : 1,9 m slm**

Profondità		Spessore	Descrizione stratigrafica	Rp media	Rl media	Phi	Cu	Eed	$\gamma$ secco	$\gamma$ saturo
da m	a m	m		(MPa)	(MPa)	(°)	(kPa)	(Mpa)	(KN/mc)	(kN/mc)
0,4	1,1	0,7	TERRENO DI RIPORTO SABBIOSO-LIMOSO	5,57277	0,08649	34		13,93	17,50	19,50
1,1	1,9	0,8	LIMO E SABBIA	1,17453	0,03994	31		3,52	17,00	19,00
1,9	2,9	1,0	ARGILLA E LIMO, LOCALMENTE SABBIOSI, ORGANICI	0,27989	0,01215		14	0,98	17,00	17,50
2,9	5,9	3,0	ARGILLA E LIMO ORGANICI	0,59310	0,02091		30	2,08	17,50	18,00
5,9	7,5	1,6	SABBIA E LIMO	2,72391	0,07093	31		6,81	18,00	20,00
7,5	8,3	0,8	LIMO ARGILLOSO/SABBIOSO	0,77469	0,02303		39	2,71	18,00	19,00
8,3	10,1	1,8	SABBIA E LIMO	3,88733	0,12805	32		9,72	18,00	20,00
10,1	10,7	0,6	ARGILLA E LIMO	1,59936	0,08003		80	6,40	18,50	19,00
10,7	11,9	1,2	SABBIA E LIMO	4,43156	0,08771	32		11,08	18,00	20,00
11,9	15,0	3,1	SABBIA	12,27009	0,15129	36		30,68	18,00	20,00

**LEGENDA SIMBOLI**

Rp: Resistenza di punta

Rl: Attrito laterale

Phi: angolo di attrito efficace

Cu: coesione non drenata

Eed: modulo edometrico

$\gamma$  secco: peso di volume sopra falda

$\gamma$  saturo: peso di volume sotto falda







Via Senatore Fabri, 18  
 31027 Lovadina di Spresiano (TV)  
 Tel. 0422/881833 Fax 041/3001144

COMMITTENTE: CENTRO NAUTICO FUSINA S.R.L.

CANTIERE: VIA MORANZANI, FUSINA (VE)

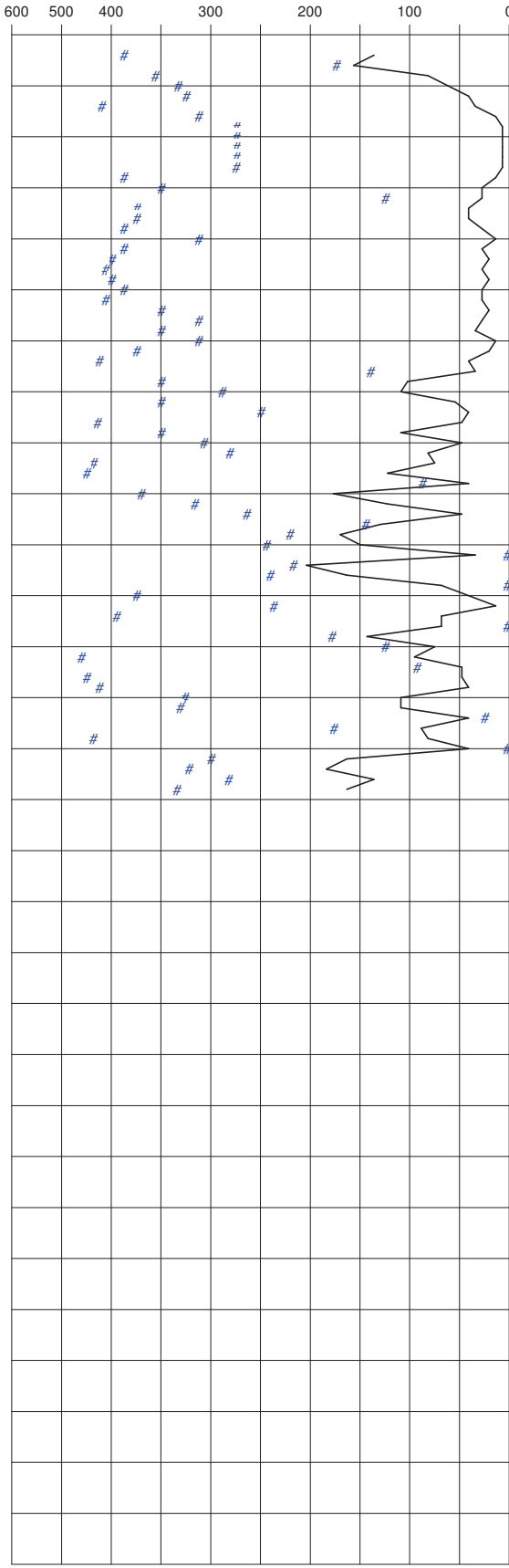
PENETROMETRIA: CPT 3

DATA: 30/01/2019 QUOTA: P.C.

RAPPORTO Rp/RI ( BEGEMANN ) #

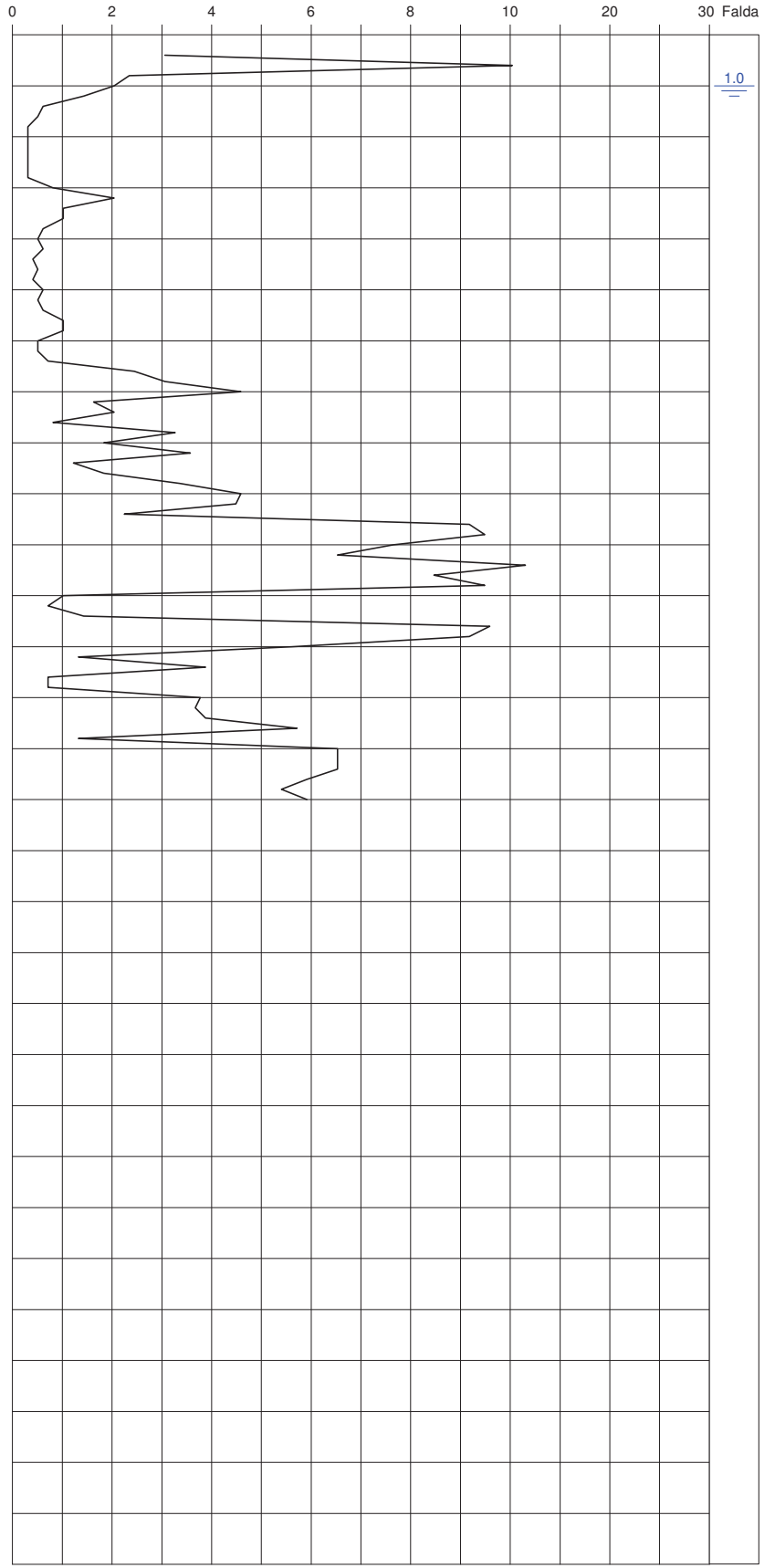
0 16 32 60 100  
 T A AL LS SL S GS

RI : ATTRITO LATERALE LOCALE (kPa)



PENETROMETRO STATICO OLANDESE

Rp : RESISTENZA ALLA PUNTA (MPa)



PENETROMETRO	OPERATORE	ELABORAZIONE	REVISIONE
Gouda 20 t	DOTT. G. MONTANARI	DOTT. M. PETTA 31/01/2019	DOTT. M. PETTA 31/01/2019

**COPIA ALLEGATA  
ALLA PUBBLICAZIONE**

**MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO**

**COMMITTENTE: CENTRO NAUTICO FUSINA SRL**

**CANTIERE: VIA MORANZANI, FUSINA (VE)**

**PROVA: CPT 3**

**DATA ESECUZIONE: 30/01/2019**

**PROFONDITA' FALDA DA P.C.: 1,6 m**

**QUOTA P.C. : 1,9 m slm**

Profondità		Spessore	Descrizione stratigrafica	Rp media	RI media	Phi	Cu	Eed	$\gamma$ secco	$\gamma$ saturo
da m	a m	m		(MPa)	(MPa)	(°)	(kPa)	(Mpa)	(KN/mc)	(kN/mc)
0,4	0,7	0,3	TERRENO DI RIPORTO SABBIOSO	6,49740	0,14308	34		16,24	17,50	19,50
0,7	1,3	0,6	LIMO ARGILLOSO/SABBIOSO	1,89924	0,06011		95	6,65	18,00	19,00
1,3	3,1	1,8	ARGILLA E LIMO, LOCALMENTE SABBIOSI, ORGANICI	0,41095	0,01350		21	1,44	17,00	17,50
3,1	3,7	0,6	ARGILLA LIMOSA	1,33280	0,03561		67	5,33	18,50	19,00
3,7	6,5	2,8	ARGILLA LIMOSA LOC. ORGANICA	0,59976	0,02415		30	2,10	17,50	18,00
6,5	8,7	2,2	LIMO SABBIOSO	2,34452	0,07341	30		7,03	17,50	19,00
8,7	9,5	0,8	SABBIA E LIMO	3,59856	0,09506	31		9,00	18,00	20,00
9,5	10,9	1,4	SABBIA LIMOSA	8,72508	0,12852	35		21,81	18,00	20,00
10,9	11,5	0,6	ARGILLA E LIMO	1,03292	0,04018		52	4,13	18,50	19,00
11,5	12,5	1,0	SABBIA LIMOSA	5,79768	0,08408	32		14,49	18,00	20,00
12,5	12,9	0,4	ARGILLA	0,69972	0,04361		30	2,80	18,00	18,50
12,9	15	2,1	SABBIA E LIMO, SABBIA LIMOSA	4,91621	0,11413	31		12,29	18,00	20,00

**LEGENDA SIMBOLI**

Rp: Resistenza di punta

RI: Attrito laterale

Phi: angolo di attrito efficace

Cu: coesione non drenata

Eed: modulo edometrico

$\gamma$  secco: peso di volume sopra falda

$\gamma$  saturo: peso di volume sotto falda





Via Senatore Fabbrì, 18  
 31027 Lovadina di Spresiano (TV)  
 Tel. 0422/881833 Fax 041/3001144

COMMITTENTE: CENTRO NAUTICO FUSINA S.R.L.

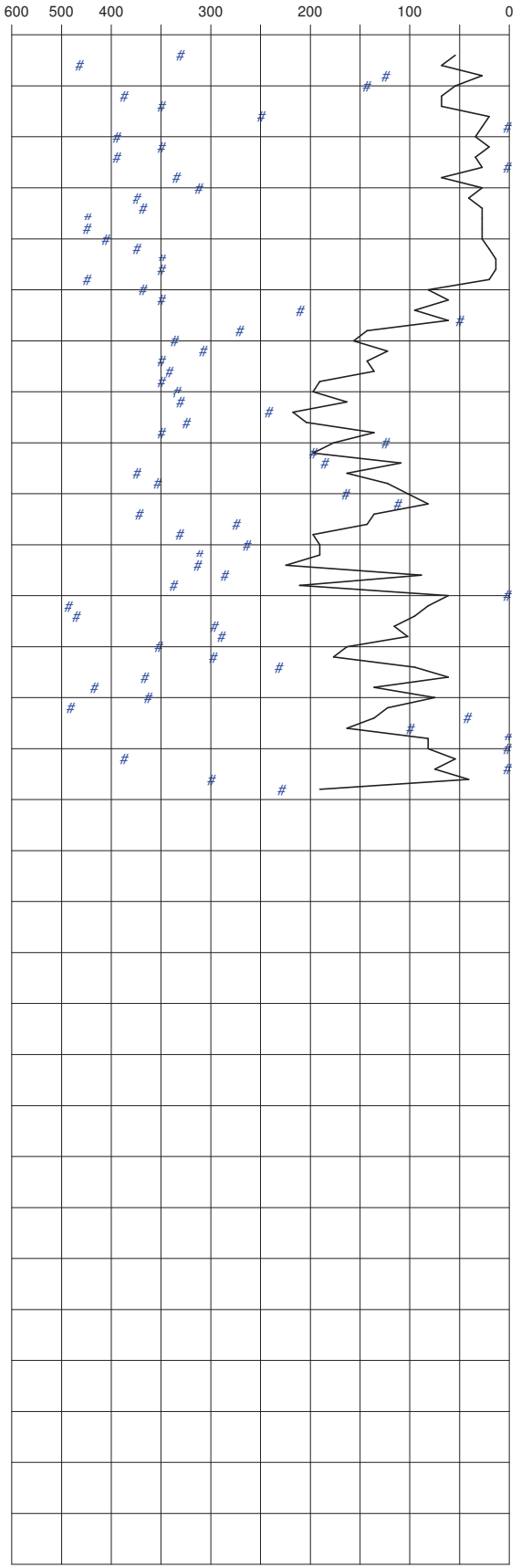
CANTIERE: VIA MORANAZANI, FUSINA (VE)

PENETROMETRIA: CPT 4

DATA: 30/01/2019 QUOTA: P.C.

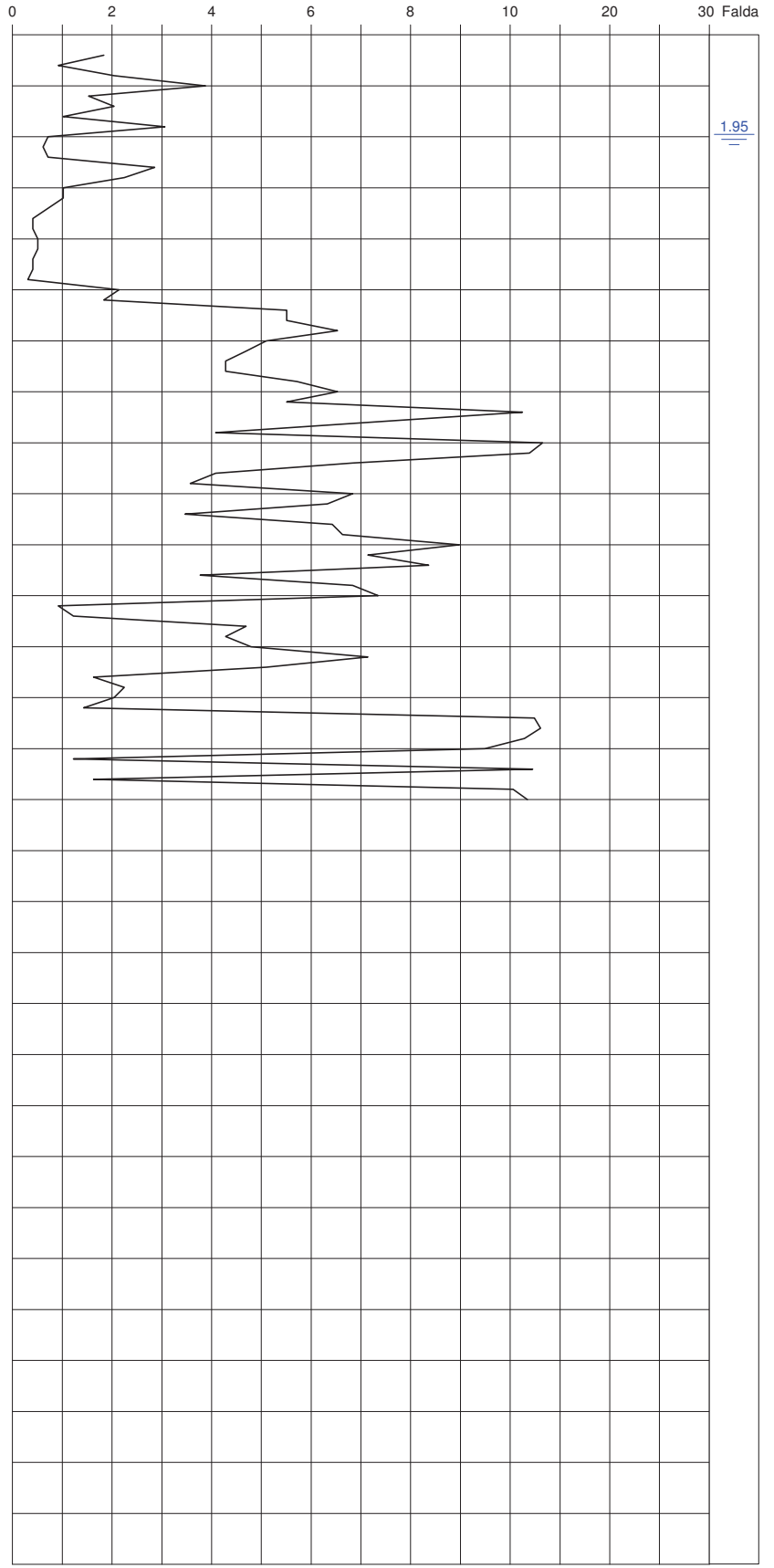
RAPPORTO Rp/RI ( BEGEMANN ) #

0 16 32 60 100  
 T A AL LS SL S GS  
 RI : ATTRITO LATERALE LOCALE (kPa)



PENETROMETRO STATICO OLANDESE

Rp : RESISTENZA ALLA PUNTA (MPa)



PENETROMETRO	OPERATORE	ELABORAZIONE	REVISIONE
Gouda 20 t	DOTT. G. MONTANARI	DOTT. M. PETTA 31/01/2019	DOTT. M. PETTA 31/01/2019

**COPIA ALLEGATA  
ALLA PUBBLICAZIONE**

**MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO**

**COMMITTENTE: CENTRO NAUTICO FUSINA SRL**

**CANTIERE: VIA MORANZANI, FUSINA (VE)**

**PROVA: CPT 4**

**DATA ESECUZIONE: 30/01/2019**

**PROFONDITA' FALDA DA P.C.: 1,6 m**

**QUOTA P.C. : 1,9 m slm**

Profondità		Spessore	Descrizione stratigrafica	Rp media	RI media	Phi	Cu	Eed	$\gamma$ secco	$\gamma$ saturo
da m	a m	m		(MPa)	(MPa)	(°)	(kPa)	(Mpa)	(KN/mc)	(kN/mc)
0,4	1,9	1,5	SABBIA E LIMO	1,9992	0,047285	33		5,00	17,50	19,50
1,9	2,5	0,6	ARGILLA LIMOSA	0,6664	0,02875		33	2,67	18,00	18,50
2,5	3,3	0,8	LIMO SABBIOSO DEBOLMENTE ARGILLOSO	1,7493	0,03994	31		6,12	17,50	19,50
3,3	4,9	1,6	ARGILLA LIMOSA, ORGANICA	0,4498	0,02156		22	1,57	17,00	17,50
4,9	5,3	0,4	ARGILLA E LIMO	1,9492	0,07007		97	7,80	19,00	19,50
5,3	11,1	5,8	SABBIA LIMOSA, SABBIA E LIMO	6,3492	0,14720	34		15,87	18,00	20,00
11,1	11,5	0,4	ARGILLA LIMOSA	1,0496	0,08673		52	4,20	18,50	19,00
11,5	12,5	1,0	SABBIA E LIMO	5,0980	0,12799	32		12,74	18,00	20,00
12,5	13,3	0,8	ARGILLA LIMOSA E LIMO ARGILLOSO	1,7993	0,09653		90	7,20	19,00	19,50
13,3	15,0	1,7	SABBIA CON INT. DI LIMO	9,0964	0,11139	34		22,74	18,00	20,00

**LEGENDA SIMBOLI**

Rp: Resistenza di punta

RI: Attrito laterale

Phi: angolo di attrito efficace

Cu: coesione non drenata

Eed: modulo edometrico

$\gamma$  secco: peso di volume sopra falda

$\gamma$  saturo: peso di volume sotto falda





## **Allegato 2**

Tabulati di calcolo dei cedimenti edometrici



### CALCOLO DEI CEDIMENTI

Schema Edometrico Monodimensionale  $dS = H \times dPv \times Mv = H \times dPv / E'$

Penetrometria di riferimento: CPT 1  
 Tipo di fondazione: PLATEA  
 Quota del piano di posa (m): -1  
 Dimensioni della fondazione Larghezza (m): 9,0 Lunghezza (m): 17,0  
 Carico sul terreno (kPa): 32

QUOTE DELLO STRATO (m)		SPESSORE (cm)	INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA	Rp (MPa)	E' (MPa)	dPv (kPa)	dS (cm)
-1	-1,5	50	TERRENO DI RIPORTO SABBIOSO-LIMOSO	3,3	8,29	32,00	0,193
-1,5	-3,1	160	ARGILLA E LIMO, LOCALMENTE SABBIOSI, ORG	0,4	1,57	31,68	3,219
-3,1	-3,9	80	LIMO ARGILLOSO/SABBIOSO	1,4	5,07	30,16	0,476
-3,9	-6,3	240	ARGILLA E LIMO ORGANICI	0,5	1,75	26,53	3,640
-6,3	-7,3	100	SABBIA E LIMO	3,5	8,85	22,09	0,250
-7,3	-8,3	100	LIMO SABBIOSO-ARGILLOSO LOCALMENTE OR	1,1	3,99	19,65	0,493
-8,3	-10,9	260	SABBIA E LIMO	4,5	11,21	15,84	0,367
-10,9	-11,5	60	ARGILLA LIMOSA LOC. ORGANICA	0,5	2,13	13,11	0,369
-11,5	-13,1	160	SABBIA E LIMO	4,6	11,46	11,55	0,161
-13,1	-15	190	SABBIA	11,7	29,21	9,53	0,062

**CEDIMENTO TOTALE PREVEDIBILE cm 9,2**

#### Simbologia

Rp : Resistenza alla punta (MPa)

E' : Modulo Edometrico (MPa)

dPv : Incremento di pressione verticale (kPa)

dS : Cedimento dello strato (cm)

### CALCOLO DEI CEDIMENTI

Schema Edometrico Monodimensionale  $dS = H \times dPv \times Mv = H \times dPv / E'$

Penetrometria di riferimento: CPT 2  
 Tipo di fondazione: PLATEA  
 Quota del piano di posa (m): -1  
 Dimensioni della fondazione Larghezza (m): 9,0 Lunghezza (m): 17,0  
 Carico sul terreno (kPa): 32

QUOTE DELLO STRATO (m)		SPESSORE (cm)	INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA	Rp (MPa)	E' (MPa)	dPv (kPa)	dS (cm)
-1	-1,1	10	TERRENO DI RIPORTO SABBIOSO-LIMOSO	5,6	13,93	32,00	0,023
-1,1	-1,9	80	LIMO E SABBIA	1,2	3,52	31,98	0,726
-1,9	-2,9	100	ARGILLA E LIMO, LOCALMENTE SABBIOSI, C	0,3	0,98	31,60	3,226
-2,9	-5,9	300	ARGILLA E LIMO ORGANICI	0,6	2,08	28,26	4,084
-5,9	-7,5	160	SABBIA E LIMO	2,7	6,81	22,35	0,525
-7,5	-8,3	80	LIMO ARGILLOSO/SABBIOSO	0,8	2,71	19,42	0,573
-8,3	-10,1	180	SABBIA E LIMO	3,9	9,72	16,61	0,308
-10,1	-10,7	60	ARGILLA E LIMO	1,6	6,40	14,40	0,135
-10,7	-11,9	120	SABBIA E LIMO	4,4	11,08	12,96	0,140
-11,9	-15	310	SABBIA	12,3	30,68	10,17	0,103

**CEDIMENTO TOTALE PREVEDIBILE      cm      9,8**

**Simbologia**

Rp : Resistenza alla punta (MPa)

E' : Modulo Edometrico (MPa)

dPv : Incremento di pressione verticale (kPa)

dS : Cedimento dello strato (cm)



### **Allegato 3**

Tabulato di calcolo di un micropalo trivellato

**CALCOLO PORTATA PALO**  
**Metodo di Terzaghi**

Verticale di riferimento: CPT1-2-3-4

Tipologia: Micropalo trivellato Phi 200/220 m

**CARATTERISTICHE DEL TERRENO**

N.	Prof. m.		Descrizione dello strato	$\phi$	Cu (kPa)	$\gamma_d$ (kN/mq)	$\gamma_s$ (kN/mq)
1	0	1,6	terreni di riporto	33	0,0	18,00	20,00
2	1,6	5,6	argilla e limo	0	22,0	17,50	18,00
3	5,6	12,6	sabbia e limo	31	0,0	18,00	20,00
4	12,6	22,1	sabbia, sabbia limosa	34	0,0	18,00	20,00
5	22,1	30	argilla limosa	0	85,0	19,00	19,50
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							

Falda a m -1,6 da quota inizio

**CARATTERISTICHE DEL PALO**

Lunghezza (m)	0	4,6	4,6	12
Diametro (m)	0,2	0,2	0,22	0,22

**FORMULE UTILIZZATE**

$Ql = \alpha \cdot Cu \cdot Al$  con  $\alpha = (1 + Cu^2) / (1 + 7Cu^2)$

in strato coesivo

$Ql = K \cdot p' \cdot \tan \delta \cdot Al$

in strato incoerente

$Qp = Ap(Cu \cdot Nc + p' \cdot Nq)$

in strato coesivo

$Qp = Ap \cdot p' \cdot Nq$

in strato incoerente

**CALCOLO DELLE PORTATE**

N.	Prof. concii		$p'$ (kPa)	$\phi$	Cu (kPa)	Al (m <sup>2</sup> )	K	$\delta$	$\alpha$	Ql (kN)
1	1,0	1,6	23,40	33	0	0,38	0,7	33	0	4,0
2	1,6	5,6	44,80	0	22	2,51	0,0	0	0,78	43,3
3	5,6	12,6	95,80	31	0	4,84	0,7	31	0,00	194,7
4	12,6	13,0	132,80	34	0	0,28	0,7	34	0,00	17,3
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										

$Ql,k = 167,3$

$\gamma_R (R3) 1,15$

$Ql,d = 145,5$  kN

La punta si appoggia in uno strato Incoerente

$Qp,k = 33,0$

$Nq = 10$

$\gamma_R (R3) 1,35$

$Qp,d = 24,5$  kN

**Approccio 2 - Combinazione A1 + M1 + R3**

$Qd = Ql,d + Qp,d - \text{Peso del palo} + \text{Volume palo imm.}$

$Qd = 163,4$  kN