



# COMUNE DI MARCON

Provincia di Venezia

## REALIZZAZIONE NUOVA PALESTRA SCOLASTICA PRESSO LA SCUOLA PRIMARIA "G. CARDUCCI" A GAGGIO



**Architettura e Ingegneria di Qualità**  
di Zigiotta & Associati

PARTITA IVA 03659770279

Studio AIQ di Zigiotta & Associati  
via Tommaseo, 31/a  
30035 Mirano  
Venezia

tel. 041.5770872  
web: [www.studioaiq.com](http://www.studioaiq.com)  
pec: [studioaiq@pec.it](mailto:studioaiq@pec.it)  
@mail: [studioaiq@gmail.com](mailto:studioaiq@gmail.com)

FASE DI PROGETTAZIONE:

**PROGETTO ESECUTIVO**

CONTENUTO:

**CARATTERIZZAZIONI TERRENI**

- GEOLOGICA
- GEOTECNICA
- AMBIENTALE

**GEO  
ST**

ARGOMENTO:

**OPERE STRUTTURALI**

PROGETTISTI

Ing. Francesco ZIGIOTTO

Arch. Nicola BARBIERO

COLLABORATORI

Ing. Piero Rigo - P.i. Francesco Baldan - T.i.e.e. Alessandro Bettin  
dott. arch. Piero Bigatello



Rev: 00

Data: Dicembre 2020



Committente:

**Comune di Marcon**

Piazza Municipio 20  
30020 Marcon (VE)



## COMUNE DI MARCON

**CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE RELATIVA AI  
“LAVORI DI REALIZZAZIONE NUOVA PALESTRA SCOLASTICA PRESSO LA  
SCUOLA PRIMARIA G. CARDUCCI A GAGGIO” – MARCON (VE).**

### RELAZIONE GEOLOGICA AI SENSI DEL D.M. 17 GENNAIO 2018

Data: 9 marzo 2020

Estensori: A. Frison, J. Perin



**GEODIS s.r.l.** - N. REA: VE – 345850 – Codice Fiscale e Partita IVA: 03871990275  
Azienda Certificata EN ISO 9001:2008 - Cert. n° IQ-0914-05  
Sede Legale: Spinea (VE) - via L. Negrelli, 17/i – 30038 Tel/Fax 041-481046  
[www.impresageodis.com](http://www.impresageodis.com) – email: [info@impresageodis.com](mailto:info@impresageodis.com) – PEC: [geodis@ticertifica.it](mailto:geodis@ticertifica.it)

## INDICE

INTRODUZIONE.....	2
PREMESSE.....	2
OBIETTIVI DELLO STUDIO.....	2
DATI IN INGRESSO UTILIZZATI .....	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA.....	3
INQUADRAMENTO GEOLOGICO - STRUTTURALE, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO DELL'AREA.....	5
INQUADRAMENTO GEOLOGICO- STRUTTURALE.....	5
<i>Fasi evolutive</i> .....	6
INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO.....	11
INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO .....	13
INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA .....	14
ANALISI DEI DATI E CONCLUSIONI .....	16
BIBLIOGRAFIA .....	17

## APPENDICE 1

SPETTRI SISMICI

## APPENDICE 2

ATLANTE FOTOGRAFICO



# INTRODUZIONE

## PREMESSE

Su incarico del Comune di Marcon (VE), GEODIS Srl ha eseguito un'indagine geologica in sito ed ha redatto la presente relazione geologica relativa ai "Lavori di realizzazione nuova palestra scolastica presso la scuola primaria G. Carducci a Gaggio (CIG: Z8B2BA00AD)" presso il sito in via E. Fermi, nel comune di Marcon (VE).

In questa relazione vengono definiti i lineamenti geologici e geomorfologici della zona, nonché gli eventuali processi morfologici e dissesti in atto o potenziali e la loro tendenza evolutiva, la successione litostratigrafica locale, i caratteri geostrutturali generali e l'andamento della circolazione idrica superficiale e sotterranea.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni viene demandata alla relazione specifica.

## OBIETTIVI DELLO STUDIO

L'obiettivo del presente studio è la caratterizzazione e la modellazione geologica preliminare dei terreni di fondazione, in ordine al progetto definito nelle premesse, nonché la definizione dell'inquadramento geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismico, del sito in esame e di un intorno sufficientemente ampio, al fine di inserire la struttura nel contesto geologico a scala comunale e di sito.

## DATI IN INGRESSO UTILIZZATI

Per quanto attiene al quadro conoscitivo iniziale disponibile, vengono di seguito riportati, in ordine cronologico di trasmissione, i dati tecnici utilizzati dalla scrivente:

- Prove penetrometriche statiche con punta meccanica (CPT);
- Riferimenti bibliografici e da letteratura scientifica.

## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I riferimenti legislativi utilizzati per la redazione della presente relazione geologica sono:

- D.M. 17 gennaio 2018.
- Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, 1977 Associazione Geotecnica Italiana.

## INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA

La zona interessata dal presente studio è situata in via E. Fermi in località Gaggio, nel comune di Marcon (VE). Le coordinate del sito (riferite al centroide del sito d'indagine) sono, nel sistema di riferimento UTM WGS 84:

- Fuso 33T 200200m E – 5047629 m N

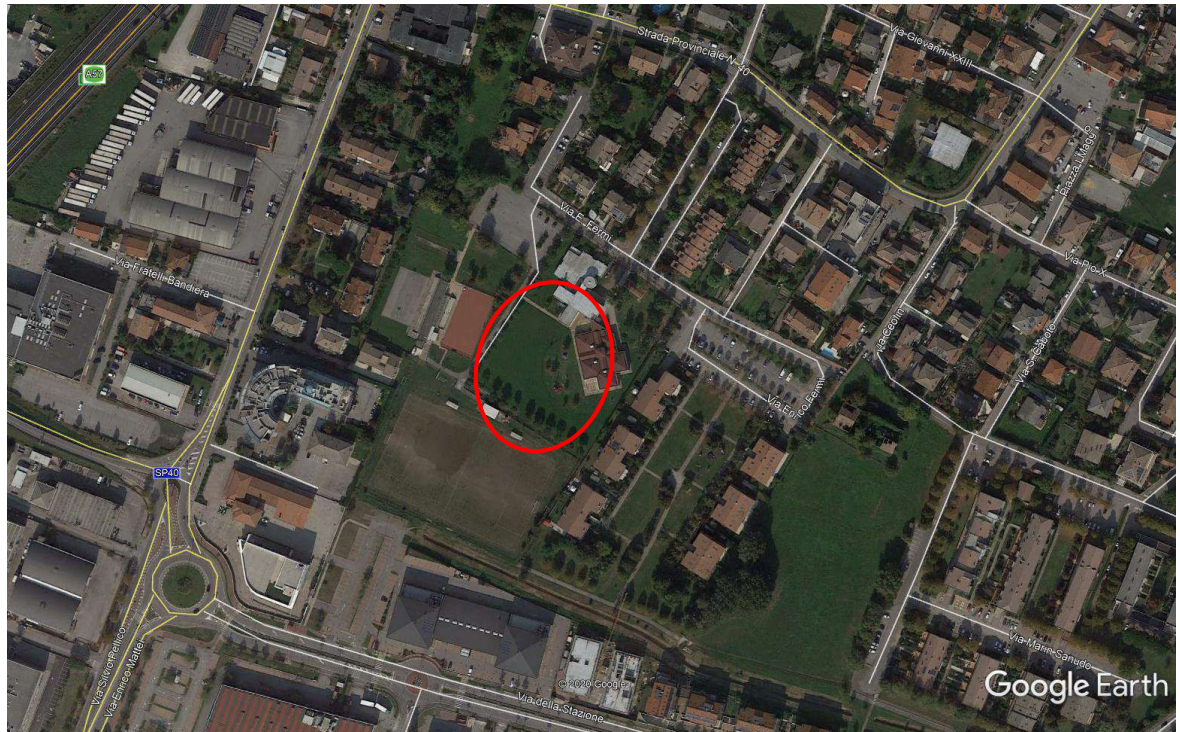


Figura 1 – Immagine satellitare dell'area di indagine.



Figura 2 – Stralcio della tavoletta IGM.

Dal punto di vista idraulico, il comune di Marcon ricade interamente nel comprensorio di bonifica del consorzio Dese Sile, oggi Acque Risorgive. Il comprensorio, caratterizzato da pendenza sia in direzione nord – sud che ovest – est, e bagnato dai fiumi Sile, Dese, Zero e Marzenego. Il comune di Marcon ricade nella fascia di territorio compresa fra il fiume Zero, che lo separa a nord est da Mogliano e Quarto d'Altino, ed il fiume Dese, che lo divide a sud dal territorio del comune di Venezia.

Per quanto concerne il reticolo idrografico, il corso d'acqua più prossimo al sito è rappresentato dallo Zero, un fiume di risorgiva. Nasce tra San Marco e Campigo, non lontano da Castelfranco Veneto. Scorre attraverso la bassa provincia di Treviso (anche se un breve tratto iniziale è sotto quella di Padova) procedendo grossomodo in direzione sud-est; entra infine nella provincia di Venezia a Quarto d'Altino e si getta nel Dese praticamente in corrispondenza della sua foce nella Laguna Veneta poco a sud-est della città romana di Altinum.

Tutta la zona comunale è caratterizzata da una fitta rete di canali di scolo ad uso irriguo che garantiscono un buon deflusso delle acque meteoriche. Nel dettaglio, il sito ricade secondo lo studio di compatibilità idraulica condotto per il PAT del comune in un'area con soggiacenza della falda compresa tra 0 e 2 m da p.c.

La direzione di deflusso prevalente delle acque nell'area è W-E.



# INQUADRAMENTO GEOLOGICO - STRUTTURALE, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO DELL'AREA

## INQUADRAMENTO GEOLOGICO- STRUTTURALE

Le deformazioni tettoniche che hanno caratterizzato l'evoluzione geologica del Veneto possono sintetizzarsi in tre macro fasi:

- Tettonica Paleozoica;
- Tettonica Mesozoica;
- Tettonica Alpina.

Gli effetti della *Tettonica Paleozoica* non sono facilmente riconoscibili ed i movimenti tettonici distensivi in quel periodo, singenetiche alle fasi di deposizione, hanno favorito l'instaurarsi di cicli magmatici. La *Tettonica Mesozoica* si manifesta, nell'area alpina, con movimenti tensionali tali da portare allo sviluppo del margine passivo africano di cui le Alpi Meridionali ed il Veneto facevano parte. L'intera regione viene frammentata da una serie di faglie listriche sinsedimentarie in grandi alti e bassi strutturali, allineati in senso NNE SSW, che sono andati a condizionare fortemente l'evoluzione tettonica alpina della regione. Tra il Giurassico ed il Cretaceo termina l'espansione della Tetide ed inizia la sua evoluzione compressionale, risultato della sovrapposizione di due principali fasi: la prima fase tettonica produce nel Veneto nord orientale sovrascorrimenti e pieghe vergenti a WSW che deformano intensamente la copertura sedimentaria permo cenozoica generando il fronte della Catena Dinarica; al secondo ciclo de formativo, di età neogenica, sono imputabili il sollevamento delle montagne venete ed una serie di sovrascorrimenti con vergenza a sud. La scarsa influenza delle deformazioni neogeniche nel settore sud occidentale della montagna veneta che, delimitato ad est dalla faglia Schio Vicenza, comprende i Monti Lessini, i Colli Berici e i Colli Euganei, trova riscontro nell'assenza di molassa ai piedi dei rilievi montuosi (Vorlicek, 2008).

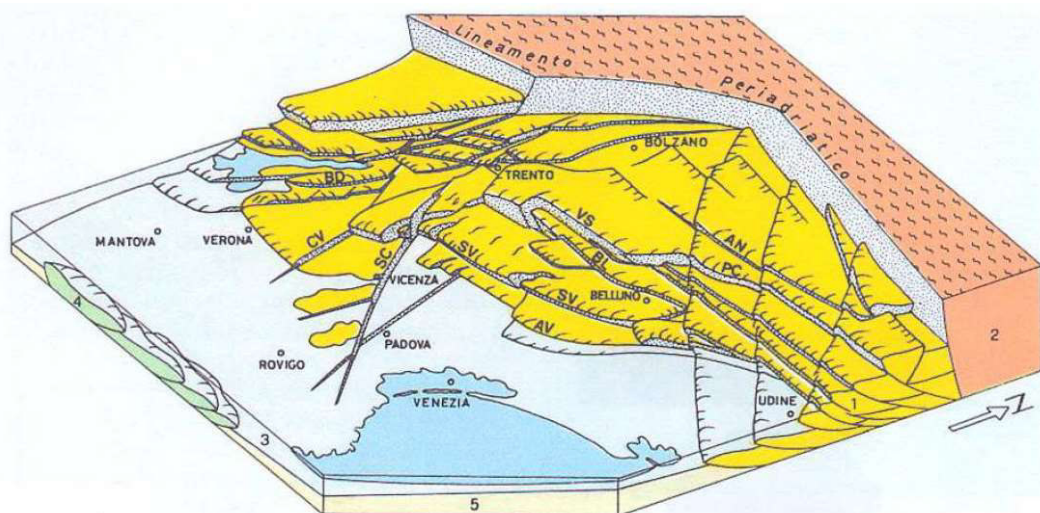


Figura 3 – Visione tridimensionale delle principali deformazioni Alpine: AN = Linea dell'Antelao; AV = Linea di Aviano; BD = Faglia del Monte Baldo; BL = Linea di Belluno; CV = Faglia di Castelvero; FP = Fronte della Catena Appenninica; PC = Linea di Pieve di Cadore; SC = Faglia Schio – Vicenza; SV = Sovrascorrimento Schio – Valdobbiadene ("Flessura pedemontana")

Dal punto di vista geologico la pianura veneta si estende da NE a SW tra il corso del fiume Tagliamento e quello del Po. Le caratteristiche delle unità geologiche descritte in questo lavoro sono intimamente legate agli elementi geomorfologici riconoscibili in superficie; sono il prodotto dei processi deposizionali ed erosivi attuatisi tra il Pleistocene finale e l'Attuale (Figura 4).

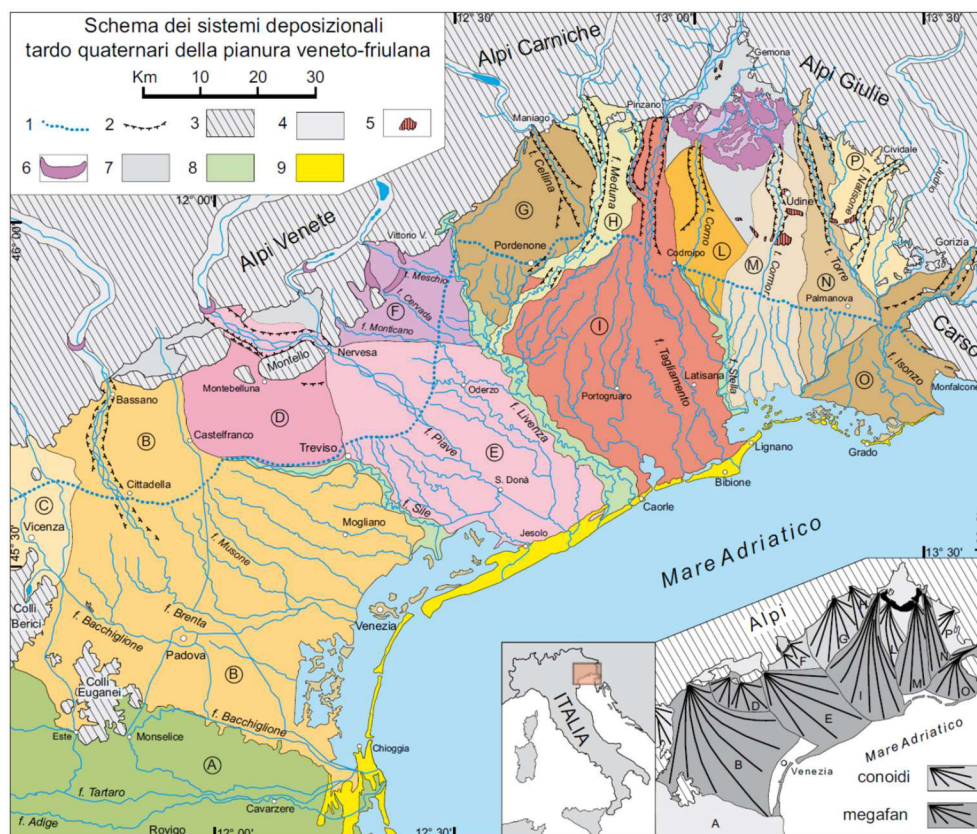


Figura 4 – Schema dei sistemi deposizionali tardo quaternari della pianura veneto-friulana (modificato da Fontana et al., 2008). Nel riquadro in basso a destra uno schizzo semplificato dei conoidi e megafan. Simboli: 1 ) limite superiore delle risorgive; 2 ) orlo di terrazzo fluviale; 3) aree montuose e collinari; 4) principali valli alpine; 5) terrazzi tettonici; 6) cordoni morenici; 7) depositi di interconoide e delle zone intermontane; 8) depositi dei principali fiumi di risorgiva; 9) sistemi costieri e deltizi. Lettere: (A) pianura dell'Adige, (B) megafan del Brenta, (C) conoide dell'Astico, (D) megafan di Montebelluna, (E) megafan di Nervesa, (F) conoide del Monticano-Cervada-Meschio, (G) conoide del Cellina, (H) conoide del Meduna, (I) megafan del Tagliamento, (L) conoide del Corno, (M) megafan del Cormor, (N) megafan del Torre, (O) megafan dell'Isonzo, (P) conoide del Natisone.

Al momento non sembra possibile definire uno schema cronostratigrafico applicabile a tutti i sistemi alluvionali della pianura veneto-friulana, ma si può comunque individuare un'importante fase morfogenetica comune, legata alle fasi finali dell'Ultimo Massimo Glaciale (LGM compreso tra 30.000 e 17.000 anni fa circa) quando, i ghiacciai alpini con le loro fronti arrivarono in pianura, segnando una delle più importanti fasi evolutive.

#### FASI EVOLUTIVE

Le fasi evolutive che vengono prese in considerazione sono 3 e di seguito vengono brevemente illustrate nelle loro caratteristiche principali.

##### PRE – LGM (>30.000 ANNI FA)

Il periodo Pre-LGM fu caratterizzato da un'iniziale fase di sedimentazione, dovuta a condizioni climatiche pleniglaciali, durante la quale i ghiacciai alpini fuoriuscirono dagli sbocchi vallivi; successivamente l'incremento del livello marino (di circa + 6 m slm, fase di high stand marino) consentì la formazione di sistemi lagunari e apparati deltizi. La fase si conclude con la transizione da condizioni climatiche mediamente più calde a mediamente più fredde caratterizzate da deposizione molto scarsa o quasi assente.

##### LGM (30.000 – 17.000 ANNI FA)

Il periodo dell'Ultimo Massimo Glaciale corrisponde all'ultima avanzata glaciale pleistocenica, durante la quale enormi ghiacciai occuparono le principali valli alpine e con le loro fronti giunsero in pianura depositando sedimenti per uno



spessore, in genere superiore, tra i 15 m e 30 m.; l'Adriatico, invece, durante l'acme glaciale si ritirò nella depressione esistente nella sua parte centrale, a oltre 400 km di distanza dalle attuali coste veneto-friulane, lasciando in condizioni di pianura continentale il precedente fondale marino.

Nella pianura veneto-friulana si poté così attuare l'aggradazione sedimentaria alimentata dai bacini montani glacializzati e, quindi, i sistemi alluvionali subirono un controllo "da monte": nella porzione prossimale, costituita da depositi ghiaiosi, i fiumi avevano una tipologia braided; nel settore distale, al di sotto del limite inferiore delle risorgive, le tracce fluviali sono tipicamente costituite da alvei con pochi canali o con canale singolo poco sinuoso (tipologie wandering). La bassa pianura è costituita, invece, da bassi dossi separati fra loro da estese piane di esondazione argilloso limose, indizi tipici di un sistema dominato dalle avulsioni; si possono ritrovare livelli torbosi e limosi organici di spessore pluricentrico, con continuità laterale che può raggiungere vari chilometri, a testimonianza di limitati momenti di stasi sedimentaria, in corrispondenza di bacini palustri. La fase di deglaciazione nelle aree alpine occupa l'ultima parte dell'LGM ed è caratterizzata dall'abbandono delle cerchie moreniche più esterne degli anfiteatri.

#### POST – LGM (ULTIMI 17.000 ANNI)

Il rapido miglioramento delle condizioni climatiche ed il conseguente ridimensionamento e ritiro dei ghiacciai nelle alte valli segna la fine dell'LGM e l'inizio del cosiddetto Tardoglaciale; l'evoluzione della bassa pianura, in questo periodo, viene controllata oltre che dai sistemi fluvio-glaciali e fluviali anche all'attività del mare, dei fiumi di risorgiva e dell'uomo.

Con l'inizio del Tardoglaciale i megafan (Brenta e Tagliamento) sono soggetti ad un'importante fase di terrazzamento; poco a valle della fascia delle risorgive, i fiumi alpini sono stati sempre caratterizzati da alvei a canale singolo e sinuosità variabile con una tendenza marcatamente erosiva e incisioni profonde tra 5 e 25 m rispetto al top della superficie LGM.

In tutta la pianura veneto-friulana i dati cronostratigrafici riguardanti il Tardoglaciale e l'Olocene iniziale mancano quasi completamente; una delle ipotesi più verosimili può essere trovata nella mancanza di deposizioni alluvionali sulla superficie dei megafan indotta dal confinamento dell'attività fluviale entro i canali incisi, che portarono alla trasformazione di ampi settori di megafan in superfici abbandonate dove poterono così svilupparsi suoli ben formati.

L'azione della copertura forestale, l'effetto di alcune fasi pedo-climatiche e la presenza della falda freatica in prossimità della superficie hanno contribuito ad evoluzione pedogenetica differenziata: le zone di argine più rilevate e ben drenate, sono, in genere, caratterizzate da una pedogenesi avanzata, con fenomeni di rubefazione che hanno sviluppato colori marrone giallastri (10YR 6-5/3); allontanandosi dall'argine, le zone di basso con sedimenti via via più limosi e con presenza della falda superficiale hanno orizzonti con sviluppo di concrezioni carbonatiche. Quest'ultimo tipo di suoli è tipico della pianura LGM ancora affiorante e, quando sepolta, è facilmente riconoscibile anche in profondità grazie alle sue proprietà; sono orizzonti sovra consolidati e vengono definiti con il termine "caranto".

A partire da 15.000 anni BP, lo scioglimento della calotta artica e degli Inlandsis Nord Europeo e Nord Americano causò un rapido innalzamento marino al ritmo medio di 15-10 mm/anno (Correggiari et al., 1996; Lambeck et al., 2004); il successivo sollevamento del mare è da attribuirsi in buona parte alle deformazioni tettoniche, alla subsidenza locale, agli aggiustamenti isostatici, alle fluttuazioni climatiche oloceniche e alla quantità di apporti sedimentari fluviali. Nelle aree che avevano subito la trasgressione in modo passivo, l'odierna posizione del mare è generalmente la più interna raggiunta nel postglaciale; nelle aree in cui sono sfociati i corsi alpini durante l'Olocene caratterizzati da ciclo trasgressivo- regressivo si sono formati specchi di mare e lagune, ad esempio nell'area veneziana e friulana, la prima formazione delle lagune sembra essere documentata a circa 7500- 6000 anni fa, in corrispondenza della massima ingressione marina.

Attorno a 7500 anni fa comincia ad avere un certo effetto sull'ambiente la presenza dell'uomo che andò via via intensificandosi e lasciando tracce ben riconoscibili anche sulle morfologie superficiali. Tra il Tardoantico e il Medioevo

gli interventi sono stati limitati, mentre hanno subito una decisa crescita d'importanza a partire dal XV secolo con la decisione della Repubblica di Venezia di modificare l'idrografia per favorire lo sfruttamento del territorio.

Per la ricostruzione del modello geologico del sito di via E. Fermi, a Marcon (VE) è stata utilizzata la classificazione delle formazioni presentata nel recente studio *Le unità geologiche della provincia di Venezia* (Bondesan A. et alii, 2008). In tale studio, innanzitutto, le varie unità geologiche vengono classificate in base al sistema deposizionale che le ha generate. Quindi per ciascun sistema vengono individuate le varie unità geologiche in base alle loro caratteristiche litologiche e deposizionali. A questo punto, partendo dalle descrizioni generali contenute nella pubblicazione ed utilizzando i dati litologici raccolti grazie alle indagini eseguite in sito, è stato possibile individuare le unità presenti nell'area oggetto dell'indagine, ricostruendo così il modello geologico del sito. Il sito in esame si trova nella porzione di pianura veneta che appartiene al *Sistema alluvionale del Brenta*. Le unità geologiche che appartengono a questi sistemi deposizionali sono riportate nelle tabelle che seguono.

MES	Unità di Mestre	Pleistocene sup.
<p>Sono depositi alluvionali costituiti prevalentemente da sabbie, limi e argille, queste ultime contenenti limo: in superficie, le sabbie medio-fini (facies di canale) sono concentrate in corrispondenza dei dossi e raggiungono spessori massimi di 2 – 4 m; in profondità, i corpi di canale possono essere amalgamati tra loro e produrre sequenze sabbiose spesse fino a 10 – 20 m; lateralmente i depositi limosi e argilloso-limosi di esondazione contengono comuni lenti di torba con spessori al massimo di pochi decimetri e continuità laterale fino a qualche chilometro. Al tetto della serie è presente un orizzonte pedogenizzato noto come caranto.</p> <p>L'Unità di Mestre ricade nel settore distale delle porzioni pleistoceniche del megafan del Brenta; ha spessori complessivi di circa 20 – 25 m.; ed è eteropica con l'Unità di Meolo (megafan del Piave) e con il coevo sistema alluvionale dell'Adige.</p> <p>È ricoperta dalle unità di Dolo e Camponogara a sud e dalle unità di Portegradi e di Montiron a nordest.; oltre la conterminazione lagunare continua al di sotto dei depositi lagunari e dei riporti antropici; mentre si ritrova sotto l'Unità Litorale Indifferenziata, a profondità comprese tra -8 m e -20 m.</p>		

Tabella 1 – Unità di Mestre presente nel sito d'interesse (*Le unità geologiche della provincia di Venezia* (Bondesan A. et alii, 2008).

Caranto
<p>Alla luce degli studi sinora effettuati, si può affermare che il "caranto" lagunare è un suolo sepolto (un "paleosuolo"), caratterizzato da tessiture limoso – argillose e orizzonti calcici e a gley. La sua tipica sovraconsolidazione è da imputarsi alla pedogenesi.</p> <p>Il "caranto" ha caratteristiche del tutto analoghe a quelle dei suoli calcici presenti nella bassa pianura pleistocenica del Brenta, di cui costituisce la porzione ricoperta dai depositi lagunari. Il materiale parentale è, in ambedue i casi, dato dai depositi fini di esondazione del tratto distale del megafan di Bassano. La pendenza del tetto del "caranto", con immersione complessiva verso SE, ha pendenze comprese mediamente tra 0,5 e 0,7‰, comparabili con quelle della pianura pleistocenica affiorante al margine della laguna. I tempi disponibili per la formazione del "caranto" vanno dalla disattivazione del sistema fluviale, presumibilmente avvenuta tra 14.500 e 10.000 a 14C BP, e l'arrivo dell'ingressione marina. Quest'ultima avvenne precocemente (6000 – 5000 a 14C BP) nei settori litoranei, e solo successivamente in quelli più interni; anche le zone dell'alto morfologico pleistocenico, segnalato nel sottosuolo del Lido, potrebbero essere state raggiunte tardivamente dalla trasgressione rispetto alle aree depresse circostanti. Il "caranto" è dunque un marker stratigrafico del limite Pleistocene / Olocene, ma la lacuna sedimentaria che rappresenta copre ambiti temporali diversi a seconda delle località considerate.</p> <p>Le interruzioni nell'estensione delle aree a "caranto" sono interpretabili in termini di variazioni delle caratteristiche geopedologiche del substrato alluvionale pleistocenico, su cui si è sviluppata la medesima fase pedogenetica. Non è necessario ipotizzare episodi di incassamento del reticolo fluviale e conseguente erosione localizzata del "caranto" per spiegare la sua discontinua distribuzione areale.</p> <p>In ultimo, si ricorda che il vocabolo "caranto" non è di estrazione scientifica, e il suo utilizzo non si limita all'area lagunare. Infatti, si tratta di un termine tradizionale che, nelle campagne venete, indica suoli agrari di difficile arabilità, solitamente a causa di noduli e croste carbonatiche.</p>

Tabella 2 – Unità presente nel sito d'interesse (*Le unità geologiche della provincia di Venezia* (Bondesan A. et alii, 2008).

Nelle figure 5a, 5b e 5c (di seguito) ben si nota l'alternanza di livelli sabbiosi, limi sabbiosi ed argillosi o sabbie limose e di livelli argillosi e limosi. Questo assetto è tipico di quella fascia della Pianura Padana definita come bassa pianura di cui il sito oggetto d'indagine fa parte.

Come già detto in precedenza questa fascia di pianura si è formata in seguito ad eventi alluvionali, posteriori all'arretramento dei ghiacciai, che risalgono al periodo tardiglaciale (Pleistocene). I principali fiumi che ne hanno contribuito alla formazione sono l'Adige, il Tagliamento e in particolare il Brenta e il Piave per quanto concerne il territorio d'indagine.

Per capire la natura dell'alternanza di tipi di materiali differenti che caratterizzano il sito in esame, è possibile fare riferimento alla genesi della fascia di bassa pianura, costituita principalmente da depositi periglaciali e fluvioglaciali caratterizzati da granulometria medio-fine (sabbie e limi) a cui si intersecano sedimenti molto più fini (limi argillosi ed argille).

La parte più superficiale è invece caratterizzata da depositi che sono il risultato di processi di sedimentazione fluviale (soprattutto nel periodo post-glaciale olocenico in cui i fiumi assunsero un'importante capacità di trasporto e quindi deposizionale), che hanno portato alla deposizione di materiali a granulometria fine con una notevole variabilità laterale di facies. Da ciò risulta che i depositi che caratterizzano la bassa pianura appartenenti ai diversi sistemi fluviali che la caratterizzano (quali che siano depositi fini di piana di esondazione o riempimenti di barra di meandro) non sono sufficientemente delineabili e distinguibili da permettere di creare delle unità di pertinenza relative ad ogni singolo corso d'acqua o riconducibili a formazioni geologiche differenziate o di facies specifiche.

Nella loro complessa eterogeneità, tali depositi si possono definire come un ripetersi omogeneo dell'alternanza di limi, sabbie ed argille compenstrate o alternate in strati differenziati, a seconda delle particolari condizioni paleo ambientali di deposizione.

La divagazione delle aste fluviali dei principali corsi d'acqua presenti nella zona ha sovrapposto, nel tempo e nella sequenza stratigrafica, ambienti caratterizzati da differente energia di trasporto e deposizione.

Alle zone dove l'alto livello di energia dei fiumi (all'interno dell'alveo, o nelle parti di meandro all'esterno dell'ansa del meandro stesso) ha permesso la deposizione di materiali prevalentemente sabbiosi, si contrappongono zone a più bassa energia di trasporto e deposizione (all'interno delle anse dei meandri, o nelle piane di esondazione dei sistemi fluviali), si sono depositati i sedimenti più fini a granulometria limosa e limo argillosa. Nelle zone a energia quasi nulla, in condizioni di acque praticamente stagnanti, alla deposizione di sedimenti argillosi si sono, a volte, affiancate condizioni riducenti con l'accumulo di sostanza vegetale che ha generato livelli lenticolari di torba.

Da questo scenario di facies estremamente variabile, ne è derivata una deposizione che ha dato luogo ad una stratificazione molto eterogenea ed eteropica anche in senso orizzontale con conformazione degli strati di tipo lenticolare o comunque con strati sub orizzontali che presentano marcate variazioni orizzontali di spessore (PATI del Monselicense, 2008).

0,00	Argille sabbiose e limose
80,0	
80,0	
160,0	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
220,0	Sabbie
340,0	Argille sabbiose e limose
620,0	Sabbie
760,0	Argilla inorganica di media consistenza
1060,0	Sabbie
1100,0	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
1140,0	Sabbie
1200,0	Argille sabbiose e limose
1300,0	Sabbie
1420,0	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
1500,0	Sabbie

CPT1 (15,00 m)

0,00	Argille organiche e terreni misti
60,0	
100,0	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
160,0	Sabbie
260,0	Argilla inorganica di media consistenza
400,0	Sabbie
640,0	Argilla inorganica di media consistenza
800,0	Sabbie
1060,0	Argille sabbiose e limose
1180,0	
1240,0	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
1380,0	Argilla inorganica compatta
1420,0	Sabbie
1500,0	

CPT2 (15,00 m)

0,00	Argilla inorganica di media consistenza
120,0	
170,0	Sabbie
200,0	Sabbie Sciolte
260,0	Argilla inorganica di media consistenza
340,0	Sabbie
600,0	Argille sabbiose e limose
660,0	Sabbie
700,0	Argilla inorganica di media consistenza
760,0	Sabbie
1020,0	Argilla inorganica di media consistenza
1160,0	Sabbie
1220,0	Argille sabbiose e limose
1340,0	Sabbie
1500,0	

CPT3 (15,00 m)



## INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

L'area interessata dalle indagini è posta nella pianura compresa tra Sile e Naviglio Brenta; ricade nelle propagini distali del sistema deposizionale Tardo-Pleistocenico del Brenta, che si allunga verso sud-est dallo sbocco in pianura della valle del Brenta (Valsugana), presso Bassano del Grappa, fino all'area perilagunare veneziana (Bondesan A. Meneghel M., 2004).

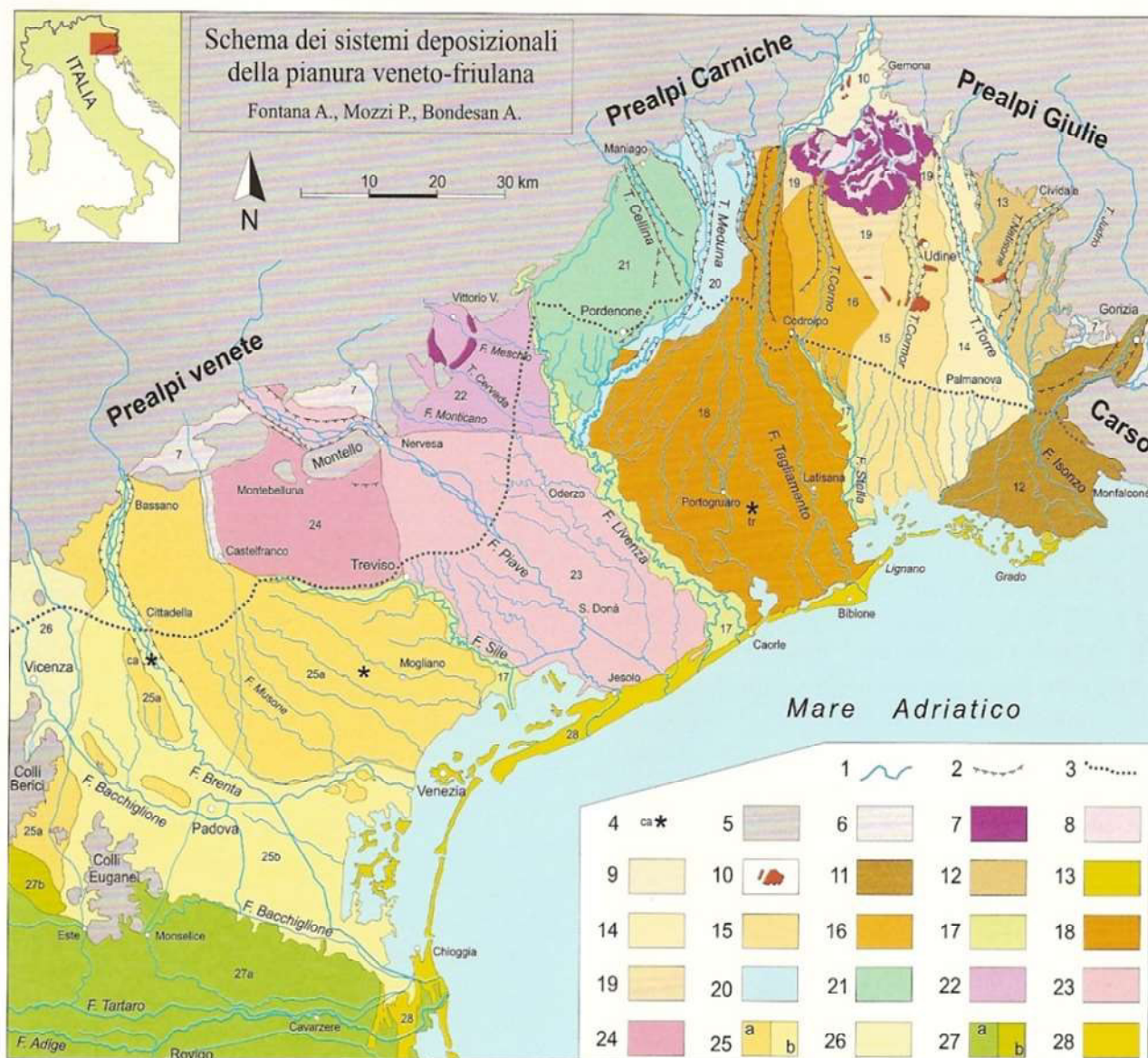


Figura 6a – Schema dei sistemi deposizionali della pianura veneto-friulana: 1- idrografia; 2- orlo delle principali scarpate fluviali; 3 limite superiore delle risorgive; 4- ubicazione delle sezioni stratigrafiche; 5- Prealpi, Colli Euganei, Berici; 6- aree alluvionali dei corsi d'acqua prealpini; 7- 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, 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; 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 (Fontana A., Mozzi P., Bondesan A.)



Durante l'Olocene gli unici sistemi fluviali attivi sono stati quelli dei corsi d'acqua di risorgiva. Come sistema principale viene considerato quello del Sile, in realtà, all'estremità orientale del settore in analisi, tra il Dese e lo Zero, erano presenti fino a qualche decennio fa delle aree paludose (COMEL, 1968), e ci sono evidenze, basate su recenti rilevamenti pedologici (GIANDON *et alii*, 2001; ARPAV OSSERVATORIO REGIONALE SUOLO, in corso di pubblicazione), che le esondazioni di questi due corsi d'acqua hanno interessato tratti limitati di pianura ubicati in prossimità del margine lagunare.

Le forme che caratterizzano maggiormente questo territorio sono i dossi fluviali e i paleoalvei con direzione di propagazione verso il margine interno della laguna (Bondesan A. Meneghel M., 2004).

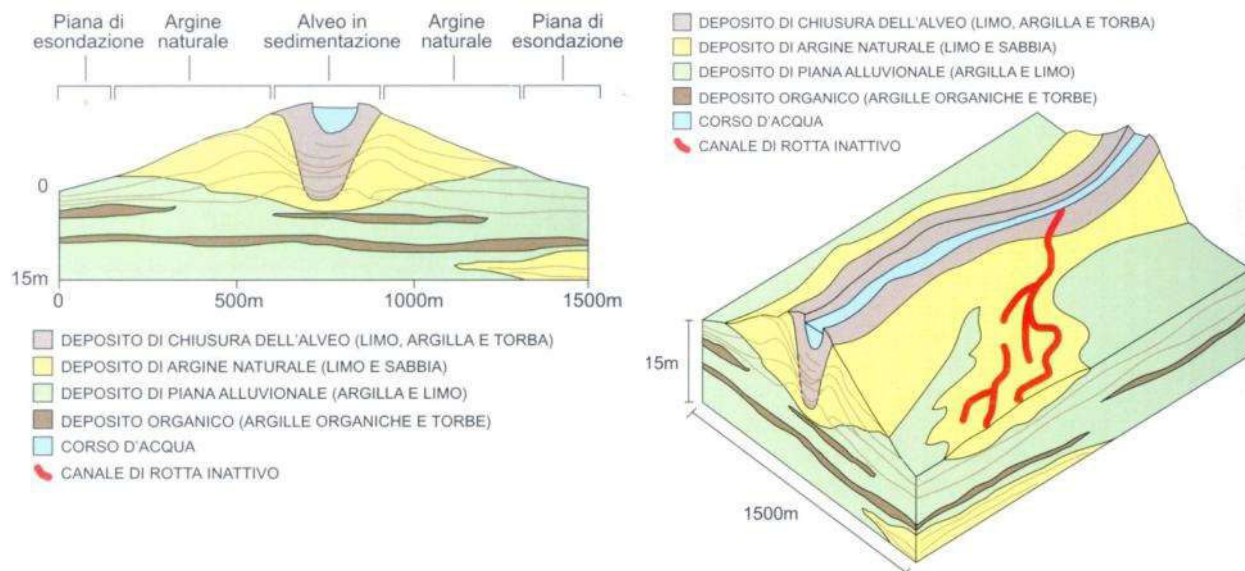


Figura 6b – Sezione trasversale di dosso fluviale (Peretto, 1992)

I dossi, formati dalle divagazioni tardo-pleistoceniche del Brenta, sono strutture piuttosto ampie, con larghezze mediamente comprese tra 500 e 1000 m, e altezze, rispetto alla pianura circostante, normalmente inferiori a 2 m (Figura 6c). Mostrano un andamento generale NO–SE, che tende a divenire ovest–est sia nei due dossi di Marcon (che caratterizza l'area in esame) e di Favaro, posti alle estreme propaggini distali nel settore settentrionale, sia nel dosso di Scaltenigo al margine meridionale. In senso longitudinale si sviluppano su distanze diverse, da un minimo di 1–1,5 km dei dossi di Crea e di Mestre est, fino ai circa 10 km dei dossi di Marcon e di Spinea.

Come già accennato, nell'area in esame è presente un dosso poco pronunciato (dosso di Marcon), a sedimenti prevalentemente sabbiosi, su cui sorge parte dell'abitato di Marcon, con andamento complessivo O-E e una lunghezza complessiva del dosso di circa 10 km. Il sito sorge su questo dosso che è costituito prevalentemente da limi sabbiosi e sabbie limose interessando la parte più superficiale dell'attuale piano campagna.

Le tracce di paleoidrografia che solcano delle porzioni della piana di interdosso sono tracce larghe 10-30 m, a sinuosità da media a alta e localmente meandriciformi. Esse sono riferibili alle migrazioni laterali dei meandri dei piccoli corsi d'acqua che durante l'Olocene, fino all'età attuale, hanno solcato la pianura. Questo reticolo idrografico minore è costituito principalmente dai fiumi di risorgiva. Stante il regime costante e il minimo trasporto solido che li contraddistingue, essi mostrano una debole attività morfosedimentaria, che può essere considerata limitata nell'ambito dell'ampiezza dei meandri. Portando ad esempio lo Zero, dove sono evidenti i paleo-meandri tagliati dalle moderne rettificazioni dell'alveo, questo ambito è quantificabile in una fascia di 200–300 m rispetto all'asse rappresentato dal fiume attuale.



Figura 6c – Le principali direttrici di deflusso tardo-pleistoceniche del Brenta, nell'area compresa tra Sile e Naviglio Brenta

Nell'area in esame non ci sono evidenze di attività morfogenetiche potenzialmente pericolose per l'uomo, se non la possibilità di esondazione da parte delle acque dei canali individuati nell'inquadramento geografico.

## INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'area indagata è caratterizzata da un sistema di acquiferi multifalda, che a livello locale non sembrano essere tra loro connessi.

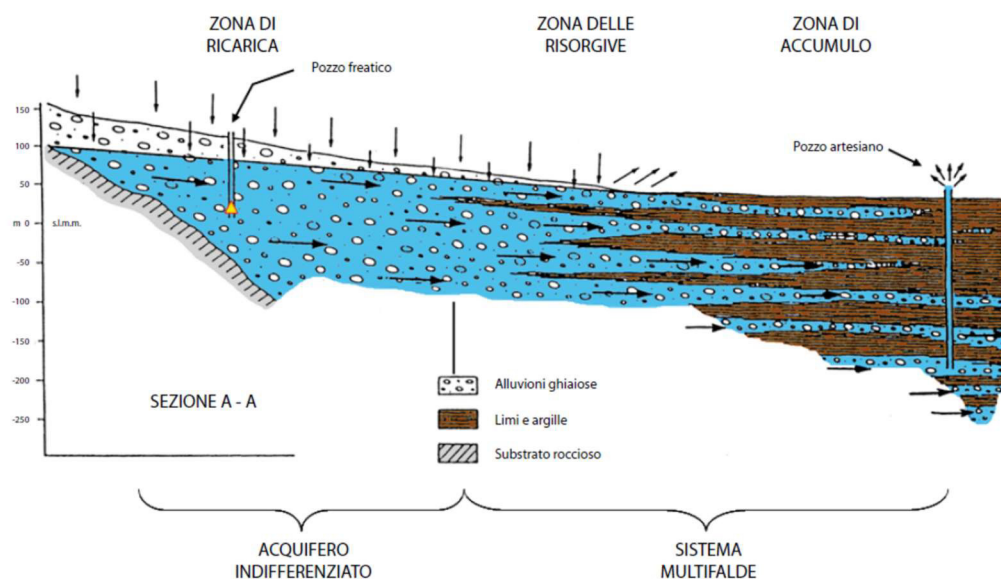


Figura 7 – Schema idrogeologico dell'alta e media pianura veneta.

Il sottosuolo dell'area in oggetto si inserisce nel sistema multifalda della bassa pianura veneta (Figura 7), con un'alternanza, talvolta spiccata di livelli permeabili e impermeabili. Si vengono perciò a formare acquiferi liberi, semiconfinati e acquiferi in pressione. In via generale si avrà una modesta falda freatica, a bassa profondità al di sotto del piano campagna. Tale falda è ricaricata prevalentemente da acque meteoriche e indirettamente dagli apporti dei corsi d'acqua. Le falde sottostanti sono per lo più in pressione, alloggiate nei materiali più permeabili (sabbie), separate da letti di materiali argillosi praticamente impermeabili.

Sulla base di tale quadro, nel territorio di Marcon la prima falda che si rinviene ha superficie piezometrica posta a debole profondità, ossia a 1,0-2,0 m da piano campagna; la superficie piezometrica risulta essere di tipo freatico (in equilibrio con la pressione atmosferica).

Le falde profonde, in pressione risaliente e/o artesiane, sono state censite e caratterizzate nell'indagine idrogeologica del territorio provinciale di Venezia" condotta da Dal Prà et alii (2000). L'alimentazione di queste falde confinate avviene nell'alta pianura veneto-friulana, a nord della fascia delle risorgive, ove l'acquifero risulta indifferenziato.

Per un maggior dettaglio sulla ricostruzione stratigrafica e quindi sull'individuazione delle esatte profondità dei vari orizzonti sabbiosi sarebbe opportuno eseguire un carotaggio continuo con installazione di un piezometro, utilizzabile quest'ultimo anche per valutare l'oscillazione del livello di falda stagionale.

## INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA

Il territorio di Marcon (VE), secondo l'O.P.C.M. n. 3274 del 23.03.2003 risulta classificato in zona sismica 3 (Fig. 8).

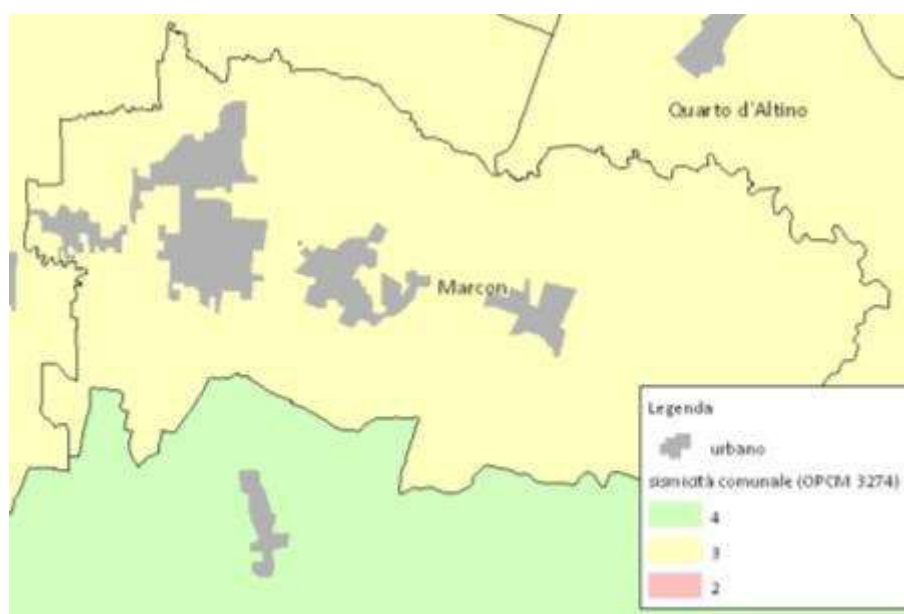


Figura 8 – valori di pericolosità sismica del territorio nazionale

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) D.M. 14.01.2008 introducono il concetto di pericolosità sismica di base in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. La "pericolosità sismica di base", nel seguito chiamata semplicemente pericolosità sismica, costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche da applicare alle costruzioni. Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV, <http://esse1.mi.ingv.it/>).

Le NTC introducono il concetto di nodo di riferimento di un reticolo composto da 10751 punti in cui è stato suddiviso l'intero territorio italiano. Le stesse NTC forniscono, per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $T_r$  considerati dalla pericolosità sismica, tre parametri:

- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima del terreno (espressa in  $g/10$ );
- $F_o$  = 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.

Da un punto di vista normativo, pertanto, la pericolosità sismica di un sito non è sintetizzata più dall'unico parametro ( $a_g$ ), ma dipende dalla posizione rispetto ai nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame (Tabella A1 delle NTC), dalla Vita Nominale e dalla Classe d'Uso dell'opera. I punti del reticolo di riferimento riportati nella Tabella A1 delle NTC hanno un passo di circa 10 km e sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine.

La rappresentazione grafica dello studio di pericolosità sismica di base dell'INGV, da cui è stata tratta la Tabella A1 delle NTC, è caratterizzata da una mappa di pericolosità Sismica del Territorio Nazionale, espressa in termini di accelerazione massima del suolo rigido (in g) in funzione della probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento considerato.

In allegato alla relazione geologica, per i vari stati limite, sono indicati i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ , calcolati con il software NTCISMA.

Le condizioni del sito di riferimento rigido in generale non corrispondono a quelle effettive. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Di seguito riportiamo la tabella riportante i valori dei parametri suddetti.

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,031	2,548	0,213
50	0,038	2,576	0,253
72	0,044	2,552	0,279
101	0,051	2,523	0,298
140	0,058	2,560	0,311
201	0,067	2,581	0,321
475	0,094	2,573	0,353
975	0,121	2,591	0,378
2475	0,167	2,605	0,398

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0,036	2,570	0,244
SLD	75	0,044	2,548	0,281
SLV	712	0,108	2,583	0,367
SLC	1462	0,139	2,597	0,387

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

In appendice 1 sono riportati gli spettri completi.



## ANALISI DEI DATI E CONCLUSIONI

Su incarico del Comune di Marcon (VE), GEODIS Srl ha eseguito un'indagine geologica in sito ed ha redatto la presente relazione geologica relativa ai "Lavori di realizzazione nuova palestra scolastica presso la scuola primaria G. Carducci a Gaggio (CIG: Z8B2BA00AD)" presso il sito in via E. Fermi, nel comune di Marcon (VE).

L'area oggetto di questo studio si colloca all'interno della bassa pianura veneta, nel settore centro orientale della provincia di Venezia, ovvero, una porzione di pianura caratterizzata da morfologie blandamente ondulate, senza concavità o convessità di rilievo e costituita prevalentemente da limi argillosi e sabbiosi e sabbie limose. La monotonia delle forme in questi ampi areali si associa, dunque, a una notevole omogeneità tessiturale dei sedimenti superficiali.

L'area, dal punto di vista geomorfologico, non presenta evidenti problematiche, se non la presenza di possibili eterogeneità laterali dal punto di vista litologico dovute alla tipologia di agenti morfogenetici e deposizionali. Le ridotte pendenze del piano campagna, e la lontananza da argini di considerevoli dimensioni, escludono la presenza di eventuali fenomeni di dissesto.

La collocazione del sito nella bassa pianura implica la presenza della falda freatica a debole profondità dal piano campagna. La fattibilità di scavi e la realizzazione di interrati dovrà essere valutata con attenzione: in tale situazione sarà pertanto necessario svolgere specifiche indagini idrogeologiche che considerino tutte le possibili interazioni tra falda e struttura.

Dal punto di vista stratigrafico locale, a partire dal piano campagna, dopo un primo strato di terreno vegetato, è stata riscontrata un'alternanza di livelli sabbiosi e sabbioso limosi permeabili con orizzonti argilloso limosi impermeabili. Gli strati sabbiosi contengono falde, che, in profondità, possono essere in pressione, collegate verso monte con il grande acquifero freatico dell'Alta pianura.

Dr. Geol. Julien Perin





## BIBLIOGRAFIA

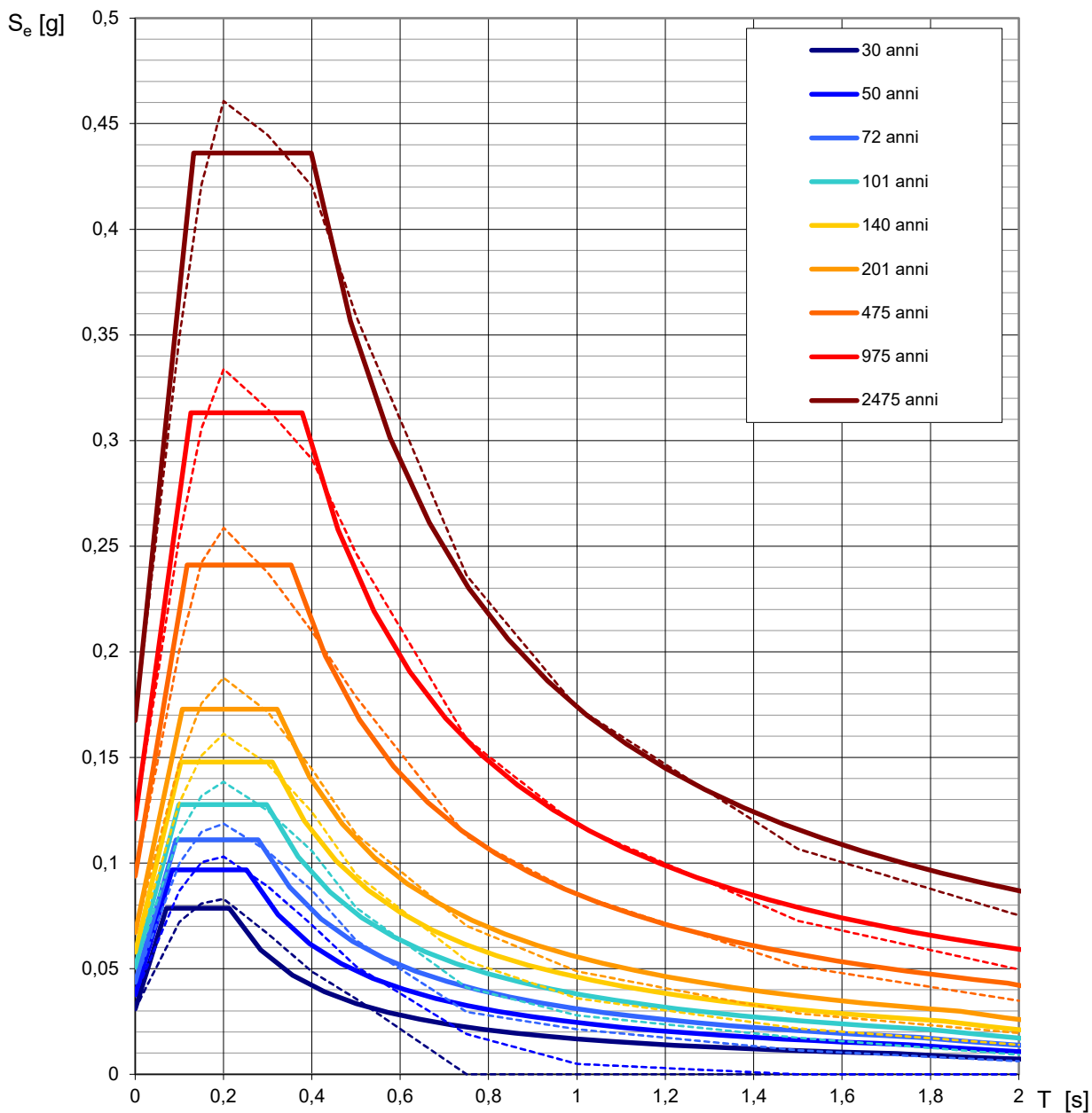
- Bondesan A., Caniato G., Vallerani F., Zanetti Michele, *Il Piave* – Cierre Edizioni, Verona, 1998
- Bondesan A., Caniato G., Vallerani F., Zanetti Michele – *Il Sile* – Cierre Edizioni, Sommacampagna (VR), 2004
- Bondesan A., Meneghel M., *Geomorfologia della Provincia di Venezia*, Esedra Ed., 2004
- Bosellini A., Mutti E., Ricci Lucchi F., *Rocce e successioni sedimentarie*. Ed. UTET, 1997
- Cancelli A., *Metodi di indagine per lo studio dei movimenti franosi nei terreni*, XIV Convegno Nazionale di Geotecnica, Firenze, 1980,2, pp. 229-238
- Castellarin A et alii, *The TRANSALP seismic profile and the CROP 1A sub-project*, Mem. Descr. Carta Geol. d'It.LXII (2003), pp. 107-126 6 figg.
- Castiglioni G.B., *Geomorfologia*, Ed. UTET, 1991
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale*, Allegato al voto n.36 del 27.07.2007
- Dal Prà A., Fabbri P., Bortoletto C., *Il sistema idrogeologico artesiano ed il suo sfruttamento nell'area tra Treviso ed il Fiume Piave (Media pianura veneta)* – Società cooperativa tipografica, Padova, 1992
- Dal Prà A., Fabbri P., Bellenghi G., *Esempi di sfruttamento delle falde artesiane nella media pianura veneta in aree non servite da acquedotti pubblici* – Società cooperativa tipografica, Padova, 1989
- Monaco S.G., *Liquefazione dei terreni in condizioni sismiche*. Ed. EPC libri, 2008
- Vorliceck A., *P.A.T.I Monselicense – Relazione geologica*. Inedita, 2008.
- Panizza M., *Geomorfologia*. Ed. Pitagora, 2002
- Perin J. – *Studio idrogeologico dei fontanili della pianura vicentina tra i fiumi Astico e Brenta*, Tesi di Laurea, 2002
- Tulipano L., Sappa G., *Lezioni di idrogeologia applicata*, 2008
- Veronese L., Garbari, T., *Esperienze di misura Vs30 con la tecnica RefractionMicrotremor (ReMi)*, Atti del Convegno, 2004

## APPENDICE 1



**GEODIS s.r.l.** - N. REA: VE – 345850 – Codice Fiscale e Partita IVA: 03871990275  
Azienda Certificata EN ISO 9001:2008 - Cert. n° IQ-0914-05  
Spinea (VE) – via L. Negrelli, 17/I – 30038 Tel/Fax 041-481046  
[www.geodisimpresa.com](http://www.geodisimpresa.com) – email: [info@impresageodis.com](mailto:info@impresageodis.com) – PEC: [geodis@ticertifica.it](mailto:geodis@ticertifica.it)

## Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno $T_R$ di riferimento

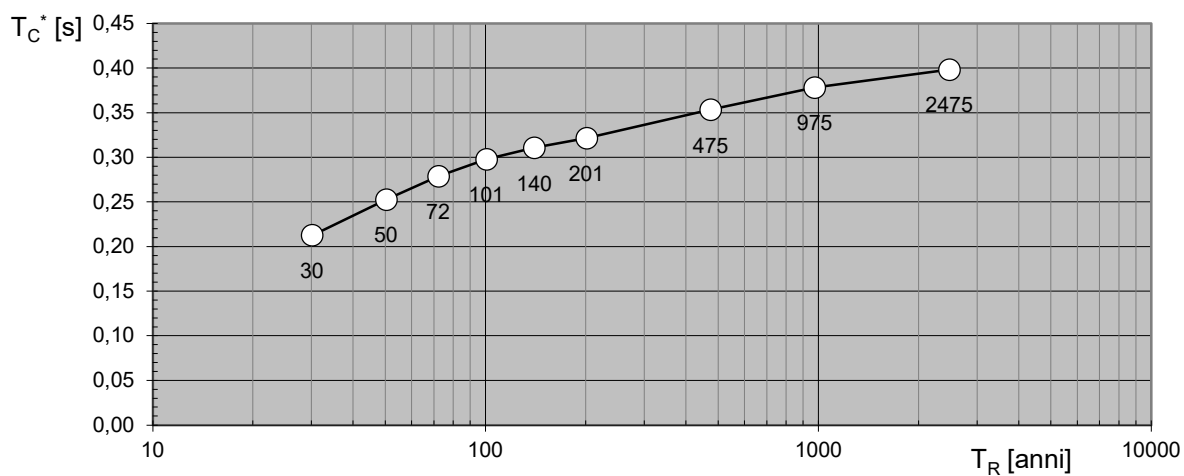
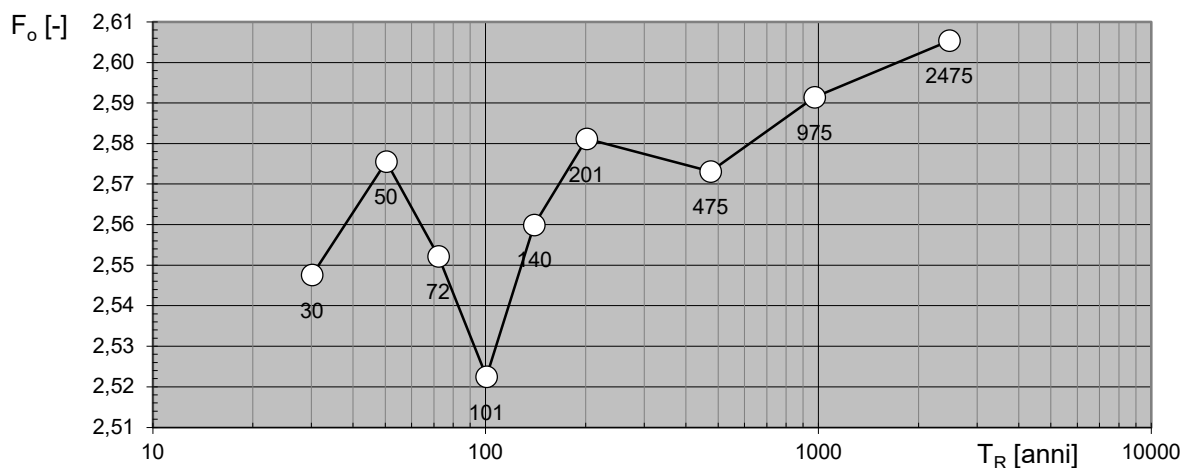
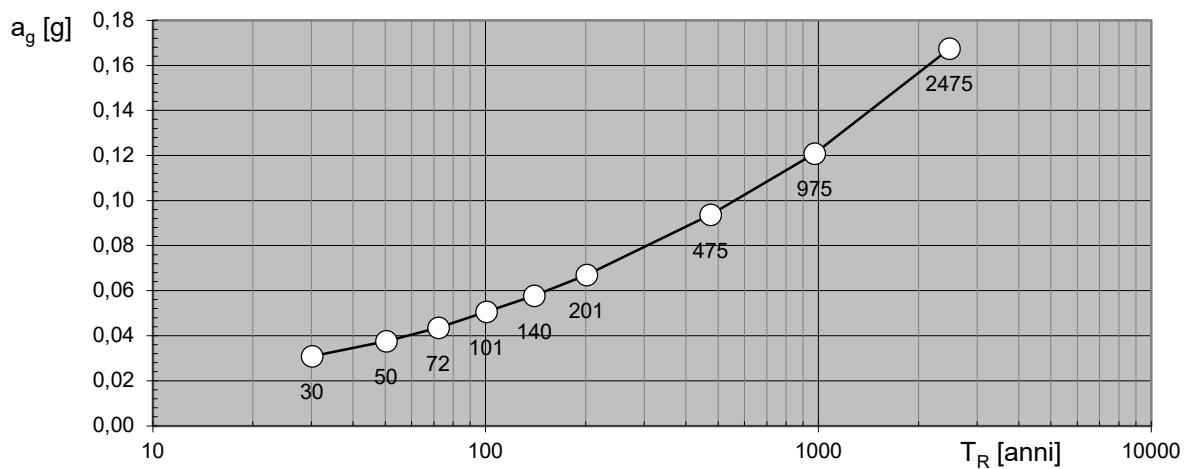


### NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

# Valori dei parametri $a_g$ , $F_o$ , $T_C^*$ : variabilità col periodo di ritorno $T_R$



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**


---

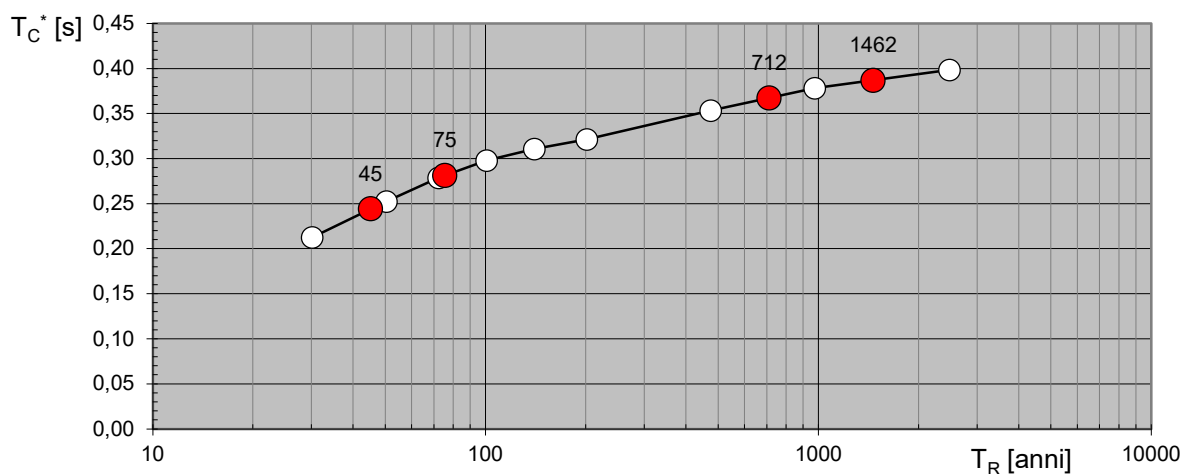
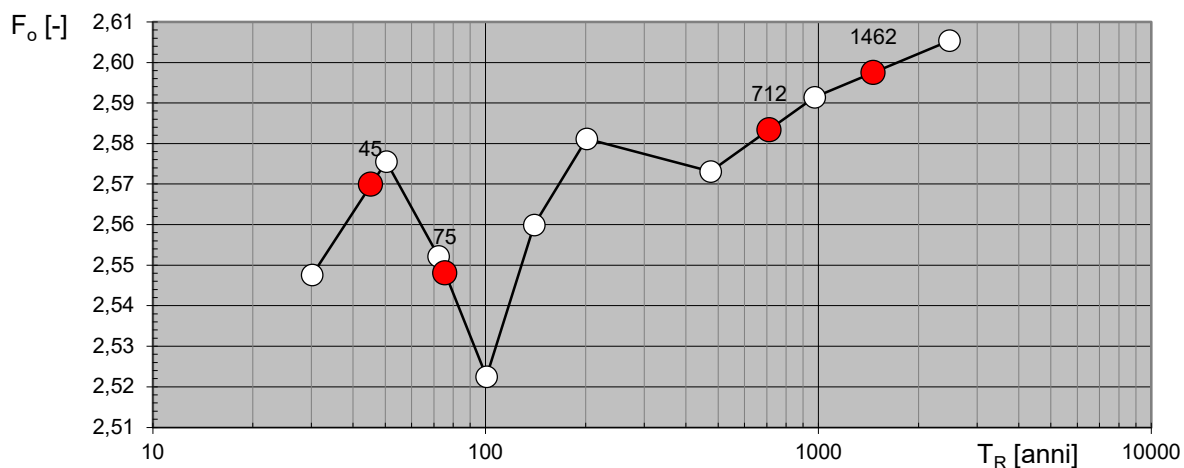
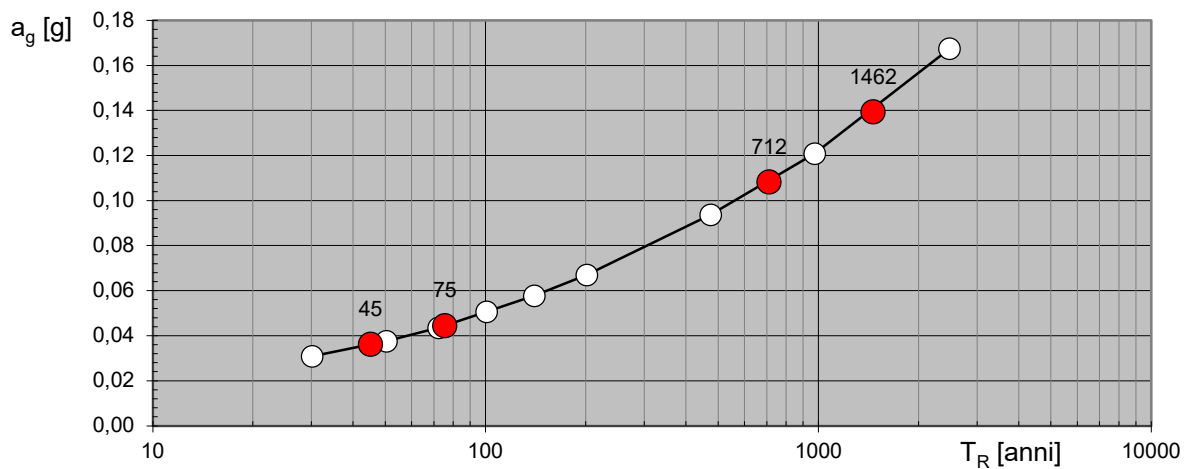
$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,031	2,548	0,213
50	0,038	2,576	0,253
72	0,044	2,552	0,279
101	0,051	2,523	0,298
140	0,058	2,560	0,311
201	0,067	2,581	0,321
475	0,094	2,573	0,353
975	0,121	2,591	0,378
2475	0,167	2,605	0,398

---

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

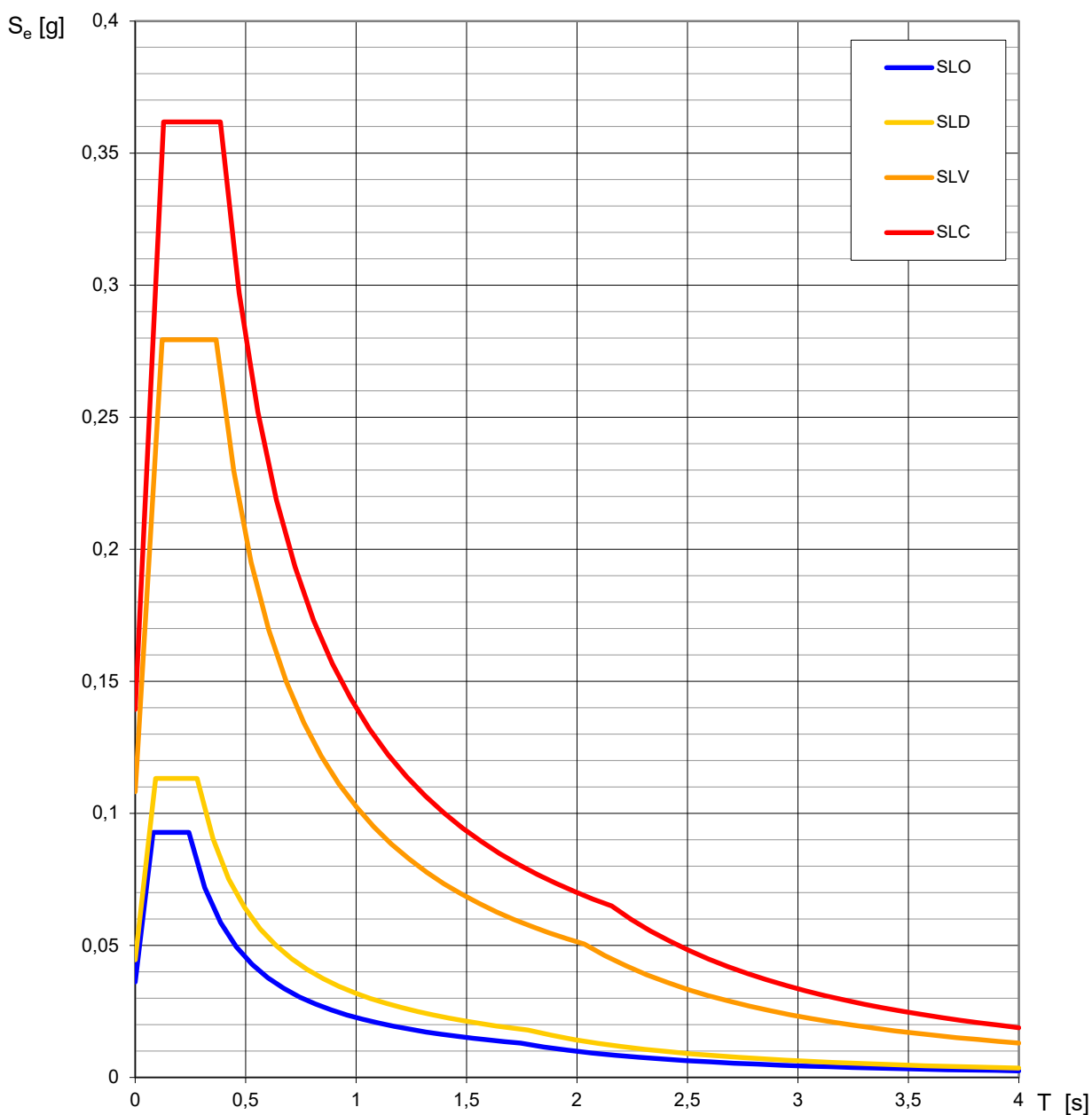


# **Valori di progetto dei parametri $a_g$ , $F_o$ , $T_C^*$ in funzione del periodo di ritorno $T_R$**



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

## Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0,036	2,570	0,244
SLD	75	0,044	2,548	0,281
SLV	712	0,108	2,583	0,367
SLC	1462	0,139	2,597	0,387

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

## APPENDICE 2



**GEODIS**  
Geological Drilling  
and Investigation Society

**GEODIS s.r.l.** - N. REA: VE – 345850 – Codice Fiscale e Partita IVA: 03871990275  
Azienda Certificata EN ISO 9001:2008 - Cert. n° IQ-0914-05  
Spinea (VE) – via L. Negrelli, 17/I – 30038 Tel/Fax 041-481046  
[www.geodisimpresa.com](http://www.geodisimpresa.com) – email: [info@impresageodis.com](mailto:info@impresageodis.com) – PEC: [geodis@ticertifica.it](mailto:geodis@ticertifica.it)

---

## ATLANTE FOTOGRAFICO



Fig. 1 - Esecuzione prova penetrometrica statica CPT1



Fig. 2 - Esecuzione prova penetrometrica statica CPT2

---



---

## ATLANTE FOTOGRAFICO



**Fig. 3 - Esecuzione prova penetrometrica statica CPT3**



**Fig. 4 - Esecuzione indagine sismica passiva HVSR**

---



Committente:

**Comune di Marcon**

Piazza Municipio 20  
30020 Marcon (VE)



## COMUNE DI MARCON

**CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE RELATIVA AI  
“LAVORI DI REALIZZAZIONE NUOVA PALESTRA SCOLASTICA PRESSO LA  
SCUOLA PRIMARIA G. CARDUCCI A GAGGIO” – MARCON (VE).**

### RELAZIONE GEOTECNICA AI SENSI DEL D.M. 17 GENNAIO 2018

Data: 9 marzo 2020

Estensori: A. Frison, J. Perin



**GEODIS s.r.l.** - N. REA: VE – 345850 – Codice Fiscale e Partita IVA: 03871990275  
Azienda Certificata EN ISO 9001:2008 - Cert. n° IQ-0914-05  
Sede Legale: Spinea (VE) - via L. Negrelli, 17/i – 30038 Tel/Fax 041-481046  
[www.impresageodis.com](http://www.impresageodis.com) – email: [info@impresageodis.com](mailto:info@impresageodis.com) – PEC: [geodis@ticertifica.it](mailto:geodis@ticertifica.it)

## INDICE

INTRODUZIONE .....	2
PREMESSE .....	2
OBIETTIVI DELLO STUDIO .....	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	2
LIMITAZIONI DI RESPONSABILITÀ .....	2
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA .....	3
METODOLOGIE IMPIEGATE.....	4
INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	4
<i>Prove penetrometriche statiche di tipo meccanico (CPT)</i> .....	4
INDAGINI GEOFISICHE .....	5
ANALISI DEI DATI .....	8
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	8
<i>Modello geotecnico preliminare dei terreni di fondazione</i> .....	8
<i>Ricostruzione litologica del sito</i> .....	9
<i>Stima parametri geotecnici</i> .....	11
<i>Modello sismico preliminare dei terreni di fondazione</i> .....	13
Definizione della categoria del suolo di fondazione e delle condizioni topografiche .....	16
Condizioni topografiche .....	17
<i>Accelerazione massima attesa in superficie: componente orizzontale</i> .....	17
Definizione della vita nominale $v_n$ dell'opera da realizzare:.....	17
Classe d'uso .....	18
<i>Accelerazione massima attesa in superficie: componente verticale</i> .....	18
<i>Spostamento e velocità orizzontali del terreno</i> .....	18
VERIFICA DELLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI .....	19
VERIFICHE GEOTECNICHE .....	23
<i>Carico limite di fondazioni su terreni: cenni teorici</i> .....	25
<i>Considerazione sui possibili cedimenti agli Stati Limite d'Esercizio (SLE)</i> .....	30
NOTE CONCLUSIVE .....	31
BIBLIOGRAFIA.....	38

## APPENDICE 1

DIAGRAMMI PENETROMETRICI, LETTURE, VERIFICHE LITOLOGICHE, PARAMETRI GEOTECNICI

## APPENDICE 2

DATI DI INGRESSO RELATIVI ALL'ESECUZIONE DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

## APPENDICE 3

ATLANTE FOTOGRAFICO

# INTRODUZIONE

## PREMESSE

Su incarico del Comune di Marcon (VE), GEODIS Srl ha eseguito un'indagine geotecnica in sito relativa ai "Lavori di realizzazione nuova palestra scolastica presso la scuola primaria G. Carducci a Gaggio (CIG: Z8B2BA00AD)" in via E. Fermi, nel comune di Marcon (VE).

L'ubicazione delle indagini geologiche (riportata in Figura 2) è stata individuata in accordo con la Committenza ed il Progettista.

Le attività di cantiere si sono svolte il giorno 5 marzo 2020 ed hanno previsto:

- l'esecuzione di 3 prove penetrometriche statiche (CPT) spinte fino a 15m di profondità;
- l'esecuzione di una prova geofisica HVSR.

## OBIETTIVI DELLO STUDIO

L'obiettivo del presente studio è la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018, in ordine al progetto ingegneristico definito nelle premesse e secondo le indicazioni fornite dal Progettista (riportate in Appendice 2).

## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I riferimenti legislativi utilizzati per la redazione della presente relazione geologica sono:

- Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, 1977 Associazione Geotecnica Italiana;
- D.M. 17 gennaio 2018.

## LIMITAZIONI DI RESPONSABILITÀ

Questo rapporto tecnico si fonda sull'applicazione di conoscenze e di leggi scientifiche riconosciute ma anche di calcoli e di valutazioni professionali circa eventi o fenomeni suscettibili di interpretazione. Le stime e le considerazioni ivi espresse sono basate su informazioni acquisite e fornite dalla Committenza/Progettista o comunque disponibili al momento dell'indagine e sono strettamente condizionate dai limiti imposti dalla tipologia e dalla consistenza dei dati utilizzabili, dalle risorse fruibili per il caso di specie, nonché dal programma di lavoro indicato dal Committente/Progettista. Si precisa che qualunque tecnica di geofisica applicata ha un margine di errore intrinseco variabile in funzione del tipo di tecnica usata, di strumentazione utilizzata e di problematiche incontrate durante la fase di acquisizione. I profili di Vs ricavati con questa metodologia, come tutti i metodi indiretti, non presentano una soluzione univoca e quindi più modelli possono fornire curve sintetiche simili tra loro. Questo rapporto si basa inoltre sulla conoscenza professionale degli attuali standard e codici, tecnologia e legislazione della Comunità Europea. Modifiche e aggiornamenti di quanto sopra citato potrebbero rendere inappropriate o scorrette le conclusioni, le raccomandazioni e le indicazioni stilate nel testo. Le conclusioni ed i suggerimenti operativi contenuti nel presente rapporto vanno intesi come proposte di intervento e non come azioni vincolanti, salvo ciò non sia specificatamente indicato. Si tiene a precisare, che le valutazioni contenute in questo rapporto sono state elaborate da tecnici e pertanto rivestono un carattere esclusivamente tecnico, non costituendo in alcun modo parere legale. Gli Autori rispondono unicamente al Committente circa la corrispondenza del rapporto emesso, in ordine agli obiettivi delle ricerche definite nell'ambito dell'incarico e non possono farsi carico di responsabilità per danni, rivendicazioni, perdite, azioni o spese, qualora subite anche da terzi, come risultato di decisioni prese o azioni condotte e basate sul rapporto stesso. Il tipo di indagine geologica e le quantità dei punti sono stati concordati con la Committenza; Geodis S.r.l. non intende, pertanto, fornire alcuna garanzia, espressa o implicita, utilizzabile per qualsiasi finalità, relativa alle caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni nei settori di proprietà non indagati.



## INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA

La zona interessata dal presente studio è situata in via E. Fermi in località Gaggio, nel comune di Marcon (VE). Le coordinate del sito (riferite al centroide del sito d'indagine) sono, nel sistema di riferimento UTM WGS 84:

- Fuso 33T 200200m E – 5047629 m N

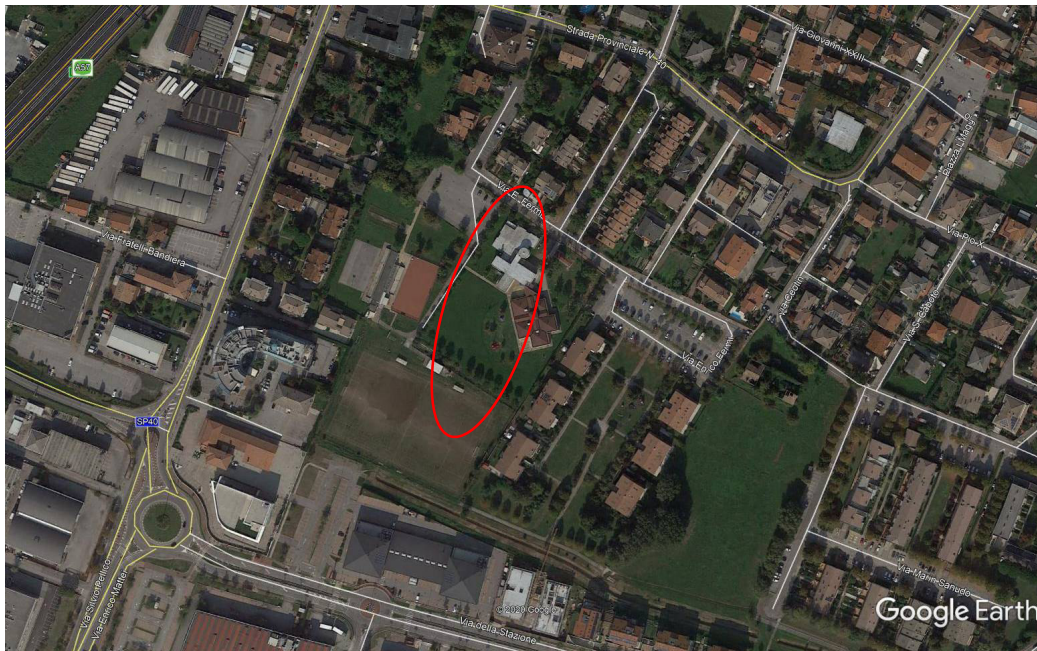


Figura 1 – Immagine satellitare dell'area di indagine.

In figura 2 è riportata l'ubicazione delle indagini eseguite:

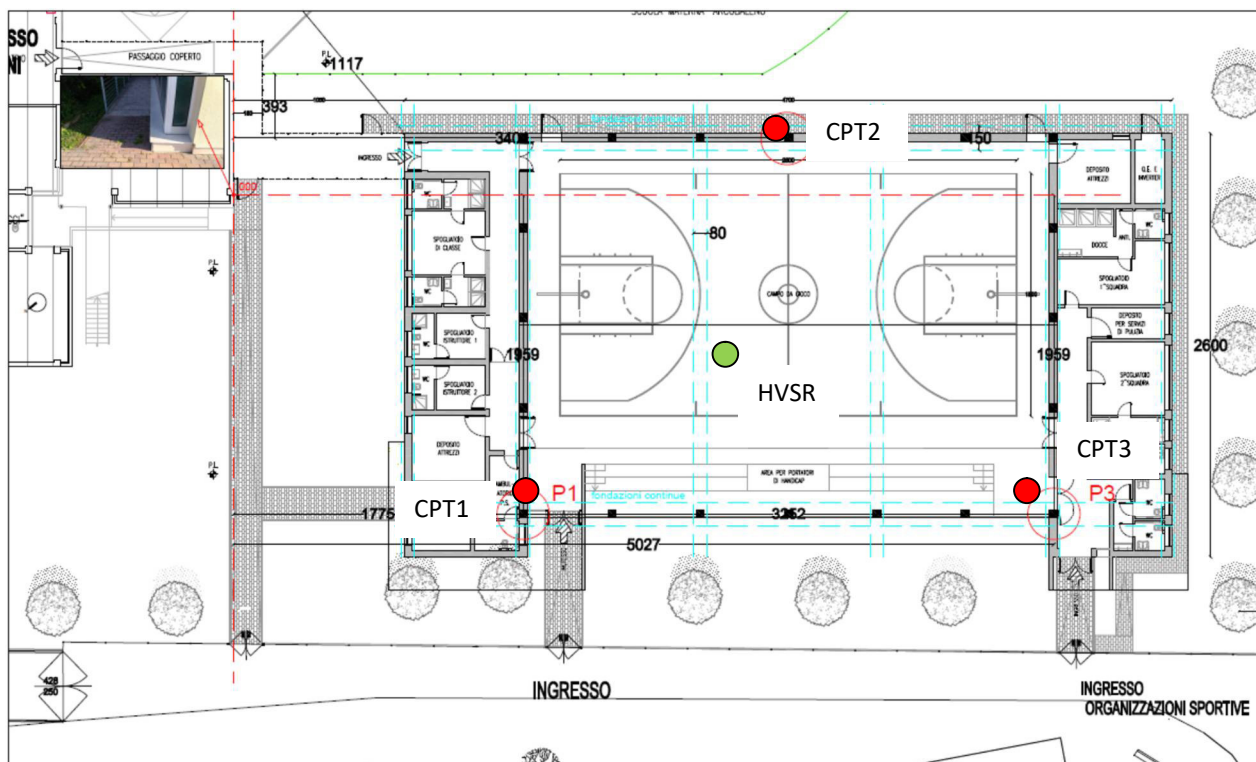


Figura 2 – Planimetria di progetto riportante l'ubicazione delle indagini eseguite.



## METODOLOGIE IMPIEGATE

Le attività di campagna hanno previsto:

- ✓ l'esecuzione di n. 3 prove penetrometriche statiche (CPT) spinte fino a 15 m di profondità;
- ✓ l'esecuzione di una prova geofisica HVSr.

### INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per l'esecuzione delle prove penetrometriche è stato impiegato un penetrometro da 20 T di spinta, modello Pagani tipo TG 63-200 montato su cingoli, le cui caratteristiche tecniche principali sono le seguenti:

Motore	Tipo	Benzina; 2 cil.; V
	Potenza [HP (kW) RPM]	18 (13.5) - 3600
	Raffreddamento	Aria
Traslazione	Cingolato a trasmissione idrostatica	Cingolato
	Velocità di traslazione [km/h]	0 ÷ 2
	Pendenza Max %	30
Pompa Idraulica	Numero di Pompe	2
	Max. pressione operativa [bar]	240
Stabilizzatori	Numero	3
	Tipo	Idraulico

### PROVE PENETROMETRICHE STATICHE DI TIPO MECCANICO (CPT)

La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ( $v = 2 \text{ cm/s} - 0,5 \text{ cm/s}$ ). La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta. La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale: punta/manicotto tipo "Begemann". Le dimensioni della punta/manicotto sono standardizzate, e precisamente:

diametro Punta Conica meccanica  $D = 35,7 \text{ mm}$

area di punta  $A_p = 10 \text{ cm}^2$

angolo di apertura del cono  $\alpha = 60^\circ$

superficie laterale del manicotto  $A_m = 150 \text{ cm}^2$

Una cella di carico, che rileva gli sforzi di infissione, è montata all'interno di un'unità rimovibile, chiamata "selettore". I valori acquisiti dalla cella di carico sono visualizzati sul display di una Sistema Acquisizione Automatico (qualora presente) o sui manometri.

I dati rilevati in campagna sono una coppia di valori per ogni intervallo di lettura (20 cm) costituiti da LP (Lettura alla punta) e LT (Lettura della punta + manicotto). I dati, sulla base di opportune costanti e dei valori specifici dell'area di base della punta e dell'area del manicotto di frizione laterale, vengono successivamente elaborati per ricavare i valori di resistenze specifiche  $Q_c$  (Resistenza alla punta RP) e  $Q_l$  (Resistenza Laterale RL o  $f_s$  attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione). L'interpretazione e la visualizzazione grafica dei dati elaborati consentono infine di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato.

I diagrammi delle prove penetrometriche sono riportati nell'Appendice 1 della presente relazione.

## INDAGINI GEOFISICHE

La tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali o H.V.S.R., Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non richiede nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

- la **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nel costruire edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericoloso per la stabilità degli stessi;
- la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito, sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito (*free field*) e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la **velocità media delle onde di taglio  $V_s$**  calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, ecc.) e riconoscibile nella curva H/V. Sarà quindi possibile calcolare la  $V_{s,30}$  e la relativa categoria di sottosuolo come esplicitamente richiesto dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008*;
- la **stratigrafia del sottosuolo** con un *range* di indagine compreso tra 0,5 e 700 m di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostante per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Le basi teoriche della tecnica H.V.S.R. si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremori. La forma di un'onda registrata in un sito  $x$  da uno strumento dipende:

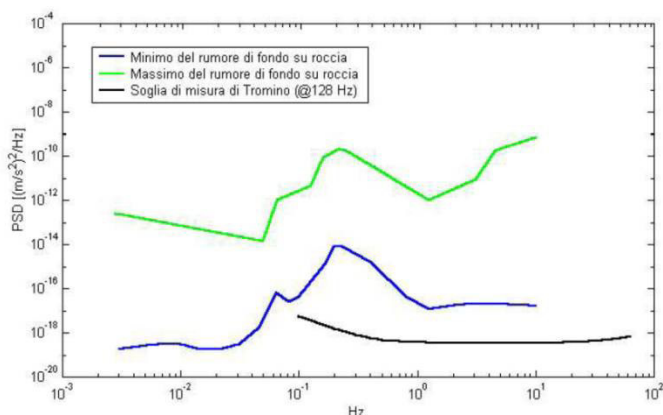
1. dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente  $s$ ;
2. dal percorso dell'onda dalla sorgente  $s$  al sito  $x$  (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda);
3. dalla risposta dello strumento.

Possiamo scrivere questo come:

$$\text{segnale registrazione al sito } x = \text{sorgente} * \text{effetti di percorso} * \text{funzione trasferimento strumento}$$

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche *microtremore* poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi poiché il rumore non è generato *ad hoc*, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva. Nel tragitto dalla sorgente  $s$  al sito  $x$  le onde elastiche (sia di terremoto che microtremore) subiscono riflessioni, rifrazioni, intrappolamenti per fenomeni di guida d'onda, attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato. Questo significa che se da un lato l'informazione riguardante la sorgente è persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte debolmente correlata nel segnale che può essere estratta e che contiene le informazioni concernenti il percorso del segnale e, in particolare, relative alla struttura locale vicino al sensore. Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazioni. Questa informazione è però "sepolta" all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune. Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali o, semplicemente, H.V.S.R. che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali del sottosuolo; informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica.

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Micromed S.r.L. modello "Tromino ENGY - PLUS" che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra-leggeri e ultra-compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno due terne velocimetriche con i sensori ortogonali tra loro e con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz. Nella figura seguente si riporta la curva di rumore di "Tromino" a confronto con i modelli standard di rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra. Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.



Per la determinazione delle velocità delle onde di taglio si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (H.V.S.R.) basati sulla simulazione del campo d'onde di superficie (Rayleigh e Love) in sistemi multistrato a strati piani e paralleli secondo la teoria descritta in AKI (1964) e Ben-Menahem e Singh (1981).

Operativamente si costruisce un modello teorico H.V.S.R. avente tante discontinuità sismiche quante sono le discontinuità evidenziate dalla registrazione eseguita. Successivamente, tramite uno specifico algoritmo, si cercherà di adattare la curva teorica a quella sperimentale; in questo modo si otterranno gli spessori dei sismostrati con la relativa velocità delle onde Vs. *Per eseguire la procedura sopra descritta in maniera univoca è necessario conoscere la profondità di un riflettore acustico individuabile nello spettro sismico registrato.*

La promulgazione dell'Ordinanza P.C.M. n°3274 del 20/3/2003 e successive modifiche ed integrazioni ha determinato sul panorama nazionale un grande rinnovamento sul fronte della normativa tecnica in zona sismica, rappresentata fino ad allora dai contenuti del D.M. 16 gennaio 1996. La principale novità introdotta dall'O.P.C.M. n°3274 è l'abbandono del carattere puramente prescrittivo e convenzionale che caratterizzava le norme tecniche di vecchia concezione, come il D.M. 16/01/1996, per abbracciare un'impostazione puramente prestazionale, in cui gli obiettivi della progettazione e quindi il livello di sicurezza sono esplicitamente dichiarati, a seconda della risposta sismica attesa per la struttura e il sito di costruzione, per un prefissato livello di severità dell'azione sismica.

Le attuali norme tecniche per le costruzioni (N.T.C. D.M. - 17 gennaio 2018) ereditano gran parte dei contenuti dell'O.P.C.M. n°3274 in merito alla progettazione in zone sismiche; tuttavia rispetto a quest'ultimo documento sono anche stati apportati importanti cambiamenti, di cui forse il più rilevante riguarda la definizione dell'**azione sismica**.

Per comprendere pienamente il significato della nuova normativa è necessario rifarsi al concetto di **risposta sismica locale**. Dal punto di vista strettamente fisico, per effetto di sito (risposta sismica locale) s'intende l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base (R), subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie (S). Nel presente lavoro si sfrutterà la teoria di Nakamura che relaziona lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale  $H/V = 1$ ) con quello effettivamente misurato in superficie.

Il moto sismico è amplificato in corrispondenza di determinate frequenze che corrispondono alle frequenze naturali  $f_n$  di vibrazione del deposito:

$$f_n = 1/T_n = (V_s * (2n - 1)) / (4 * H) \quad \text{con } n = 1, 2, \dots, \quad [3.1]$$

mentre risulta ridotto di amplificazione alle frequenze elevate a causa dello smorzamento del terreno. Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito denominata frequenza fondamentale di risonanza:

$$f_1 = 1 / T_1 = V_s / 4H \quad [3.2]$$

E' quindi necessario porre estrema attenzione a fenomeni di **"doppia risonanza"**, cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi edificati in quanto le azioni sismiche su di essi sarebbero, a dir poco, gravose.

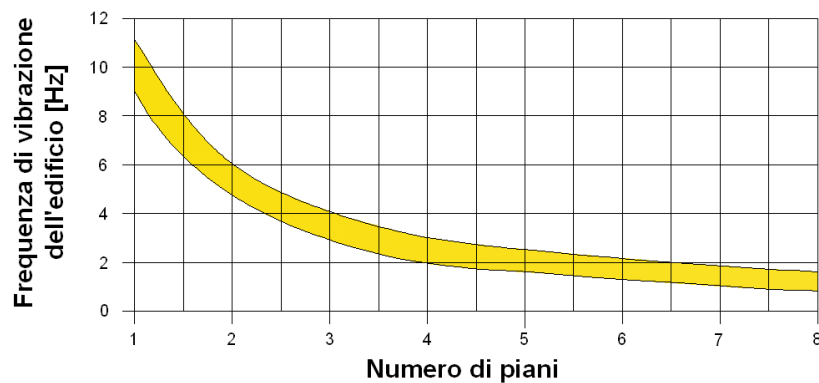
Dal punto di vista empirico, è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere pertanto calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula (cfr. Es. Pratt):

$$freq. \text{ naturale edificio} \approx 10 \text{ Hz} / \text{numero piani.} \quad [3.3]$$

E' la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura:

$$freq. \text{ naturale edificio} \approx freq. \text{ fondamentale di risonanza del sito} \quad [3.4]$$

ad essere particolarmente pericolosa, poiché dà luogo alla massima amplificazione e deve quindi essere oggetto di studi approfonditi.



**Figura -** Frequenza di vibrazione degli edifici rapportata al numero di piani

Per una corretta ricostruzione sismica del sottosuolo e una buona stima delle onde Vs è necessario adottare una modellizzazione numerica che può essere rappresentata dalla seguente equazione:

$$\hat{v}_s = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_i}} \quad [3.5]$$

Vs = valore di velocità delle onde di taglio [m/s];

H = profondità alla quale si desidera stimare Vs [m] (30 m in caso di Vs,30);

hi = spessore dello strato i - esimo [m];

vi = velocità delle onde Vs all'interno dello strato i - esimo [m/s].

In via puramente indicativa, al fine di correlare le velocità delle onde di taglio ad un tipo di suolo, si riportano i valori tabulati da Borchardt (1992; 1994) assieme a quelli ottenuti sperimentalmente in diversi ambienti sedimentari da altri autori (Budny, 1984; Ibs von Seht e Wohlenberg, 1999; Delgado et al., 2000 a, b; Parolai et al., 2002; Scherbaum et al., 2003; D'Amico et al., 2004, 2006; Hinzen et al., 2004).

TIPO DI SUOLO	Vs min [m/s]	Vs media [m/s]	Vs max [m/s]
<b>ROCCE MOLTO DURE</b> (es. rocce metamorfiche molto - poco fratturate)	1400	1620	-
<b>ROCCE DURE</b> (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti, da mediamente a poco fratturate)	700	1050	1400
<b>SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE</b> (es. rocce sedimentarie ignee tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con > 20% di ghiaia)	375	540	700

<b>ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI - GHIAIOSI</b> (es. ghiaie e suoli con < 20% di ghiaia, sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte e argille limose)	200	290	375
<b>TERRENI TENERI</b> (es. terreni di riempimento sotto falda, argille da tenere a molto tenere)	100	150	200

## ANALISI DEI DATI

### CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

#### MODELLO GEOTECNICO PRELIMINARE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

I dati registrati in campo sono stati elaborati utilizzando i software *StaticProbing* della Geostru® e *P.G.S Interpretazione di prove geotecniche in sito* della Flaccovio Editore®.

I programmi consentono di automatizzare le attività di calcolo e di interpretare i dati sulla base di correlazioni opportunamente selezionate, compatibili con il tipo di strumentazione utilizzata in campo e con le litologie rilevate.

Per la stima dei parametri geotecnici dei terreni incoerenti sono state utilizzate le formule dei seguenti autori:

PARAMETRI GEOTECNICI	AUTORI
Angolo di Attrito	Robertson & Campanella, 1983
Densità Relativa	Lancellotta, 1986
Peso di Volume Gamma	Meyerhof, 1951
Grado di Sovraconsolidazione OCR	Piacentini & Righi, 1978

Per la stima dei parametri geotecnici dei terreni coesivi sono state utilizzate le formule dei seguenti autori:

PARAMETRI GEOTECNICI	AUTORI
Coesione non drenata	Terzaghi
Peso di Volume terreni coesivi	Meyerhof, 1951
Peso di Volume saturo terreni coesivi	Meyerhof, 1951
Grado di Sovraconsolidazione OCR	Mayne, 1991

Appare doveroso evidenziare ancora una volta come i risultati esposti in questo studio siano frutto di interpretazioni ed assunzioni basate sui dati disponibili e non forniscano prova certa ed inoppugnabile del reale assetto geologico del sito. In particolare, si ritiene necessario sottolineare come il grado di precisione ed affidabilità del modello siano maggiori ove più densa risulti la quantità di dati a disposizione. Il livello di dettaglio ottenibile è quindi direttamente proporzionale alla densità delle informazioni, ed un suo eventuale aumento richiederà necessariamente un conseguente infittimento della maglia di punti di indagine.

In Appendice1 vengono inserite la legenda e le tabelle riportanti, per le prove geognostiche, i parametri geotecnici stimati sulla scorta della bibliografia sopra citata. Dall'analisi delle prove penetrometriche svolte il giorno 5 marzo 2020, si evince la presenza di diversi distinti orizzonti geotecnici.



## RICOSTRUZIONE LITOLOGICA DEL SITO

Per l'individuazione della natura dei terreni presenti in sito viene comunemente utilizzata una correlazione tra i valori di  $q_c$  e  $f_s$  misurati durante la prova. I valori di  $q_c$  ed il rapporto di attrito  $R_f = \frac{f_s}{q_c}$  [%] vengono plottati sul Grafico di Schmertmann per punta meccanica, permettendo di eseguire una stima delle diverse litologie.

Nella figura seguente vengono visualizzate le litologie per i vari strati secondo il modello teorico (Schmertmann 1978).

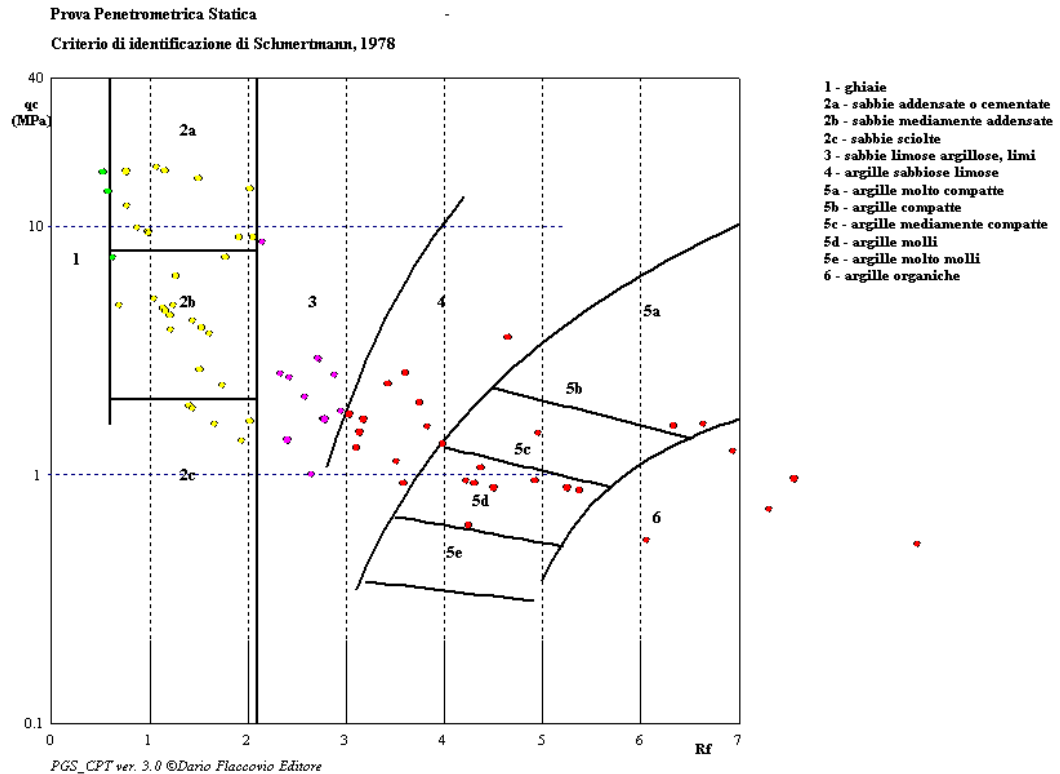


Figura – Grafico di Schmertmann per punta meccanica.

Nelle figure di seguito è rappresentato il modello geotecnico semplificato del sito in oggetto ricavato dall'interpretazione della prova statica: sono evidenziati i terreni con comportamento geotecnico assimilabile al tipo coesivo (argille e limi e argille con contenuto organico), i terreni aventi comportamento assimilabile al tipo incoerente (sabbie) ed i terreni costituiti da due o più frazioni di tipo coesivo e/o incoerente aventi comportamento geotecnico assimilabile a quello della frazione prevalente (limi sabbiosi, sabbie limose, ecc.).

0,00	Argille sabbiose e limose
80,0	
80,0	
160,0	Terre Lino sabbiose - Sabbie Arg. - Lini
220,0	Sabbie
340,0	Argille sabbiose e limose
620,0	Sabbie
760,0	Argilla inorganica di media consistenza
1060,0	Sabbie
1100,0	Terre Lino sabbiose - Sabbie Arg. - Lini
1140,0	Sabbie
1200,0	Argille sabbiose e limose
1300,0	Sabbie
1420,0	Terre Lino sabbiose - Sabbie Arg. - Lini
1500,0	Sabbie

CPT1 (15,00 m)

0,00	Argille organiche e terreni misti
60,0	
160,0	Terre Lino sabbiose - Sabbie Arg. - Lini
260,0	Sabbie
400,0	Argilla inorganica di media consistenza
640,0	Sabbie
800,0	Argilla inorganica di media consistenza
1060,0	Sabbie
1240,0	Argille sabbiose e limose
1390,0	Terre Lino sabbiose - Sabbie Arg. - Lini
1420,0	Argilla inorganica compatta
1500,0	Sabbie

CPT2 (15,00 m)

0,00	Argilla inorganica di media consistenza
120,0	
200,0	Sabbie
260,0	Sabbie Sciolte
340,0	Argilla inorganica di media consistenza
600,0	Sabbie
660,0	Argille sabbiose e limose
700,0	Sabbie
760,0	Argilla inorganica di media consistenza
1020,0	Sabbie
1160,0	Argilla inorganica di media consistenza
1220,0	Sabbie
1340,0	Argille sabbiose e limose
1500,0	Sabbie

CPT3 (15,00 m)

Le indagini geognostiche eseguite nel sito hanno permesso la misura diretta della profondità della superficie piezometrica al momento delle indagini, che risulta essere:

	CPT1	CPT2	CPT3
Profondità falda da p.c. (m)	0,95 m	0,95 m	0,90 m

Tali valori sono rappresentativi delle interferenze tra le piezometrie dei diversi acquiferi incontrati durante l'esecuzione delle indagini in sito. Per la misura del reale livello piezometrico del primo acquifero confinato e per la valutazione di eventuali oscillazioni stagionali si consiglia l'installazione in foro di sondaggio di un piezometro a tubo aperto e l'esecuzione di un monitoraggio piezometrico annuale.

#### STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

Le tabelle che seguono riportano la stima dei parametri geotecnici secondo un modello geotecnico interpretativo sintetico. Per completezza, in Appendice 1 è possibile ritrovare i valori degli stessi parametri secondo un modello geotecnico ricavato per ogni intervallo di misura sulla scorta degli autori precedentemente citati.

Nr:	Numero progressivo strato	OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Prof:	Profondità strato (m)	P <sub>uv</sub> :	Peso unità di volume (KN/m <sup>3</sup> )
Tipo:	C: Coesivo I: Incoerente	P <sub>uvS</sub> :	Peso unità di volume saturo (KN/m <sup>3</sup> )
C <sub>u</sub> :	Coesione non drenata (KPa)	D <sub>r</sub> :	Densità relativa (%)
F <sub>i</sub> :	Angolo di resistenza al taglio (°)		

#### CPT1 (modello sintetico)

Nr.	Prof. da	Prof. a	Tipo	Cu	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi
1	0,00	0,80	CI	28,4	>9	17,3	18,1	26,4	41,0
2	0,80	1,60	CI	60,8	>9	18,5	19,3	31,4	38,6
3	1,60	2,20	I	--	>9	18,6	21,6	53,5	41,3
4	2,20	3,40	CI	40,2	4,6	17,8	18,6	5,6	30,0
5	3,40	6,20	I	--	7,8	17,7	20,6	36,1	35,0
6	6,20	7,60	C	48,1	4,4	18,0	18,7	--	--
7	7,60	10,60	I	--	7,0	18,6	21,6	51,1	36,2
8	10,60	11,00	CI	77,5	1,9	18,7	19,5	5,0	22,9
9	11,00	11,40	I	--	2,6	18,6	21,6	27,9	30,3
10	11,40	12,00	CI	103,0	3,0	19,3	20,0	10,8	24,9
11	12,00	13,00	I	--	5,2	18,6	21,6	50,6	35,1
12	13,00	14,20	CI	93,2	1,8	19,0	19,8	5,8	22,4
13	14,20	15,00	I	--	3,6	18,6	21,6	41,7	32,6

#### CPT2 (modello sintetico)

Nr.	Prof. da	Prof. a	Tipo	Cu	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi
1	0,00	0,60	C	23,5	1,9	17,0	17,8	--	--
2	0,60	1,60	CI	80,4	>9	19,0	19,8	40,7	40,7
3	1,60	2,60	I	--	>9	18,6	21,6	56,9	41,7
4	2,60	4,00	C	52,0	4,8	18,2	19,0	--	--
5	4,00	6,40	I	--	6,2	18,6	21,6	34,9	34,5
6	6,40	8,00	C	38,2	3,4	17,5	18,3	--	--
7	8,00	10,60	I	--	6,2	18,6	21,6	45,8	35,0
8	10,60	12,40	C	56,9	5,3	18,1	18,9	--	--
9	12,40	13,80	CI	71,6	1,3	18,5	19,3	5,0	20,2
10	13,80	14,20	C	64,7	6,1	18,3	19,1	--	--
11	14,20	15,00	I	--	3,3	18,6	21,6	34,5	30,9

CPT3 (modello sintetico)

Nr.	Prof. da	Prof. a	Tipo	Cu	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi
1	0,00	1,20	C	31,4	2,7	17,5	18,2	--	--
2	1,20	2,00	I	--	>9	18,6	21,6	57,0	42,4
3	2,00	2,60	I	--	8,5	17,7	20,6	28,2	35,7
4	2,60	3,40	C	55,9	5,2	18,4	19,1	--	--
5	3,40	6,00	I	--	8,4	18,6	21,6	43,3	36,6
6	6,00	6,60	CI	57,9	3,0	18,3	19,1	5,0	25,4
7	6,60	7,00	I	--	3,2	18,6	21,6	27,5	31,9
8	7,00	7,60	C	50,0	4,6	18,0	18,8	--	--
9	7,60	10,20	I	--	7,4	18,6	21,6	54,7	37,0
10	10,20	11,60	C	54,9	5,1	18,1	18,8	--	--
11	11,60	12,20	I	--	1,9	17,7	20,6	12,3	25,3
12	12,20	13,40	C	53,0	4,9	17,9	18,7	--	--
13	13,40	15,00	I	--	4,4	18,6	21,6	44,4	33,3

Si ricorda che i valori ottenuti sono indicativi e talvolta non paragonabili ai risultati di prove dirette di laboratorio. Si ricorda, inoltre, come i vari metodi di correlazione presenti in letteratura siano generalmente riferiti a determinati terreni presenti in determinati siti, e che non necessariamente sono in grado di restituire valori adeguati e corrispondenti alla realtà per altri terreni e per altri siti. I valori qui espressi vanno quindi intesi come indicazioni di massima e si raccomanda di procedere con determinazioni dirette in laboratorio qualora l'importanza dell'intervento lo richiedesse.

## MODELLO SISMICO PRELIMINARE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

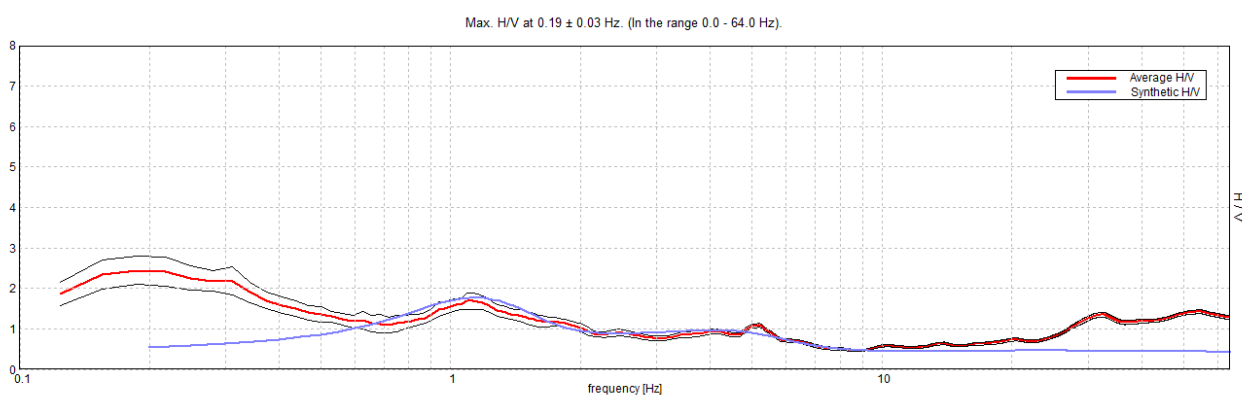
Nel caso specifico del sito in esame, si è cercato di correlare i valori di picco dello spettro di risposta H.V.S.R. con le frequenze fondamentali di risonanza di sito. Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si sono potute ricavare le frequenze relative ad ogni discontinuità sismica.

Sapendo che i valori di picco sono proporzionali ai contrasti di rigidità e utilizzando le informazioni lito – stratigrafiche ricavate dalle prove penetrometriche effettuate nei pressi del punto investigato, si è estrapolata una stratigrafia geofisica del sottosuolo.

La frequenza fondamentale di risonanza di sito è risultata di  $\approx 0,2$  Hz.

### Frequenza fondamentale di risonanza di sito

$0,19 \pm 0,03$  Hz



La curva spettrale rossa rappresenta l'andamento sismico registrato in campagna mentre quella blu è la curva sintetica generata dal codice di calcolo.

E' ormai consolidata, sia a livello accademico sia professionale, l'ipotesi che le strutture subiscono le sollecitazioni sismiche maggiori quando c'è coincidenza tra la frequenza di vibrazione naturale del terreno investito da un'onda sismica e quella naturale dell'edificio. Si dovrà quindi porre estrema attenzione nell'edificare strutture aventi lo stesso periodo di vibrazione del terreno poiché il rapporto H/V calcolato è tale da ipotizzare un fattore di amplificazione del moto sismico in superficie.

Il rilievo nello specifico ha fornito i seguenti dati sismici (modello sismo – stratigrafico interpretativo):

Misura H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	110	4.00	0,0 – 4,00
II SISMOSTRATO	150	5.00	4,00 – 9,00
III SISMOSTRATO	190	18.00	9,00 – 27,00
IV SISMOSTRATO	240	28.00	27,00 – 55,00
V SISMOSTRATO	300	inf.	55,00 – Semisp.



Nelle pagine seguenti viene illustrata la qualità del segnale acquisito in base ad un protocollo proposto nei recenti aggiornamenti degli “Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica”. Obiettivo della classificazione è fornire una indicazione immediata circa la qualità delle misure H/V. I criteri proposti sono più rigidi di quelli di SESAME in quanto includono elementi di giudizio non contemplati in precedenza, quali:

- durata complessiva della registrazione che deve essere tale da produrre stime “robuste” del campo medio delle vibrazioni ambientali;
- stazionarietà temporale dei rapporti spettrali;
- isotropia del segnale in termini dei rapporti spettrali;
- assenza di rumore elettromagnetico;
- andamento complessivo della curva H/V.

Vengono proposte tre classi di qualità.

Classe A: H/V affidabile e interpretabile; può essere utilizzata anche da sola.

1. la forma dell’H/V nell’intervallo di frequenze di interesse rimane stazionaria per almeno il 30% circa della durata della misura (*stazionarietà*)
2. le variazioni azimutali di ampiezza non superano il 30% del massimo (*isotropia*)
3. non ci sono indizi di rumore elettromagnetico nella banda di frequenza di interesse (*assenza di disturbi*)
4. i massimi sono caratterizzati da una diminuzione localizzata di ampiezza dello spettro verticale (*plausibilità fisica*)
5. i criteri di SESAME per una curva H/V attendibile (primi 3 criteri) sono verificati (*robustezza statistica*)
6. la misura è durata almeno 15/20 minuti (*durata*)

ECCEZIONE: misure effettuate su roccia integra affiorante o in zone alluvionali fini con basamento sismico molto profondo (tipicamente >1 km) possono non mostrare alcun picco statisticamente significativo della curva H/V nell’intervallo di frequenze di interesse ingegneristico, a causa dell’assenza di contrasti di impedenza sufficientemente marcati. In questi casi, in cui la curva H/V apparirà piatta e con *ampiezza circa pari a 1*, il criterio 5 risulterà non verificato anche se la misura è di fatto attendibile. In questo solo caso la misura può ricadere nella classe A ma si consiglia di ripetere la misura per confermare l’effettiva assenza di massimi significativi.

Classe B: curva H/V sospetta (da “interpretare”); va utilizzata con cautela e solo se coerente con altre misure ottenute nelle vicinanze.

1. almeno una delle condizioni della classe A non è soddisfatta, a condizione che non si rientri nell’ECCEZIONE citata per la Classe A

Classe C: curva H/V scadente e di difficile interpretazione; non va utilizzata.

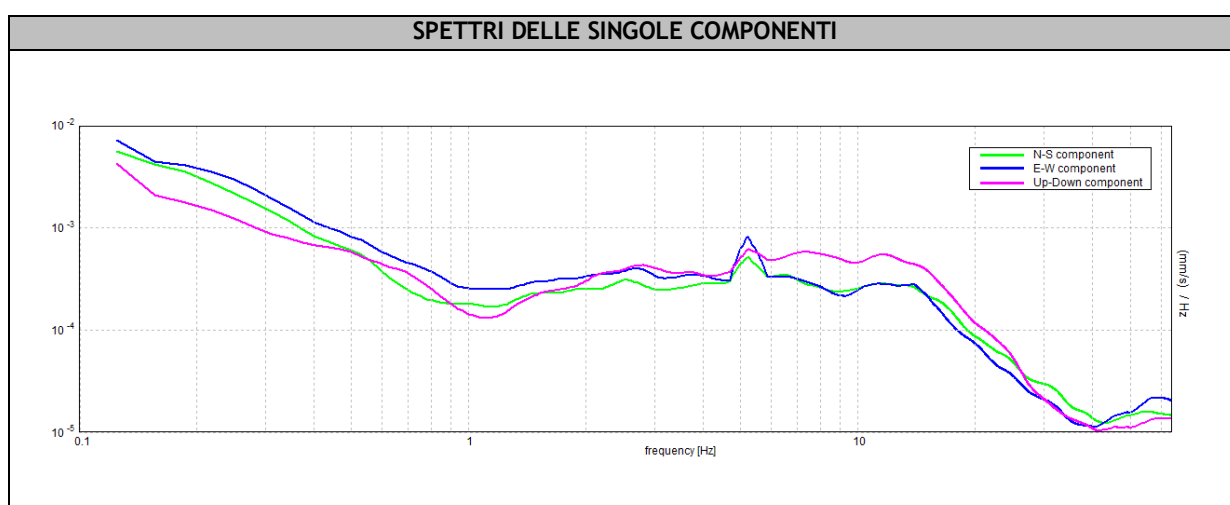
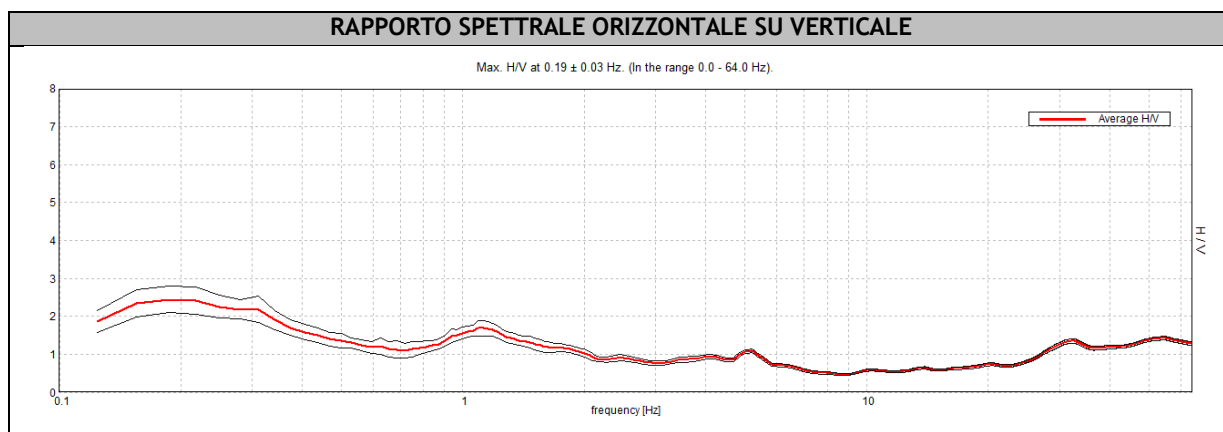
1. misura di tipo B nella quale la curva H/V mostra una ampiezza crescente al diminuire della frequenza (deriva), indice di un movimento dello strumento durante la misura
2. misura di tipo B nella quale si evidenzia la presenza di rumore elettromagnetico nell’intervallo di frequenze di potenziale interesse

I criteri delineati sopra non riguardano l’interpretazione in chiave geologico-stratigrafica della curva, per la quale sono richiesti ulteriori criteri (per esempio i criteri SESAME per la “chiarezza” del picco).

Per le sole Classi A e B si possono pertanto definire due sottoclassi delle classi precedenti, ossia:

- Tipo 1. Presenta almeno un picco “chiaro” secondo i criteri di SESAME: possibile risonanza
- Tipo 2. Non presenta picchi “chiari” nell’intervallo di frequenze di interesse: assenza di risonanza

## Classe B- Tipo1



**Picco H/V a  $0.19 \pm 0.03$  Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).**

<b>Criteri per una curva H/V affidabile</b> [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]			
$f_0 > 10 / L_w$	$0.19 > 0.50$		<b>NO</b>
$n_c(f_0) > 200$	$221.3 > 200$	<b>OK</b>	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5$ Hz $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5$ Hz	Superato 0 volte su 10	<b>OK</b>	
<b>Criteri per un picco H/V chiaro</b> [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]			
Exists $f$ in $[f_0/4, f_0]$   $A_{H/V}(f) < A_0 / 2$	0.094 Hz	<b>OK</b>	
Exists $f^*$ in $[f_0, 4f_0]$   $A_{H/V}(f^*) < A_0 / 2$	0.594 Hz	<b>OK</b>	
$A_0 > 2$	$2.44 > 2$	<b>OK</b>	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.15496  < 0.05$		<b>NO</b>
$\sigma_A(f_0)$	$0.02905 < 0.04688$	<b>OK</b>	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.3513 < 3.0$	<b>OK</b>	

## DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DEL SUOLO DI FONDAZIONE E DELLE CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi o in rapporto ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di Categorie di Sottosuolo di riferimento. Per definire tali categorie, il D.M. 17/01/18 prevede, il calcolo del parametro  $V_{s,30}$ , ovvero della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  entro 30 m di profondità dal piano di posa delle fondazioni.

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<b><i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i></b> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<b><i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i></b> , 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.
<b>C</b>	<b><i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i></b> , 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.
<b>D</b>	<b><i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i></b> , 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.
<b>E</b>	<b><i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i></b> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

La stima del parametro  $V_{s,30}$ , è stata effettuata, come esplicitamente richiesto dalle N.T.C. del 17 gennaio 2018, per l'assegnazione della categoria di sottosuolo. Dall'indagine sismica effettuata e dal modello sismico ricavato è stato possibile calcolare le velocità di propagazione delle onde di taglio fino a 30 m dal piano di posa delle fondazioni. A seguire si riportano i valori di  $V_{s,30}$ :

Profondità piano di posa fondazioni	$V_{s,30}$
0 m da p.c.	$V_s (0-30) \approx 170$ m/s

Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative si prevede l'inserimento del sito d'indagine nella **Categoria di Sottosuolo denominata D**, così definita:

<b>D</b>	<b><i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i></b> , 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.
----------	---

## CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab. 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	-	1.0
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove  $S_T$  assume valore unitario.

Nel caso in esame, il terreno appartiene alla categoria **T1** con coefficiente di amplificazione topografica  $S_T = 1.0$ .

### ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SUPERFICIE: COMPONENTE ORIZZONTALE

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale è possibile valutare l'accelerazione massima attesa al sito mediante la relazione:

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

in cui:

Categoria sottosuolo	$S_S$
<b>A</b>	1,00
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
<b>D</b>	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
<b>E</b>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

dove

- $S_S$  = coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione stratigrafica
- $S_T$  = coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione topografica
- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima sul suolo di categoria A

I valori di  $a_g$  e  $F_0$  sono riportati nella Relazione Geologica a corredo della presente relazione geotecnica e sintetizzati nella tabella che segue.

### DEFINIZIONE DELLA VITA NOMINALE $V_N$ DELL'OPERA DA REALIZZARE:

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è 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 (cap.2.4.1. del D.M. 17/01/2018).

L'opera, come stabilito dal Progettista, è un'opera ordinaria, e quindi ha una  **$V_N = 50$  anni**.

## CLASSE D'USO

La classe d'uso, come da scelta progettuale, è la **III** (*Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi...*)

Nel caso in esame assumendo una vita nominale dell'edificio di 50 anni e una classe d'uso III, si ha:

Vita Nominale	Classe d'Uso	Stato limite	Tempo di Ritorno	$a_g$	$F_0$	$S_s$	$S_T$	$a_{max}$
50	III	SLO	45	0,036	2,570	1,8	1	0,637
		SLD	75	0,044	2,548	1,8	1	0,783
		SLV	712	0,108	2,583	1,8	1	1,909
		SLC	1462	0,139	2,597	1,8	1	2,459

## ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SUPERFICIE: COMPONENTE VERTICALE

$F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Vita Nominale	Classe d'Uso	Stato limite	Tempo di Ritorno	$F_v$
50	III	SLO	45	0,067
		SLD	75	0,074
		SLV	712	0,117
		SLC	1462	0,133

## SPOSTAMENTO E VELOCITÀ ORIZZONTALI DEL TERRENO

I valori dello spostamento orizzontale  $d_g$  e della velocità orizzontale  $v_g$  massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

$$v_g = 0.16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C$$

tempo di ritorno	45	75	712	1462
$d_g$ (m)	0,013	0,016	0,047	0,060
$v_g$ (m/s)	0,006	0,008	0,023	0,030



## VERIFICA DELLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

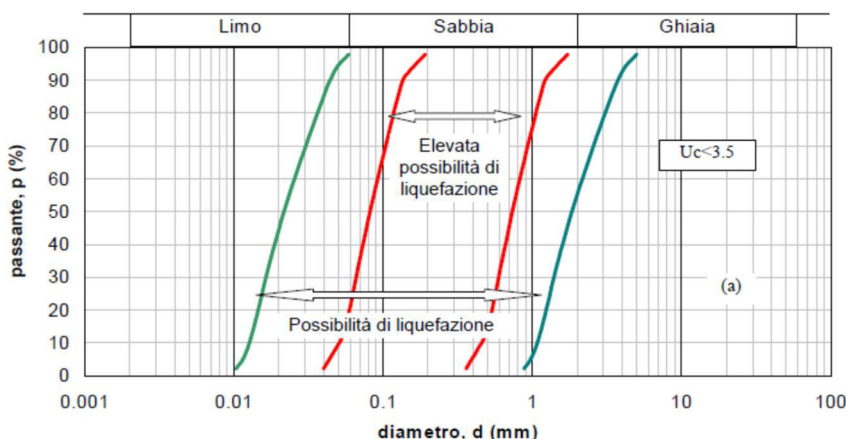
Il fenomeno della liquefazione dei terreni durante i terremoti interessa in genere i depositi sabbiosi e/o sabbioso limosi sciolti, a granulometria uniforme, normalmente consolidati e saturi. Durante un fenomeno sismico, infatti, le sollecitazioni indotte nel terreno, possono determinare un aumento delle pressioni interstiziali fino ad eguagliare la pressione litostatica, annullando la resistenza al taglio e inducendo fenomeni di fluidificazione.

La probabilità che un deposito raggiunga tali condizioni dipende:

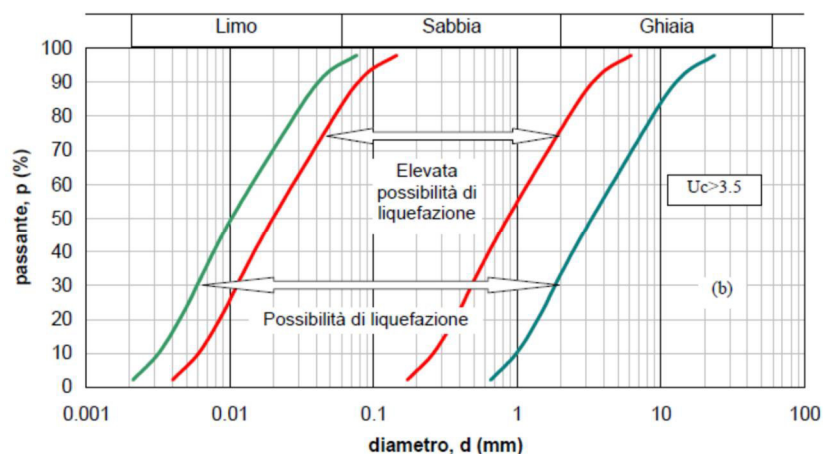
- ✓ dal grado di addensamento;
- ✓ dalla granulometria e forma dei granuli;
- ✓ dalle condizioni di drenaggio;
- ✓ dall'andamento ciclico delle sollecitazioni sismiche e loro durata;
- ✓ dall'età del deposito;
- ✓ dalla profondità della linea di falda (prossima alla superficie).

Dall'osservazione di zone colpite da liquefazione, si è notato che questa avviene nelle seguenti circostanze:

- terremoti di magnitudo uguale o superiore a 5,5, con accelerazioni superiori o uguali a 0,2g;
- al di sopra dei 15 m di profondità (oltre questa profondità non sono state osservate liquefazioni);
- la profondità della falda era posizionata in prossimità della superficie (inferiore a 3 m);
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$ , oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate di seguito nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  (figura a) e nel caso di terreni con coefficienti di uniformità  $U_c > 3.5$  (figura b).



(a)



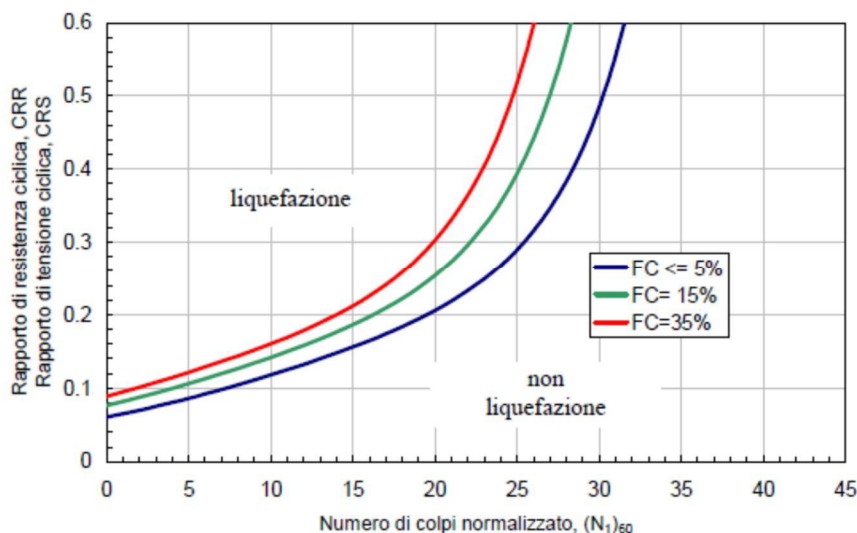
(b)

Per verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione vanno impiegate le procedure che nell'Ingegneria Geotecnica Sismica vengono denominati *metodi semplificati*. Tali metodi (si fa riferimento al *metodo di Robertson e Wride, 1998*) generalmente valutano la suscettibilità alla liquefazione dei depositi in funzione della profondità di falda, delle caratteristiche dell'evento sismico (magnitudo ed accelerazione al suolo), dello stato di addensamento dei terreni sabbiosi (ricavati da prove SPT, CPT e sismiche), da prove granulometriche (valutazione della percentuale di fine presente). Tali metodi, permettono di esprimere la suscettibilità di un deposito alla liquefazione, attraverso la definizione di un coefficiente di sicurezza  $F_s$ , espresso come rapporto

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} \cdot MSF$$

dove

- CRR è la resistenza normalizzata che può essere valutata attraverso gli abachi di seguito riportati;

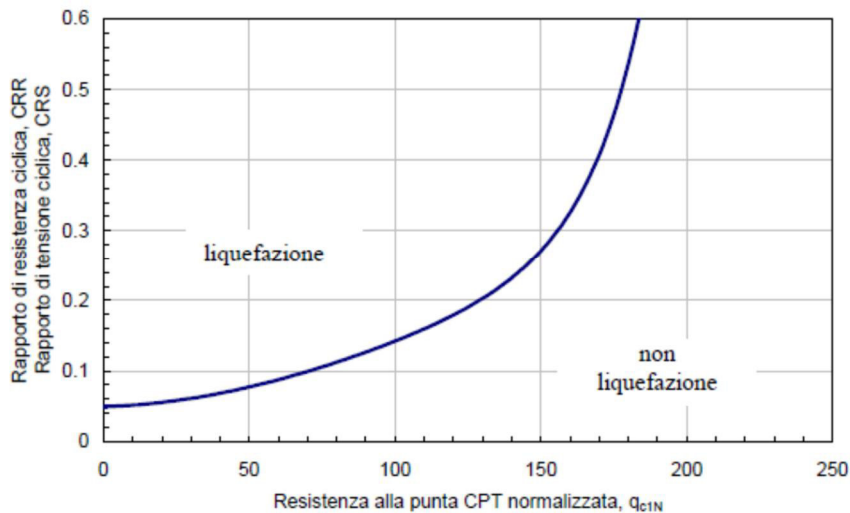


$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$  dove:

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}}}$$

$C_N$  non deve superare il valore di 1,7 e  $p_a$  (pressione atmosferica  $\approx 100$  kPa) e  $\sigma'_v$  devono avere le stesse unità di misura e

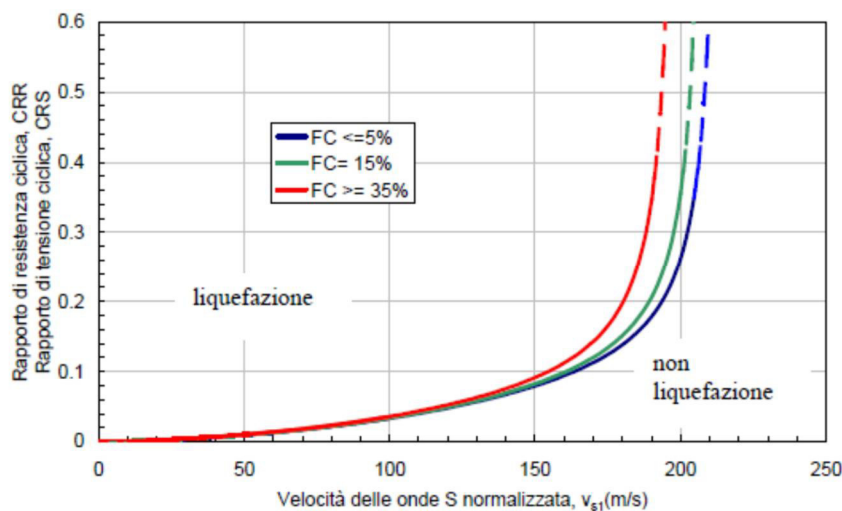
$$C_E C_B C_R C_S \approx 1$$



$$q_{c1N} = C_Q \frac{q_c}{p_a}$$

dove  $p_a$ ,  $q_c$  (pressione atmosferica di riferimento  $\approx 100$  kPa) e  $\sigma'_v$  sono espresse nelle stesse unità di misura ed è

$$C_Q = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{1.338 - 0.294(q_{c1N})^{0.264}}$$



$$v_{s1} = C_V v_s$$

dove  $p_a$  (pressione atmosferica di riferimento  $\approx 100$  kPa) e  $\sigma'_v$  sono espresse nelle stesse unità di misura ed è

$$C_V = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25}$$

- CSR è la tensione indotta dal terremoto, calcolata attraverso la relazione

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

nella quale  $g$  è l'accelerazione di gravità;  $\sigma_v$  e  $\sigma'_v$  sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;  $r_d$  è un coefficiente riduttivo dall'azione sismica e può essere determinato attraverso la relazione semplificata

$$r_d = 1 - 0.0015 \cdot z$$

- MSF è un fattore di scala che può essere valutato mediante la tabella seguente in funzione della magnitudo.

Magnitudo	MSF
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19

Se il fattore  $F_s > 1$  la liquefazione è da escludere; se il fattore  $F_L < 1$  è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.

A tali metodi, che prevedono il calcolo del fattore di sicurezza ( $F_s$ ), è possibile associare un indice rappresentativo del rischio di liquefazione, definito da Iwasaki et al. (1978) come *Indice del Potenziale di Liquefazione*  $IP_L$ , esprimibile come

$$IP_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

In cui  $z_{crit} = 20$  m, che rappresenta la profondità oltre la quale è da escludersi fenomeni di liquefazione. In base al valore di  $IP_L$  è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso la tabella che segue:

Valore $IP_L$	Rischio di liquefazione
$IP_L = 0$	Molto basso
$0 < IP_L \leq 5$	Basso
$5 < IP_L \leq 15$	Alto
$IP_L > 15$	Molto alto

La scrivente ha scelto di valutare il potenziale di liquefazione utilizzando i dati ottenuti dall'indagine penetrometrica attraverso il metodo di Robertson & Wride (1998):

#### FORMULE

Per  $0 < (q_{c1n})_{CS} < 50$

Per  $50 < (q_{c1n})_{CS} < 160$

$$CRR = 0,883 \cdot \left[ \frac{(q_{c1n})_{CS}}{1000} \right] + 0,05$$

$$CRR = 93 \cdot \left[ \frac{(q_{c1n})_{CS}}{1000} \right]^3 + 0,08$$

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

Ipotizzando la magnitudo di riferimento pari a 6,8, desunta da dati storici, si ottiene quanto segue:

Metodo che utilizzano Prove Statiche (CPT)	Fattore di sicurezza		Magnitudo di riferimento (M)	Indagine	Indice del Potenziale di Liquefazione (PL)	Rischio liquefazione Iwasaki et al. (1978)
	Fs (Autore)	OPCM 3274				
Robertson e Wide (1998)	>1,0	>1,25	6,8	CPT1	0,009	Basso
				CPT2	0,554	Basso
				CPT3	0,537	Basso

## VERIFICHE GEOTECNICHE

Attraverso i parametri geotecnici derivanti dall'esecuzione di n. 3 prove penetrometriche CPT, considerati secondo un unico modello geotecnico riassumibile in una sequenza stratigrafica caratterizzata da alternanza di orizzonti litostratigrafici a comportamento coesivo e incoerente, secondo la tipologia di approccio e di combinazione definiti dal progettista incaricato nella valutazione delle verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) (Approccio 2 di cui alle NTC 18 e s.m.i.) e agli Stati Limite d'Esercizio secondo la normativa in tema di progettazione in zone sismiche (DM 17/01/2018), si è provveduto a redigere i modelli geologici e geotecnici del sottosuolo e a eseguire alcune valutazioni relative alle verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).

A tal proposito, in questa sede, si è provveduto a fornire anche i parametri geotecnici relativi al modulo edometrico al fine di poter eseguire anche le già citate valutazioni circa la possibile stima dei cedimenti, in funzione dei carichi come forniti dal progettista incaricato e di una possibile stima di essi secondo valutazioni ipotetiche. Attraverso i parametri caratteristici forniti, per la valutazione agli SLU e agli SLE, si giunge ai valori di progetto che si ottengono adottando coefficienti di sicurezza parziali che ne riducono le caratteristiche e i valori.

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

### - SLU di tipo geotecnico (GEO)

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Collasso per scorrimento sul piano di posa

Stabilità globale

### - SLU di tipo strutturale (STR)

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche di stabilità globale devono essere effettuate secondo l'Approccio 1, Combinazione 2: (A2+M2+R2), mentre le rimanenti verifiche devono essere effettuate seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1



Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2

(A1+M1+R3)

**Tabella 6.4.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Affinché una fondazione possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (Stato Limite Ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa, mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$ , secondo normativa vigente, si dovrebbero considerare le situazioni a breve e a lungo termine, anche nei terreni a grana fine; in realtà la situazione maggiormente critica, in caso di carico, come il caso della costruzione di edifici (il nostro caso), in depositi costituiti prevalentemente da terreni fini, si realizza in condizioni di sforzi totali, ovvero in condizioni non drenate (breve termine).

In base a quanto descritto e in funzione dei parametri geotecnici definiti in questa sede sono stati valutati i valori della resistenza di progetto del sistema terreno-fondazione, in funzione di tutti i vari approcci progettuali; tali verifiche forniscono, pertanto, supporto relativo al tipo "GEO-crollo per carico limite dell'insieme fondazione-terreno" (le verifiche "GEO-stabilità globale" e "GEO-crollo per scorrimento sul piano di posa" per edificio in pianura sono ritenute non significative).

Ai fini del calcolo dei valori di carico limite, in funzione delle dimensioni fondali fornite dal progettista incaricato (trave rovescia con  $B=1,0$  m, lunghezza fondazione pari a 25 m e piano di posa a -1,0 m da p.c. [non è stata valutata la porzione di 10 cm di magrone al di sotto in quanto non riveste il ruolo di fondazione armata ma solo di regolarizzazione del fondo e appoggio della stessa fondazione]), e delle caratteristiche geotecniche dei terreni, in condizioni statiche e sismiche, è stato impiegato il software Loadcap, versione 2021.30.2.1014 della Geostru Software, utilizzando la formula di riferimento ritenuta più affidabile, quella di Brinch-Hansen e di Richards, Helm e Budhu.

In virtù delle risposte alle prove geognostiche e della definizione dei modelli geotecnici, in questa sede, è stato deciso di valutare tutte le condizioni, sia drenate che non drenate (lungo termine e/o breve termine) considerando un approccio di calcolo secondo la teoria classica e secondo la successione stratigrafica dei terreni, secondo una media pesata, vista l'importante eterogeneità del sottosuolo, caratterizzato da alternanza ritmica di terreni a comportamento coesivo e comportamento incoerente, con possibilità, anche, di comportamento misto tra i due.

Per quanto riguarda il calcolo del valore di carico limite in condizioni sismiche, in questa sede, sulla base del fatto che nella valutazione sismica di un terreno di tipo coesivo, a oggi non esistono metodi e valutazioni scientifiche circa la risposta di terreni coesivi alle sollecitazioni sismiche, queste valutazioni possono presentare variazioni dei valori di carico limite o meno in funzione delle situazioni valutate.

Definite le metodologie di calcolo del valore di carico limite, le dimensioni fondali e i parametri geotecnici relativi alle prove penetrometriche considerate, di seguito si riportano cenni teorici relativi alla formula impiegata per i calcoli e i relativi risultati secondo i diversi casi progettuali considerati.

## CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI: CENNI TEORICI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Per la condizione non drenata, la formula si presenta come segue:

$$R/A' = (2+p) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

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

$$s_c = 1 + 0.2(B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1.2 \quad \text{per fondazioni quadrate o circolari}$$

$i_c$  fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta a 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:

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

### Fattori di forma

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

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

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

### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale $H$ parallelo a $L'$

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0.7H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1)$$

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

Per quanto riguarda, invece, il calcolo del valore di carico limite in condizioni sismiche, in questa sede, è stato deciso di utilizzare, quale metodologia di calcolo, il modello di Richards et. al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno, così, esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_l = c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_q = K_{pE}/K_{AE}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (K_{pE}/K_{AE}) - 1 \cdot \tan \rho_{AE}$$

esaminando, con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e considerando le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl), ridotta alla sola linea AC, che viene considerata come una parete ideale in equilibrio, sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:

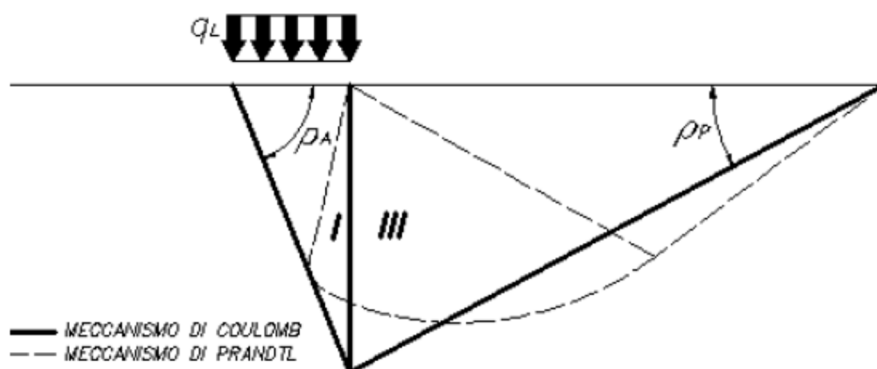


Figura 3; schema di calcolo del carico limite  $q_l$

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli  $\rho_A$  e  $\rho_P$ , che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva  $K_A$  e  $K_P$ , in funzione dell'angolo di attrito interno  $\phi$  del terreno e dell'angolo di attrito  $\delta$  terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule, assumendo  $\phi=0.5\delta$ , conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, considerando le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni  $k_h \cdot g$  e  $k_v \cdot g$ , agenti, rispettivamente, in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a  $k_h \cdot g$  e  $k_v \cdot g$ . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di  $\rho_A$  e  $\rho_P$ , nonché di  $K_A$  e  $K_P$ , rispettivamente indicate come  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e come  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} + \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di  $N_q$  e  $N_{\varnothing}$  sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando, naturalmente, le espressioni degli angoli  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e dei coefficienti  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo  $\theta$  definito come:

$$\tan \theta = k_h / (1 - k_v)$$

Definite le metodologie di calcolo del valore di carico limite, di seguito si riporta una tabella riassuntiva dei valori di carico limite, in funzione della tipologia fondale di progetto, come definita dal progettista strutturista, in condizioni sia di lungo termine (drenata), sia di breve termine (non drenata), in funzione delle varie stratigrafie di riferimento e dei relativi modelli geotecnici derivati, secondo, come riferito, la teoria classica e secondo una media pesata lungo la successione stratigrafica. In questa sede è stata valutata la presenza costante di una superficie freatica posta a 0,90 m da p.c.



**Stratigrafia n. 1 – riferimento CPT 1 – modello geotecnico**

Numero strato	Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]
1	0,8	17,3	18,1	41,0	28,4	3000,0
2	0,8	18,5	19,3	38,6	60,8	4600,0
3	0,6	18,6	21,6	41,3	-	5400,0
4	1,2	17,8	18,6	30,0	40,2	3800,0
5	2,8	17,7	20,6	35,0	-	3600,0
6	1,4	18,0	18,7	-	48,1	4200,0
7	3,0	18,6	21,6	36,2	-	5700,0
8	0,4	18,7	19,5	22,9	77,5	4700,0
9	0,4	18,6	21,6	30,3	-	3700,0
10	0,6	19,3	20,	24,9	103,0	4100,0
11	1,0	18,6	21,6	35,1	-	6300,0
12	1,2	19,0	19,8	22,4	93,2	4300,0
13	0,8	18,6	21,6	32,6	-	5700,0

**Sintesi risultati resistenza di progetto**

Dimensioni fondali (m) Piano di posa -1.00 m da p.c. H <sub>2</sub> O = -0.90 m da p.c.	Valori di resistenza di progetto Rd (kN/m²)							
	Condizione non drenata				Condizione drenata			
	Condizione statica		Condizione sismica		Condizione statica		Condizione sismica	
	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata
Trave rovescia 25.0 m*1.0 m	144,62	86,76	184,80	110,86	651,21	786,60	376,81	442,76

**Stratigrafia n. 2 – riferimento CPT 2 – modello geotecnico**

Numero strato	Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]
1	0,6	17,0	17,8	-	23,5	2600,0
2	1,0	19,0	19,8	40,7	80,4	4700,0
3	1,0	18,6	21,6	41,7	-	5700,0
4	1,4	18,2	19,0	-	52,0	4400,0
5	2,4	18,6	21,6	34,5	-	3500,0
6	1,6	17,5	18,3		38,2	3700,0
7	2,6	18,6	21,6	35,0	-	5200,0
8	1,8	18,1	18,9		56,9	4500,0
9	1,4	18,5	19,3	20,2	71,6	4700,0
10	0,4	18,3	19,1	-	64,7	4700,0
11	0,8	18,6	21,6	30,9	-	4900,0

### Sintesi risultati resistenza di progetto

Dimensioni fondali (m) Piano di posa -1.00 m da p.c. H <sub>2</sub> O = -0.90 m da p.c.	Valori di resistenza di progetto Rd (kN/m <sup>2</sup> )							
	Condizione non drenata				Condizione drenata			
	Condizione statica		Condizione sismica		Condizione statica		Condizione sismica	
	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata
Trave rovescia 25.0 m*1.0 m	188,89	107,51	241,36	137,37	902,83	987,66	517,64	553,90

### Stratigrafia n. 3 – riferimento CPT 3 – modello geotecnico

Numero strato	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 Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]
1	1,2	17,5	18,2	-	31,4	3300,0
2	0,8	18,6	21,6	42,4	-	5800,0
3	0,6	17,7	20,6	35,7	-	2800,0
4	0,8	18,4	19,1	-	55,9	4500,0
5	2,6	18,6	21,6	36,6	-	4400,0
6	0,6	18,3	19,1	25,4	57,9	4600,0
7	0,4	18,6	21,6	31,9	-	3000,0
8	0,6	18,0	18,8	-	50,0	4300,0
9	2,6	18,6	21,6	37,0	-	6100,0
10	1,4	18,1	18,8	-	54,9	4500,0
11	0,6	17,7	20,6	25,3	-	3000,0
12	1,2	17,9	18,7	-	53,0	4400,0
13	1,6	18,6	21,6	33,3	-	5900,0

### Sintesi risultati resistenza di progetto

Dimensioni fondali (m) Piano di posa -1.00 m da p.c. H <sub>2</sub> O = -0.90 m da p.c.	Valori di resistenza di progetto Rd (kN/m <sup>2</sup> )							
	Condizione non drenata				Condizione drenata			
	Condizione statica		Condizione sismica		Condizione statica		Condizione sismica	
	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata
Trave rovescia 25.0 m*1.0 m	78,37	35,93	100,14	45,91	7,21	128,99	9,22	80,21

Si evidenzia che la formula di Brinch-Hansen, oltre a essere, generalmente, la più cautelativa nel calcolo del valore di carico limite, è anche quella che meglio approssima il reale comportamento del terreno e che si avvicina al valore corretto, anche in virtù del fatto che analizza e tiene conto di tutta una serie di fattori correttivi legati alla forma della fondazione e ad altri elementi che meglio permettono di simulare le reali situazioni presenti.

È facilmente visionabile l'eterogeneità di comportamento e di valore delle resistenze offerte dal sistema terreno-fondazione in funzione dei risultati lungo le varie verticali. Si evidenzia, inoltre, che in questa sede, in funzione dell'alternanza di materiali a possibile comportamento incoerente e coesivo, sono state svolte sia verifiche in condizioni drenate che non drenate, giungendo anche a valori di carico limite prossime a zero in quanto tali depositi non possiedono una caratterizzazione in termini di angolo di resistenza al taglio mostrando, invece, un comportamento esclusivamente coesivo. I valori sono stati comunque mantenuti per aspetto puramente conoscitivo e

per apprezzare, al meglio, le differenze tra un approccio secondo la teoria classica oppure secondo una media pesata delle caratteristiche geotecniche della sequenza stratigrafica che, in questa particolare situazione di alternanza, potrebbe anche essere il metodo più adatto. Si rimanda comunque a successive fasi e di approfondimento di indagine, l'applicazione o meno di tale metodologia di lavoro.

#### CONSIDERAZIONE SUI POSSIBILI CEDIMENTI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)

La teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi (1943) prevede che, individuati i livelli compressibili del terreno il sovraccarico  $\Delta\sigma_v$ , in riferimento ai parametri di deformabilità dei terreni, si registri un cedimento edometrico complessivo, definito dalla seguente formula:

$$S_{cd} = \sum \varepsilon_v \Delta H$$

dove:

$$\varepsilon_v = m_v \Delta\sigma_v = \frac{1}{M} \Delta\sigma_v$$

Il calcolo, pertanto, è stato effettuato sulla base delle dimensioni e delle geometrie fondali ipotizzate nel paragrafo precedente, secondo i dati progettuali forniti dalla committenza. La verifica dei cedimenti, in coerenza alla teoria sopra esposta, è stata così interrotta quando la pressione indotta è risultata inferiore a 1/10 di quella di contatto.

In base a quanto fornito dal progettista incaricato, il valore dei carichi permanenti e permanenti non strutturali, unici dati a disposizione, risultano essere pari a 550 daN/m<sup>2</sup> (5,5 kN/m<sup>2</sup>). Su tali dati, a titolo esemplificativo, sono state svolte alcune valutazioni, considerandoli quali valori di carico agente della struttura.

In base a tale valore di carico, estremamente ridotto, non si ha sviluppo di alcun cedimento per nessuna delle stratigrafie a disposizione e, conseguentemente, dei modelli geotecnici a disposizione.

Poiché, però, il valore di tale carico è stato solo estrapolato da quanto inoltrato dal progettista incaricato, senza tener conto di altri elementi e carichi, accidentali e non, è stata eseguita, sommariamente, una stima ipotetica dei possibili cedimenti, basandosi su valori di carico ipotizzati in 50 kN/m<sup>2</sup>.

<b>Dimensioni fondali</b>	<b>Stratigrafia 1 Cedimenti al centro (cm)</b>	<b>Stratigrafia 2 Cedimenti al centro (cm)</b>	<b>Stratigrafia 3 Cedimenti al centro (cm)</b>
Trave rovescia 25.0 m*1.0 m	1,77 cm	1,63 cm	1,75 cm

A titolo puramente indicativo, i calcoli svolti, pertanto, propongono valori dei possibili cedimenti indotti in funzione della configurazione fondale di verifica, in modo da fornire alcune indicazioni di massima basandosi, come già sopra riferito, alla sintesi dei valori forniti dal progettista incaricato e di ipotetici valori di carico agente. Si rimanda al progettista incaricato la valutazione di quanto sopra e di quanto ritenuto utile.

## NOTE CONCLUSIVE

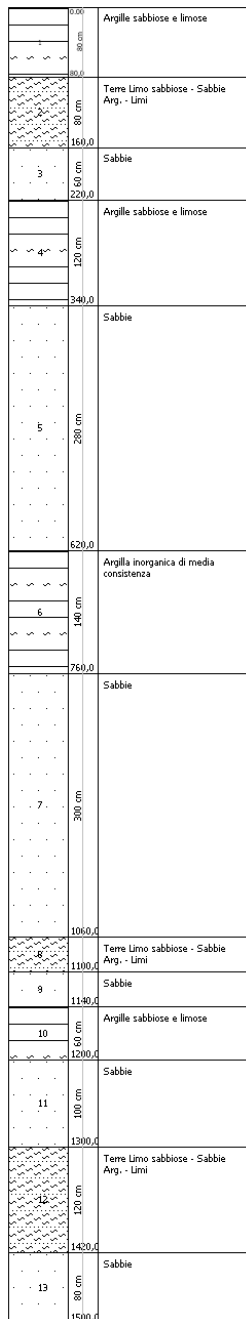
Su incarico del Comune di Marcon (VE), GEODIS Srl ha eseguito un'indagine geotecnica in sito relativa ai "Lavori di realizzazione nuova palestra scolastica presso la scuola primaria G. Carducci a Gaggio (CIG: Z8B2BA00AD)" in via E. Fermi, nel comune di Marcon (VE).

A supporto dell'indagine GEODIS Srl ha redatto la presente Relazione Geotecnica sulle indagini.

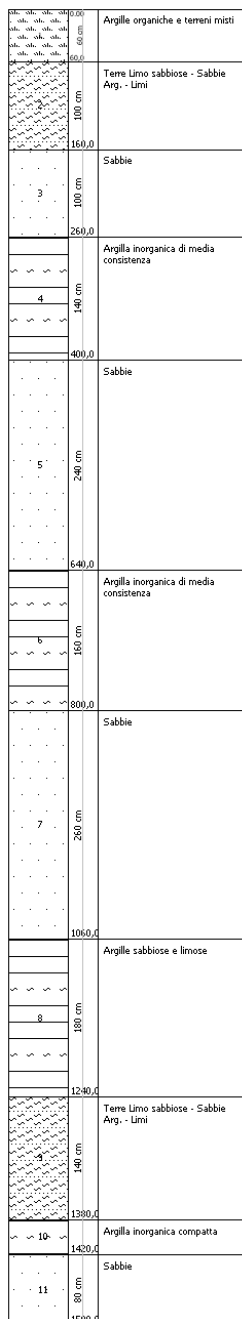
Nel presente studio è stata eseguita la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, secondo le caratteristiche tecniche fornite dal Progettista. Sulla base della richiesta della Committenza è stata eseguita la verifica secondo il D.M. 17 gennaio 2018.

### MODELLO GEOTECNICO SINTETICO

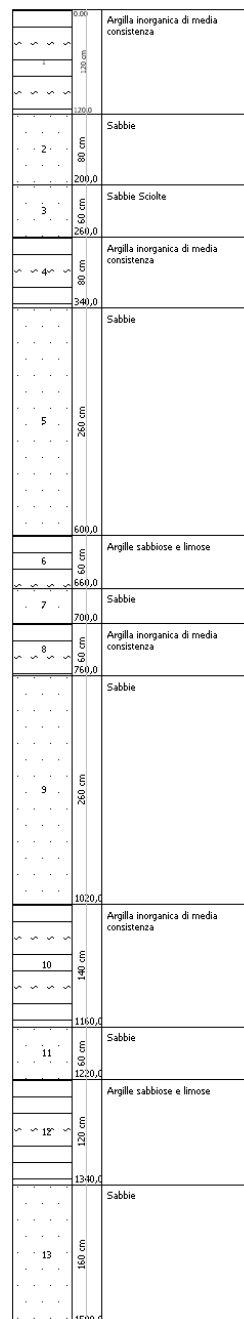
Nelle figure a lato è rappresentato il modello geotecnico semplificato del sito in oggetto ricavato dall'interpretazione della prova statica: sono evidenziati i terreni con comportamento geotecnico assimilabile al tipo coesivo (argille e limi e argille con contenuto organico), i terreni aventi comportamento assimilabile al tipo incoerente (sabbie) ed i terreni costituiti da due o più frazioni di tipo coesivo e/o incoerente aventi comportamento geotecnico assimilabile a quello della frazione prevalente (limi sabbiosi, sabbie limose, ecc.).



CPT1 (15,00 m)



CPT2 (15,00 m)



CPT3 (15,00 m)



## CPT1 (modello sintetico)

Nr.	Prof. da	Prof. a	Tipo	Cu	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi
1	0,00	0,80	Cl	28,4	>9	17,3	18,1	26,4	41,0
2	0,80	1,60	Cl	60,8	>9	18,5	19,3	31,4	38,6
3	1,60	2,20	I	--	>9	18,6	21,6	53,5	41,3
4	2,20	3,40	Cl	40,2	4,6	17,8	18,6	5,6	30,0
5	3,40	6,20	I	--	7,8	17,7	20,6	36,1	35,0
6	6,20	7,60	C	48,1	4,4	18,0	18,7	--	--
7	7,60	10,60	I	--	7,0	18,6	21,6	51,1	36,2
8	10,60	11,00	Cl	77,5	1,9	18,7	19,5	5,0	22,9
9	11,00	11,40	I	--	2,6	18,6	21,6	27,9	30,3
10	11,40	12,00	Cl	103,0	3,0	19,3	20,0	10,8	24,9
11	12,00	13,00	I	--	5,2	18,6	21,6	50,6	35,1
12	13,00	14,20	Cl	93,2	1,8	19,0	19,8	5,8	22,4
13	14,20	15,00	I	--	3,6	18,6	21,6	41,7	32,6

## CPT2 (modello sintetico)

Nr.	Prof. da	Prof. a	Tipo	Cu	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi
1	0,00	0,60	C	23,5	1,9	17,0	17,8	--	--
2	0,60	1,60	Cl	80,4	>9	19,0	19,8	40,7	40,7
3	1,60	2,60	I	--	>9	18,6	21,6	56,9	41,7
4	2,60	4,00	C	52,0	4,8	18,2	19,0	--	--
5	4,00	6,40	I	--	6,2	18,6	21,6	34,9	34,5
6	6,40	8,00	C	38,2	3,4	17,5	18,3	--	--
7	8,00	10,60	I	--	6,2	18,6	21,6	45,8	35,0
8	10,60	12,40	C	56,9	5,3	18,1	18,9	--	--
9	12,40	13,80	Cl	71,6	1,3	18,5	19,3	5,0	20,2
10	13,80	14,20	C	64,7	6,1	18,3	19,1	--	--
11	14,20	15,00	I	--	3,3	18,6	21,6	34,5	30,9

## CPT3 (modello sintetico)

Nr.	Prof. da	Prof. a	Tipo	Cu	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi
1	0,00	1,20	C	31,4	2,7	17,5	18,2	--	--
2	1,20	2,00	I	--	>9	18,6	21,6	57,0	42,4
3	2,00	2,60	I	--	8,5	17,7	20,6	28,2	35,7
4	2,60	3,40	C	55,9	5,2	18,4	19,1	--	--
5	3,40	6,00	I	--	8,4	18,6	21,6	43,3	36,6
6	6,00	6,60	Cl	57,9	3,0	18,3	19,1	5,0	25,4
7	6,60	7,00	I	--	3,2	18,6	21,6	27,5	31,9
8	7,00	7,60	C	50,0	4,6	18,0	18,8	--	--
9	7,60	10,20	I	--	7,4	18,6	21,6	54,7	37,0
10	10,20	11,60	C	54,9	5,1	18,1	18,8	--	--
11	11,60	12,20	I	--	1,9	17,7	20,6	12,3	25,3
12	12,20	13,40	C	53,0	4,9	17,9	18,7	--	--
13	13,40	15,00	I	--	4,4	18,6	21,6	44,4	33,3

Si ricorda che i valori ottenuti sono indicativi e talvolta non paragonabili ai risultati di prove dirette di laboratorio. Si ricorda, inoltre, come i vari metodi di correlazione presenti in letteratura siano generalmente riferiti a determinati terreni presenti in determinati siti, e che non necessariamente sono in grado di restituire valori adeguati e corrispondenti alla realtà per altri terreni e per altri siti. I valori qui espressi vanno quindi intesi come indicazioni di massima e si raccomanda di procedere con determinazioni dirette in laboratorio qualora l'importanza dell'intervento lo richiedesse.

Le indagini geognostiche eseguite nel sito hanno permesso la misura diretta della profondità della superficie piezometrica che è risultata essere al momento delle misure:

	CPT1	CPT2	CPT3
Profondità falda da p.c. (m)	0,95 m	0,95 m	0,90 m

Tali valori sono rappresentativi delle interferenze tra le piezometrie dei diversi acquiferi incontrati durante l'esecuzione delle indagini in sito. Per la misura del reale livello piezometrico del primo acquifero confinato e per la valutazione di eventuali oscillazioni stagionali si consiglia l'installazione in foro di sondaggio di un piezometro a tubo aperto e l'esecuzione di un monitoraggio piezometrico annuale.

#### FREQUENZA FONDAMENTALE DI RISONANZA DI SITO

Frequenza fondamentale di risonanza di sito
$0,19 \pm 0,03$ Hz

#### MODELLO SISMO – STRATIGRAFICO INTERPRETATIVO

Misura H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	110	4.00	0,0 – 4,00
II SISMOSTRATO	150	5.00	4,00 – 9,00
III SISMOSTRATO	190	18.00	9,00 – 27,00
IV SISMOSTRATO	240	28.00	27,00 – 55,00
V SISMOSTRATO	300	inf.	55,00 – Semisp.

#### VELOCITÀ DI PROPAGAZIONE DELLE ONDE DI TAGLIO FINO A 30 M DAL PIANO DI POSA DELLE FONDAZIONI

Profondità piano di posa fondazioni	Vs,30
0 m da p.c.	Vs (0-30) $\approx$ 170 m/s

#### CATEGORIA SISMICA DI SOTTOSUOLO

<b>D</b>	<b><i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i></b> , 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.
----------	---

#### CATEGORIA TOPOGRAFICA

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S <sub>T</sub>
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	-	1.0

ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SUPERFICIE: COMPONENTE ORIZZONTALE

Vita Nominale	Classe d'Uso	Stato limite	Tempo di Ritorno	$a_g$	$F_0$	$S_s$	$S_T$	$a_{max}$
50	III	SLO	45	0,036	2,570	1,8	1	0,637
		SLD	75	0,044	2,548	1,8	1	0,783
		SLV	712	0,108	2,583	1,8	1	1,909
		SLC	1462	0,139	2,597	1,8	1	2,459

ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA IN SUPERFICIE: COMPONENTE VERTICALE

Vita Nominale	Classe d'Uso	Stato limite	Tempo di Ritorno	$F_v$
50	III	SLO	45	0,067
		SLD	75	0,074
		SLV	712	0,117
		SLC	1462	0,133

SPOSTAMENTO E VELOCITÀ ORIZZONTALI DEL TERRENO

tempo di ritorno	45	75	712	1462
dg (m)	0,013	0,016	0,047	0,060
vg (m/s)	0,006	0,008	0,023	0,030

VERIFICA DELLA LIQUEFACIBILITÀ

Metodo che utilizzano Prove Statiche (CPT)	Fattore di sicurezza		Magnitudo di riferimento (M)	Indagine	Indice del Potenziale di Liquefazione (PL)	Rischio liquefazione Iwasaki et al. (1978)
	$F_s$ (Autore)	OPCM 3274				
Robertson e Wide (1998)	>1,0	>1,25	6,8	CPT1	0,009	Basso
				CPT2	0,554	Basso
				CPT3	0,537	Basso

**Stratigrafia n. 1 – riferimento CPT 1 – modello geotecnico**

Numero strato	Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]
1	0,8	17,3	18,1	41,0	28,4	3000,0
2	0,8	18,5	19,3	38,6	60,8	4600,0
3	0,6	18,6	21,6	41,3	-	5400,0
4	1,2	17,8	18,6	30,0	40,2	3800,0
5	2,8	17,7	20,6	35,0	-	3600,0
6	1,4	18,0	18,7	-	48,1	4200,0
7	3,0	18,6	21,6	36,2	-	5700,0
8	0,4	18,7	19,5	22,9	77,5	4700,0
9	0,4	18,6	21,6	30,3	-	3700,0
10	0,6	19,3	20,	24,9	103,0	4100,0
11	1,0	18,6	21,6	35,1	-	6300,0
12	1,2	19,0	19,8	22,4	93,2	4300,0
13	0,8	18,6	21,6	32,6	-	5700,0

**Sintesi risultati resistenza di progetto**

Dimensioni fondali (m) Piano di posa -1.00 m da p.c. H <sub>2</sub> O = -0.90 m da p.c.	Valori di resistenza di progetto Rd (kN/m²)							
	Condizione non drenata				Condizione drenata			
	Condizione statica		Condizione sismica		Condizione statica		Condizione sismica	
	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata
Trave rovescia 25.0 m*1.0 m	144,62	86,76	184,80	110,86	651,21	786,60	376,81	442,76

**Stratigrafia n. 2 – riferimento CPT 2 – modello geotecnico**

Numero strato	Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]
1	0,6	17,0	17,8	-	23,5	2600,0
2	1,0	19,0	19,8	40,7	80,4	4700,0
3	1,0	18,6	21,6	41,7	-	5700,0
4	1,4	18,2	19,0	-	52,0	4400,0
5	2,4	18,6	21,6	34,5	-	3500,0
6	1,6	17,5	18,3		38,2	3700,0
7	2,6	18,6	21,6	35,0	-	5200,0
8	1,8	18,1	18,9		56,9	4500,0
9	1,4	18,5	19,3	20,2	71,6	4700,0
10	0,4	18,3	19,1	-	64,7	4700,0
11	0,8	18,6	21,6	30,9	-	4900,0

### Sintesi risultati resistenza di progetto

Dimensioni fondali (m) Piano di posa -1.00 m da p.c. H <sub>2</sub> O = -0.90 m da p.c.	Valori di resistenza di progetto Rd (kN/m <sup>2</sup> )							
	Condizione non drenata				Condizione drenata			
	Condizione statica		Condizione sismica		Condizione statica		Condizione sismica	
	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata
Trave rovescia 25.0 m*1.0 m	188,89	107,51	241,36	137,37	902,83	987,66	517,64	553,90

### Stratigrafia n. 3 – riferimento CPT 3 – modello geotecnico

Numero strato	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 Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]
1	1,2	17,5	18,2	-	31,4	3300,0
2	0,8	18,6	21,6	42,4	-	5800,0
3	0,6	17,7	20,6	35,7	-	2800,0
4	0,8	18,4	19,1	-	55,9	4500,0
5	2,6	18,6	21,6	36,6	-	4400,0
6	0,6	18,3	19,1	25,4	57,9	4600,0
7	0,4	18,6	21,6	31,9	-	3000,0
8	0,6	18,0	18,8	-	50,0	4300,0
9	2,6	18,6	21,6	37,0	-	6100,0
10	1,4	18,1	18,8	-	54,9	4500,0
11	0,6	17,7	20,6	25,3	-	3000,0
12	1,2	17,9	18,7	-	53,0	4400,0
13	1,6	18,6	21,6	33,3	-	5900,0

### Sintesi risultati resistenza di progetto

Dimensioni fondali (m) Piano di posa -1.00 m da p.c. H <sub>2</sub> O = -0.90 m da p.c.	Valori di resistenza di progetto Rd (kN/m <sup>2</sup> )							
	Condizione non drenata				Condizione drenata			
	Condizione statica		Condizione sismica		Condizione statica		Condizione sismica	
	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata	Teoria classica	Media pesata
Trave rovescia 25.0 m*1.0 m	78,37	35,93	100,14	45,91	7,21	128,99	9,22	80,21

### CONSIDERAZIONE SUI POSSIBILI CEDIMENTI AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)

In base a quanto fornito dal progettista incaricato, il valore dei carichi permanenti e permanenti non strutturali, unici dati a disposizione, risultano essere pari a 550 daN/m<sup>2</sup> (5,5 kN/m<sup>2</sup>). Su tali dati, a titolo esemplificativo, sono state svolte alcune valutazioni, considerandoli quali valori di carico agente della struttura.

In base a tale valore di carico, estremamente ridotto, non si ha sviluppo di alcun cedimento per nessuna delle stratigrafie a disposizione e, conseguentemente, dei modelli geotecnici a disposizione.

Poiché, però, il valore di tale carico è stato solo estrapolato da quanto inoltrato dal progettista incaricato, senza tener conto di altri elementi e carichi, accidentali e non, è stata eseguita, sommariamente, una stima ipotetica dei possibili cedimenti, basandosi su valori di carico ipotizzati in 50 kN/m<sup>2</sup>.



<b>Dimensioni fondali</b>	<b>Stratigrafia 1 Cedimenti al centro (cm)</b>	<b>Stratigrafia 2 Cedimenti al centro (cm)</b>	<b>Stratigrafia 3 Cedimenti al centro (cm)</b>
Trave rovescia 25.0 m*1.0 m	1,77 cm	1,63 cm	1,75 cm

In relazione a quanto emerso dal presente studio e in base alle considerazioni riportate nell'elaborato, si consiglia di approfondire lo studio geologico e geotecnico, nelle fasi progettuali successive, attraverso almeno:

- l'esecuzione di almeno 1 carotaggio continuo per la definizione della stratigrafia del sito, per l'individuazione di terreni particolarmente scadenti dal punto di vista geotecnico e per il prelievo di campioni da sottoporre ad analisi di laboratorio geotecnico;
- l'installazione nel foro di sondaggio di almeno 1 piezometro per il rilevamento della quota di falda e per l'esecuzione di un monitoraggio delle oscillazioni stagionali dei livelli piezometrici.

Dr. Geol. Julien Perin



## BIBLIOGRAFIA

- Baldi, G. et al., 1981 – *Cone Resistance of a Dry Medium Sand*, 10th ICSMFE, Stockholm, vol. 2 pp. 427-432;
- Baldi, G. et al., 1986 – *Drained penetration on sands*, Proc. IV Int. Geot. Seminar on Field Instrumentation and In Situ Measurements, Nanyang Tech. Inst., Singapore (2a parte);
- Baldi, G. et al., 1986 – *Flat Dilatometer Tests in Calibration Chambers*, Proc. Spec. Conf. ASCE, in situ '86, Blacksburg (USA);
- Baldi, G. et al., 1988 – *Stiffness of sands from CPT, SPT and DMT*. A critical review. Conference on Penetration Testing in the UK, Birmingham;
- Begemann H. K., 1965 – *The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile*, VI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal.
- Bruschi A., 2010 – *Prove Geotecniche in situ*. Dario Flaccovio Editore;
- Cestari F., 2005 – *Prove geotecniche in sito*. Edizioni Geo-Graph – Segrate;
- Cetraro F., 2007 – *Ingegneria geotecnica e geologia applicata*. EPC Libri;
- Colombo P. e Coleselli F., 1996 – *Geotecnica*. Zanichelli
- Di Francesco R., 2010 – *Geotecnica*. Ed. Dario Flaccovio;
- Di Francesco R., 2011 – *Analisi geotecniche di fondazioni superficiali e pali*. Ed. Dario Flaccovio;
- Garbin F. e Ridolfi S. S., 2010 – *Geologia e geotecnica stradale*. Ed. Dario Flaccovio;
- Imai T., Tonouchi K., 1982 – *Correlation of N value with S-wave velocity and shear modulus*, ESOP 2, Amsterdam, 1, 67-72, Balkema;
- Kulhawy F.H., Mayne P.W., 1990 – *Manual on estimating soil properties for foundation design*, Electric Power Research Institute, EL-6800, Research Project 1493-6;
- Lancellotta R., 2006 – *Geotecnica*. Zanichelli
- Lunne, P.K. Robertson and Powell J.J.M., 1977 – *Cone Penetration Test in Geotechnical Practice* – B.A. & P;
- Meyerhof G.G., 1951 – *The ultimate bearing capacity of foundations*, Geotechnique, 2, 301-332;
- Monaco S.G., 2008 – *Liquefazione dei terreni in condizioni sismiche*. Ed. EPC libri;
- Piacentini – Righi, 1988 – *Valutazione Compressibilità dei terreni e Consolidamento in base ai risultati di prove penetrometriche statiche* – Inarcos Bologna;
- Regoliosi P. e Ridolfi S. S., 2005 – *Introduzione alla geotecnica*. Ed. Dario Flaccovio;
- Reynolds John M., 2000 – *An introduction to applied and environmental geophysics*. Ed. Wiley;
- Riga G., 2010 – *Geologia applicata e ingegneria geotecnica*. Ed. Dario Flaccovio;
- Riga G., 2011 – *Esercizi risolti di ingegneria geotecnica e geologia applicata*. Vol. 1. EPC Editore;
- Riga G., 2011 – *Esercizi risolti di ingegneria geotecnica e geologia applicata*. Vol. 2. EPC Editore;
- Robertson P.K., 1990 – *Soil classification using the cone penetration test*, CGJ, vol. 20;
- Robertson P.K. e Campanella R.G., 1983 – *Interpretation of Cone Penetration Tests*, CGJ, vol. 20, n. 4, pp.718-745;
- Schmertmann J.H., 1977 – *Interpreting the Dynamics of the Standard Penetration Test*, Univ. of Florida, Gainesville (USA);
- Schmertmann J.H., 1978 – *Guidelines for cone tests, performance and design*, Federal Highway Administration, report FHWA-TS-78-209;
- Tanzini M., 2006 – *Fondazioni*. Ed. Dario Flaccovio;
- Tanzini M., 2010 – *Manuale del geotecnico*. Vol. 1. Ed. Dario Flaccovio;

- Tanzini M., 2010 – *Manuale del geotecnico*. Vol. 2. Ed. Dario Flaccovio;
- Tanzini M., 2011 – *L'indagine geotecnica*. Ed. Dario Flaccovio;
- Tanzini M., 2011 – *Fenomeni franosi ed opere di stabilizzazione*. Ed. Dario Flaccovio;
- Veronese L., Garbari, T., 2004 – *Esperienze di misura Vs30 con la tecnica Refraction Microtremor (ReMi)*. Atti del Convegno;
- Wayne P.W., 1991 – *Determination of OCR in Clays By Piezocone Tests*. *Soils & Foundations*, Vol. 32 pp. 190-192;
- Lambe T.W. e Whitman R.V., 1997. *Meccanica dei terreni*. Dario Flaccovio Editore.

## APPENDICE 1



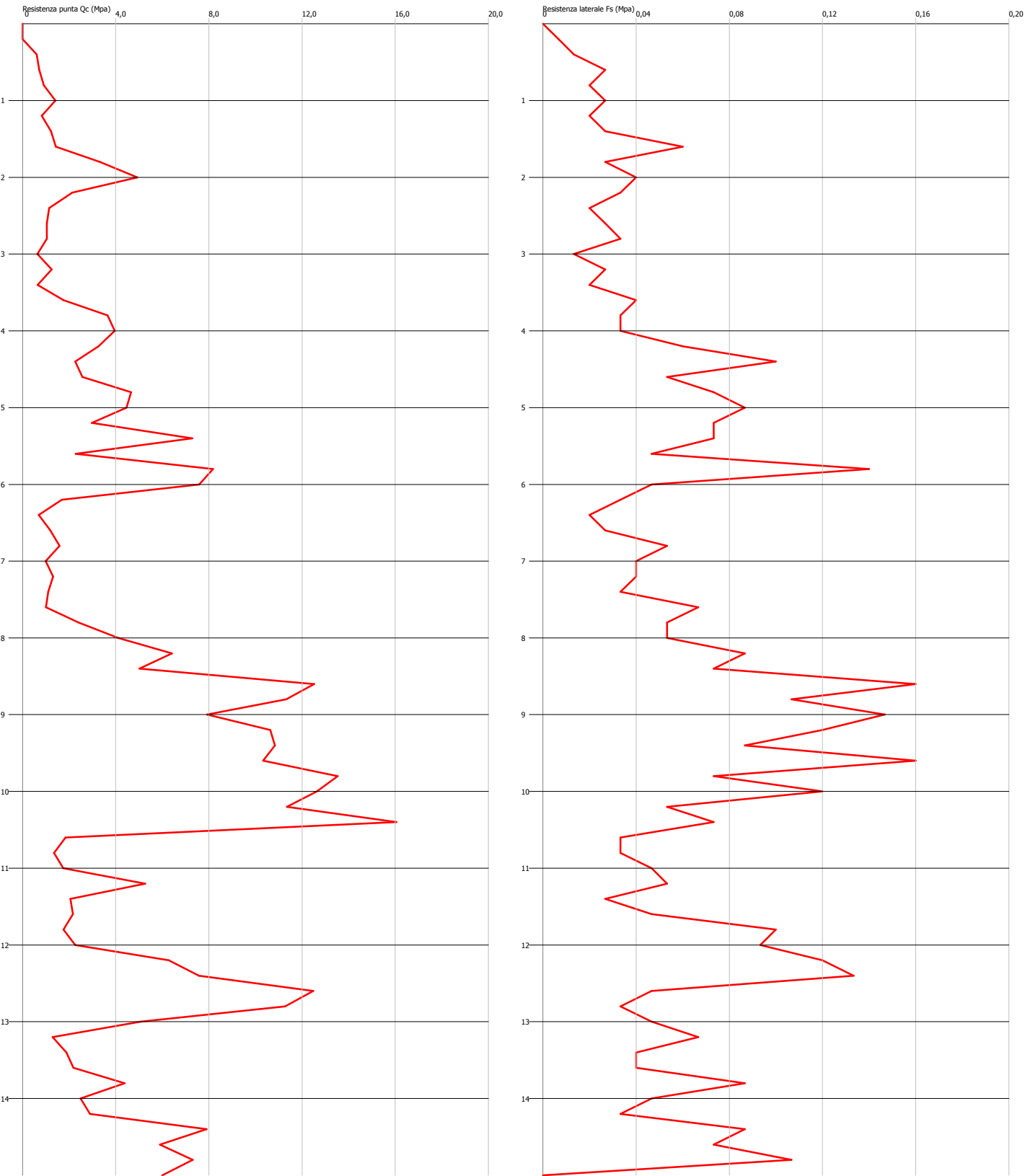
**GEODIS**  
Geological Drilling  
and Investigation Society

**GEODIS s.r.l.** - N. REA: VE – 345850 – Codice Fiscale e Partita IVA: 03871990275  
Azienda Certificata EN ISO 9001:2008 - Cert. n° IQ-0914-05  
Spinea (VE) – via L. Negrelli, 17/I – 30038 Tel/Fax 041-481046  
[www.geodisimpresa.com](http://www.geodisimpresa.com) – email: [info@impresageodis.com](mailto:info@impresageodis.com) – PEC: [geodis@ticertifica.it](mailto:geodis@ticertifica.it)

Probe CPT - Cone Penetration CPT1  
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente: Comune di Marcon  
Cantiere: Scuola G. Carducci  
Località: via E. Fermi - Gaggio (VE)

Data: 05/03/2020





## PROVA CPT1

### LETTURE E RESISTENZE

Profondità (m)	Lettura punta (Mpa)	Lettura laterale (Mpa)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	0,00	0,0	0,0	0,0067	0,0	
0,40	6,00	7,0	0,6135	0,0133	46,1	2,2
0,60	7,00	9,0	0,7135	0,0267	26,7	3,7
0,80	9,00	13,0	0,9135	0,02	45,7	2,2
1,00	14,00	17,0	1,4135	0,0267	52,9	1,9
1,20	8,00	12,0	0,8271	0,02	41,4	2,4
1,40	12,00	15,0	1,2271	0,0267	46,0	2,2
1,60	14,00	18,0	1,4271	0,06	23,8	4,2
1,80	33,00	42,0	3,3271	0,0267	124,6	0,8
2,00	49,00	53,0	4,9271	0,04	123,2	0,8
2,20	21,00	27,0	2,1406	0,0333	64,3	1,6
2,40	11,00	16,0	1,1406	0,02	57,0	1,8
2,60	10,00	13,0	1,0406	0,0267	39,0	2,6
2,80	10,00	14,0	1,0406	0,0333	31,2	3,2
3,00	6,00	11,0	0,6406	0,0133	48,2	2,1
3,20	12,00	14,0	1,2541	0,0267	47,0	2,1
3,40	6,00	10,0	0,6541	0,02	32,7	3,1
3,60	17,00	20,0	1,7541	0,04	43,9	2,3
3,80	36,00	42,0	3,6541	0,0333	109,7	0,9
4,00	39,00	44,0	3,9541	0,0333	118,7	0,8
4,20	32,00	37,0	3,2677	0,06	54,5	1,8
4,40	22,00	31,0	2,2677	0,1	22,7	4,4
4,60	25,00	40,0	2,5677	0,0533	48,2	2,1
4,80	46,00	54,0	4,6677	0,0733	63,7	1,6
5,00	44,00	55,0	4,4677	0,0867	51,5	1,9
5,20	29,00	42,0	2,9812	0,0733	40,7	2,5
5,40	72,00	83,0	7,2812	0,0733	99,3	1,0
5,60	22,00	33,0	2,2812	0,0467	48,8	2,0
5,80	81,00	88,0	8,1812	0,14	58,4	1,7
6,00	75,00	96,0	7,5812	0,0467	162,3	0,6
6,20	16,00	23,0	1,6947	0,0333	50,9	2,0
6,40	6,00	11,0	0,6947	0,02	34,7	2,9
6,60	11,00	14,0	1,1947	0,0267	44,7	2,2
6,80	15,00	19,0	1,5947	0,0533	29,9	3,3
7,00	9,00	17,0	0,9947	0,04	24,9	4,0
7,20	12,00	18,0	1,3083	0,04	32,7	3,1
7,40	10,00	16,0	1,1083	0,0333	33,3	3,0
7,60	9,00	14,0	1,0083	0,0667	15,1	6,6
7,80	23,00	33,0	2,4083	0,0533	45,2	2,2
8,00	40,00	48,0	4,1083	0,0533	77,1	1,3
8,20	63,00	71,0	6,4218	0,0867	74,1	1,4
8,40	49,00	62,0	5,0218	0,0733	68,5	1,5
8,60	124,00	135,0	12,5218	0,16	78,3	1,3
8,80	112,00	136,0	11,3218	0,1067	106,1	0,9
9,00	78,00	94,0	7,9218	0,1467	54,0	1,9
9,20	105,00	127,0	10,6353	0,12	88,6	1,1
9,40	107,00	125,0	10,8353	0,0867	125,0	0,8
9,60	102,00	115,0	10,3353	0,16	64,6	1,5
9,80	134,00	158,0	13,5353	0,0733	184,7	0,5
10,00	125,00	136,0	12,6353	0,12	105,3	0,9
10,20	112,00	130,0	11,3489	0,0533	212,9	0,5
10,40	159,00	167,0	16,0489	0,0733	218,9	0,5

10,60	17,00	28,0	1,8489	0,0333	55,5	1,8
10,80	12,00	17,0	1,3489	0,0333	40,5	2,5
11,00	16,00	21,0	1,7489	0,0467	37,4	2,7
11,20	51,00	58,0	5,2624	0,0533	98,7	1,0
11,40	19,00	27,0	2,0624	0,0267	77,2	1,3
11,60	20,00	24,0	2,1624	0,0467	46,3	2,2
11,80	16,00	23,0	1,7624	0,1	17,6	5,7
12,00	21,00	36,0	2,2624	0,0933	24,2	4,1
12,20	61,00	75,0	6,2759	0,12	52,3	1,9
12,40	74,00	92,0	7,5759	0,1333	56,8	1,8
12,60	123,00	143,0	12,4759	0,0467	267,1	0,4
12,80	111,00	118,0	11,2759	0,0333	338,6	0,3
13,00	49,00	54,0	5,0759	0,0467	108,7	0,9
13,20	11,00	18,0	1,2895	0,0667	19,3	5,2
13,40	17,00	27,0	1,8895	0,04	47,2	2,1
13,60	20,00	26,0	2,1895	0,04	54,7	1,8
13,80	42,00	48,0	4,3895	0,0867	50,6	2,0
14,00	23,00	36,0	2,4895	0,0467	53,3	1,9
14,20	27,00	34,0	2,903	0,0333	87,2	1,1
14,40	77,00	82,0	7,903	0,0867	91,2	1,1
14,60	57,00	70,0	5,903	0,0733	80,5	1,2
14,80	71,00	82,0	7,303	0,1067	68,4	1,5
15,00	58,00	74,0	6,003	0,0		0,0

#### INTERPRETAZIONE LITOLOGICA (SCHMERTMANN, 1978)

Prof. Strato (m)	qc Distribuzione normale R.C. (Mpa)	fs Distribuzione normale R.C. (Mpa)	Gamma (KN/m <sup>3</sup> )	Comp. Geotecnico	Descrizione
0,80	0,5601	0,0167	13,3	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
1,60	1,2237	0,0334	18,2	Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
2,20	3,4649	0,0333	18,6	Incoerente	Sabbie
3,40	0,8048	0,0233	17,8	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
6,20	3,1195	0,0638	18,8	Incoerente	Sabbie
7,60	0,9671	0,04	18,3	Coesivo	Argilla inorganica di media consistenza
10,60	7,3735	0,0933	19,2	Incoerente	Sabbie
11,00	1,5489	0,04	18,9	Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
11,40	3,6624	0,04	18,6	Incoerente	Sabbie
12,00	2,0624	0,08	19,3	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
13,00	8,5359	0,076	19,0	Incoerente	Sabbie
14,20	1,8726	0,0522	18,6	Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
15,00	6,778	0,0667	18,6	Incoerente	Sabbie

## STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

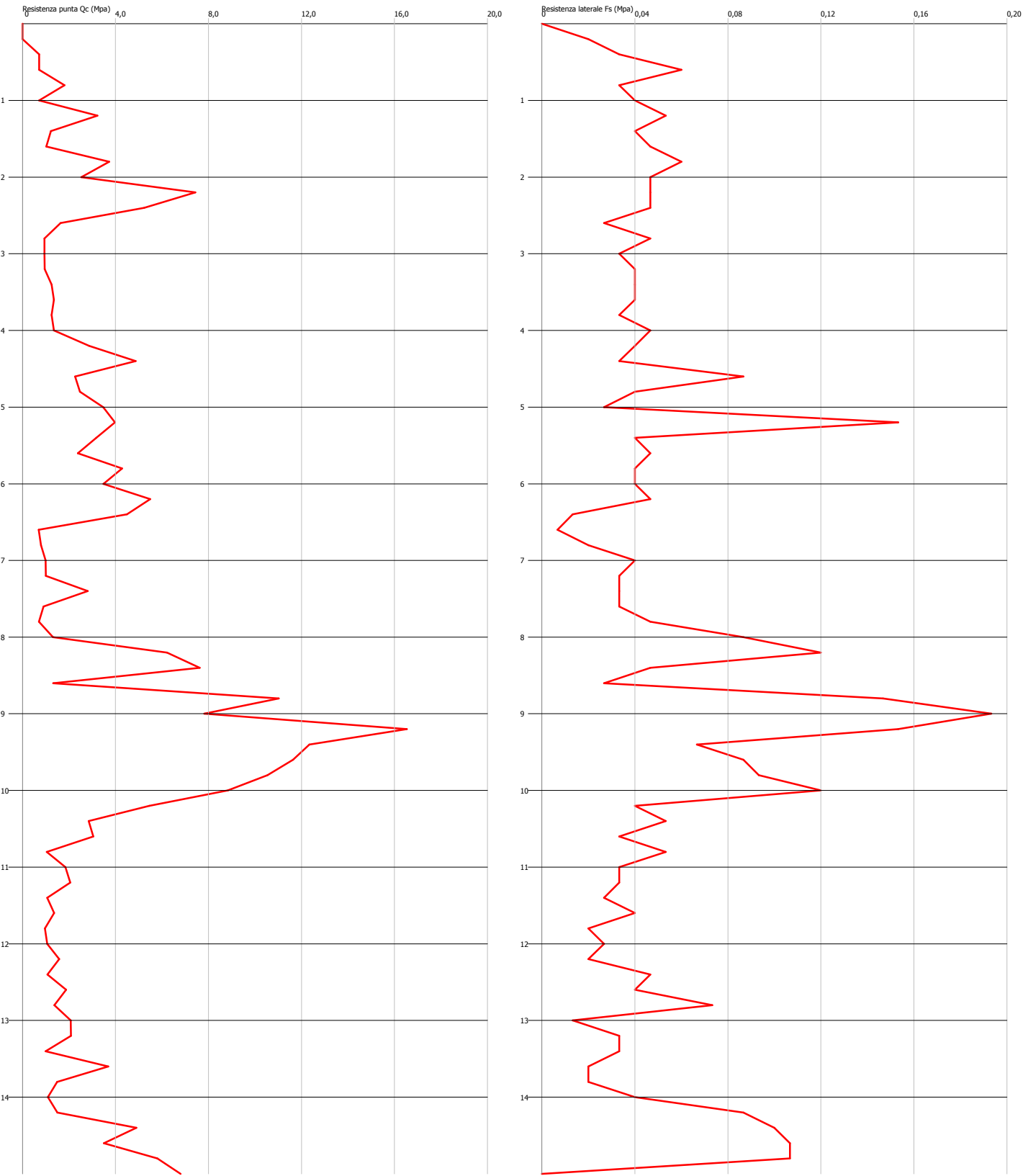
Nr: Numero progressivo strato  
 Prof: Profondità strato (m)  
 Tipo: C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente  
 Cu: Coesione non drenata (KPa)  
 OCR: Grado di sovraconsolidazione  
 Puv: Peso unità di volume (KN/m<sup>3</sup>)  
 PuvS: Peso unità di volume saturo (KN/m<sup>3</sup>)  
 Dr: Densità relativa (%)  
 Fi: Angolo di resistenza al taglio (°)

Nr.	Prof. da	Prof. a	Tipo	Cu	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi
1	0,00	0,80	CI	28,4	>9	17,3	18,1	26,4	41,0
2	0,80	1,60	CI	60,8	>9	18,5	19,3	31,4	38,6
3	1,60	2,20	I	--	>9	18,6	21,6	53,5	41,3
4	2,20	3,40	CI	40,2	4,6	17,8	18,6	5,6	30,0
5	3,40	6,20	I	--	7,8	17,7	20,6	36,1	35,0
6	6,20	7,60	C	48,1	4,4	18,0	18,7	--	--
7	7,60	10,60	I	--	7,0	18,6	21,6	51,1	36,2
8	10,60	11,00	CI	77,5	1,9	18,7	19,5	5,0	22,9
9	11,00	11,40	I	--	2,6	18,6	21,6	27,9	30,3
10	11,40	12,00	CI	103,0	3,0	19,3	20,0	10,8	24,9
11	12,00	13,00	I	--	5,2	18,6	21,6	50,6	35,1
12	13,00	14,20	CI	93,2	1,8	19,0	19,8	5,8	22,4
13	14,20	15,00	I	--	3,6	18,6	21,6	41,7	32,6

Probe CPT - Cone Penetration CPT2  
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente: Comune di Marcon  
Cantiere: Scuola G. Carducci  
Località: via E. Fermi - Gaggio (VE)

Data: 05/03/2020



## PROVA CPT2

### LETTURE E RESISTENZE

Profondità (m)	Lettura punta (Mpa)	Lettura laterale (Mpa)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	0,00	0,0	0,0	0,02	0,0	
0,40	7,00	10,0	0,7135	0,0333	21,4	4,7
0,60	7,00	12,0	0,7135	0,06	11,9	8,4
0,80	18,00	27,0	1,8135	0,0333	54,5	1,8
1,00	7,00	12,0	0,7135	0,04	17,8	5,6
1,20	32,00	38,0	3,2271	0,0533	60,5	1,7
1,40	12,00	20,0	1,2271	0,04	30,7	3,3
1,60	10,00	16,0	1,0271	0,0467	22,0	4,5
1,80	37,00	44,0	3,7271	0,06	62,1	1,6
2,00	25,00	34,0	2,5271	0,0467	54,1	1,8
2,20	74,00	81,0	7,4406	0,0467	159,3	0,6
2,40	52,00	59,0	5,2406	0,0467	112,2	0,9
2,60	16,00	23,0	1,6406	0,0267	61,4	1,6
2,80	9,00	13,0	0,9406	0,0467	20,1	5,0
3,00	9,00	16,0	0,9406	0,0333	28,2	3,5
3,20	9,00	14,0	0,9541	0,04	23,9	4,2
3,40	12,00	18,0	1,2541	0,04	31,4	3,2
3,60	13,00	19,0	1,3541	0,04	33,9	3,0
3,80	12,00	18,0	1,2541	0,0333	37,7	2,7
4,00	13,00	18,0	1,3541	0,0467	29,0	3,4
4,20	28,00	35,0	2,8677	0,04	71,7	1,4
4,40	48,00	54,0	4,8677	0,0333	146,2	0,7
4,60	22,00	27,0	2,2677	0,0867	26,2	3,8
4,80	24,00	37,0	2,4677	0,04	61,7	1,6
5,00	34,00	40,0	3,4677	0,0267	129,9	0,8
5,20	39,00	43,0	3,9812	0,1533	26,0	3,9
5,40	31,00	54,0	3,1812	0,04	79,5	1,3
5,60	23,00	29,0	2,3812	0,0467	51,0	2,0
5,80	42,00	49,0	4,2812	0,04	107,0	0,9
6,00	34,00	40,0	3,4812	0,04	87,0	1,1
6,20	54,00	60,0	5,4947	0,0467	117,7	0,8
6,40	44,00	51,0	4,4947	0,0133	337,9	0,3
6,60	6,00	8,0	0,6947	0,0067	103,7	1,0
6,80	7,00	8,0	0,7947	0,02	39,7	2,5
7,00	9,00	12,0	0,9947	0,04	24,9	4,0
7,20	9,00	15,0	1,0083	0,0333	30,3	3,3
7,40	27,00	32,0	2,8083	0,0333	84,3	1,2
7,60	8,00	13,0	0,9083	0,0333	27,3	3,7
7,80	6,00	11,0	0,7083	0,0467	15,2	6,6
8,00	12,00	19,0	1,3083	0,0867	15,1	6,6
8,20	61,00	74,0	6,2218	0,12	51,8	1,9
8,40	75,00	93,0	7,6218	0,0467	163,2	0,6
8,60	12,00	19,0	1,3218	0,0267	49,5	2,0
8,80	109,00	113,0	11,0218	0,1467	75,1	1,3
9,00	77,00	99,0	7,8218	0,1933	40,5	2,5
9,20	164,00	193,0	16,5353	0,1533	107,9	0,9
9,40	122,00	145,0	12,3353	0,0667	184,9	0,5
9,60	115,00	125,0	11,6353	0,0867	134,2	0,7
9,80	104,00	117,0	10,5353	0,0933	112,9	0,9
10,00	87,00	101,0	8,8353	0,12	73,6	1,4
10,20	53,00	71,0	5,4489	0,04	136,2	0,7
10,40	27,00	33,0	2,8489	0,0533	53,5	1,9



10,60	29,00	37,0	3,0489	0,0333	91,6	1,1
10,80	9,00	14,0	1,0489	0,0533	19,7	5,1
11,00	17,00	25,0	1,8489	0,0333	55,5	1,8
11,20	19,00	24,0	2,0624	0,0333	61,9	1,6
11,40	9,00	14,0	1,0624	0,0267	39,8	2,5
11,60	12,00	16,0	1,3624	0,04	34,1	2,9
11,80	8,00	14,0	0,9624	0,02	48,1	2,1
12,00	9,00	12,0	1,0624	0,0267	39,8	2,5
12,20	14,00	18,0	1,5759	0,02	78,8	1,3
12,40	9,00	12,0	1,0759	0,0467	23,0	4,3
12,60	17,00	24,0	1,8759	0,04	46,9	2,1
12,80	12,00	18,0	1,3759	0,0733	18,8	5,3
13,00	19,00	30,0	2,0759	0,0133	156,1	0,6
13,20	19,00	21,0	2,0895	0,0333	62,7	1,6
13,40	8,00	13,0	0,9895	0,0333	29,7	3,4
13,60	35,00	40,0	3,6895	0,02	184,5	0,5
13,80	13,00	16,0	1,4895	0,02	74,5	1,3
14,00	9,00	12,0	1,0895	0,04	27,2	3,7
14,20	13,00	19,0	1,503	0,0867	17,3	5,8
14,40	47,00	60,0	4,903	0,1	49,0	2,0
14,60	33,00	48,0	3,503	0,1067	32,8	3,0
14,80	56,00	72,0	5,803	0,1067	54,4	1,8
15,00	66,00	82,0	6,803	0,0		0,0

#### INTERPRETAZIONE LITOLOGICA (SCHMERTMANN, 1978)

Prof. Strato (m)	qc Distribuzione normale R.C. (Mpa)	fs Distribuzione normale R.C. (Mpa)	Gamma (KN/m <sup>3</sup> )	Comp. Geotecnico	Descrizione
0,60	0,4757	0,0378	11,8	Coesivo	Argille organiche e terreni misti
1,60	1,6017	0,0427	18,1	Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
2,60	4,1152	0,0454	18,4	Incoerente	Sabbie
4,00	1,0373	0,04	18,4	Coesivo	Argilla inorganica di media consistenza
6,40	3,1301	0,0506	18,9	Incoerente	Sabbie
8,00	0,7737	0,0375	18,0	Coesivo	Argilla inorganica di media consistenza
10,60	6,1904	0,0908	19,2	Incoerente	Sabbie
12,40	1,1327	0,0333	18,1	Coesivo	Argille sabbiose e limose
13,80	1,4406	0,0333	18,5	Incoerente-Coesivo	Terre Limo sabbiose - Sabbie Arg. - Limi
14,20	1,2963	0,0634	18,5	Coesivo	Argilla inorganica compatta
15,00	5,253	0,0784	19,0	Incoerente	Sabbie

## STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

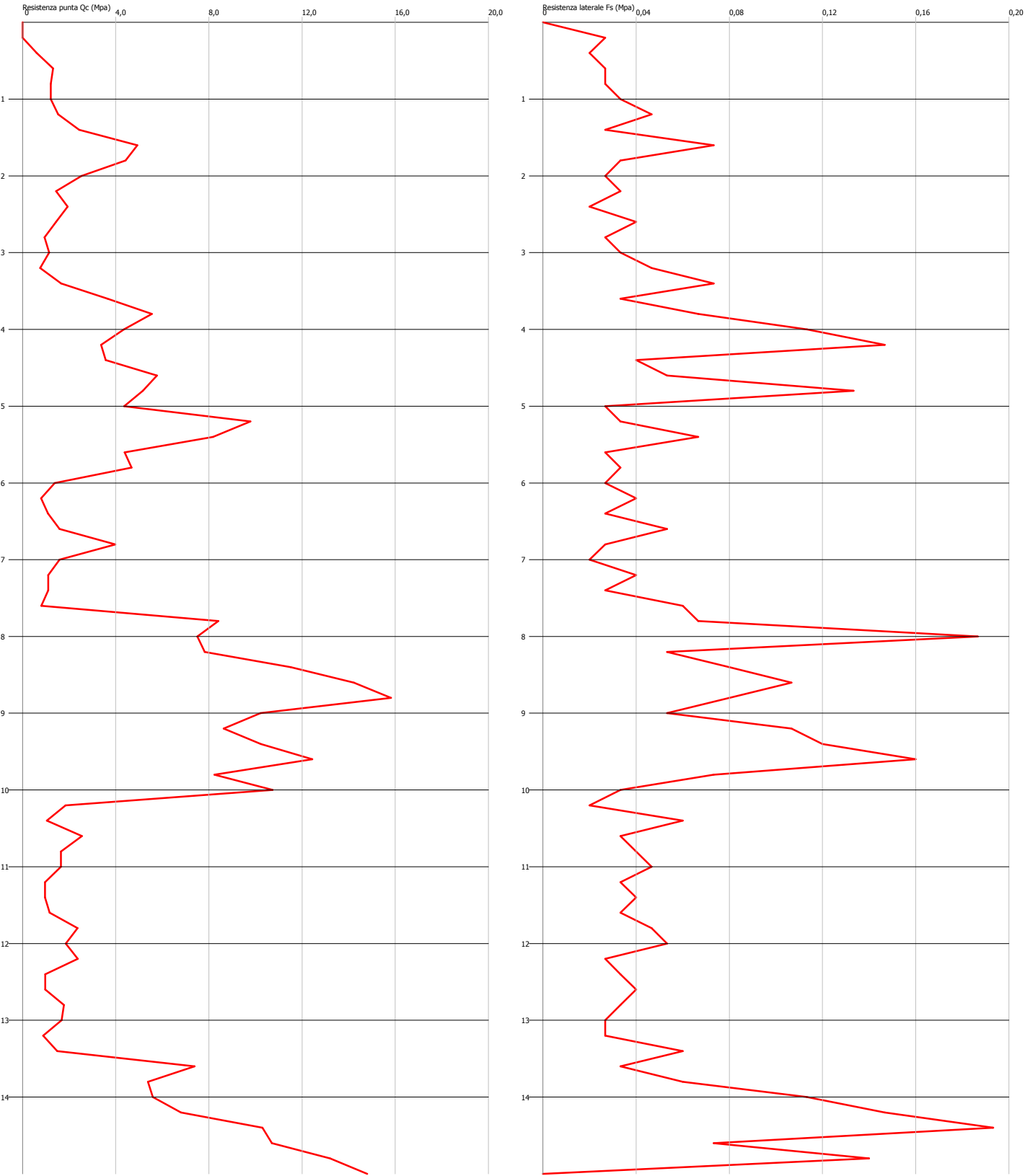
Nr: Numero progressivo strato  
 Prof: Profondità strato (m)  
 Tipo: C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente  
 Cu: Coesione non drenata (KPa)  
 OCR: Grado di sovraconsolidazione  
 Puv: Peso unità di volume (KN/m<sup>3</sup>)  
 PuvS: Peso unità di volume saturo (KN/m<sup>3</sup>)  
 Dr: Densità relativa (%)  
 Fi: Angolo di resistenza al taglio (°)

Nr.	Prof. da	Prof. a	Tipo	Cu	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi
1	0,00	0,60	C	23,5	1,9	17,0	17,8	--	--
2	0,60	1,60	CI	80,4	>9	19,0	19,8	40,7	40,7
3	1,60	2,60	I	--	>9	18,6	21,6	56,9	41,7
4	2,60	4,00	C	52,0	4,8	18,2	19,0	--	--
5	4,00	6,40	I	--	6,2	18,6	21,6	34,9	34,5
6	6,40	8,00	C	38,2	3,4	17,5	18,3	--	--
7	8,00	10,60	I	--	6,2	18,6	21,6	45,8	35,0
8	10,60	12,40	C	56,9	5,3	18,1	18,9	--	--
9	12,40	13,80	CI	71,6	1,3	18,5	19,3	5,0	20,2
10	13,80	14,20	C	64,7	6,1	18,3	19,1	--	--
11	14,20	15,00	I	--	3,3	18,6	21,6	34,5	30,9

Probe CPT - Cone Penetration CPT3  
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente: Comune di Marcon  
Cantiere: Scuola G. Carducci  
Località: via E. Fermi - Gaggio (VE)

Data: 05/03/2020



## PROVA CPT3

### LETTURE E RESISTENZE

Profondità (m)	Lettura punta (Mpa)	Lettura laterale (Mpa)	qc (Mpa)	fs (Mpa)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0,20	0,00	0,0	0,0	0,0267	0,0	
0,40	6,00	10,0	0,6135	0,02	30,7	3,3
0,60	13,00	16,0	1,3135	0,0267	49,2	2,0
0,80	12,00	16,0	1,2135	0,0267	45,4	2,2
1,00	12,00	16,0	1,2135	0,0333	36,4	2,7
1,20	15,00	20,0	1,5271	0,0467	32,7	3,1
1,40	24,00	31,0	2,4271	0,0267	90,9	1,1
1,60	49,00	53,0	4,9271	0,0733	67,2	1,5
1,80	44,00	55,0	4,4271	0,0333	132,9	0,8
2,00	25,00	30,0	2,5271	0,0267	94,6	1,1
2,20	14,00	18,0	1,4406	0,0333	43,3	2,3
2,40	19,00	24,0	1,9406	0,02	97,0	1,0
2,60	14,00	17,0	1,4406	0,04	36,0	2,8
2,80	9,00	15,0	0,9406	0,0267	35,2	2,8
3,00	11,00	15,0	1,1406	0,0333	34,3	2,9
3,20	7,00	12,0	0,7541	0,0467	16,1	6,2
3,40	16,00	23,0	1,6541	0,0733	22,6	4,4
3,60	36,00	47,0	3,6541	0,0333	109,7	0,9
3,80	55,00	60,0	5,5541	0,0667	83,3	1,2
4,00	43,00	53,0	4,3541	0,1133	38,4	2,6
4,20	33,00	50,0	3,3677	0,1467	23,0	4,4
4,40	35,00	57,0	3,5677	0,04	89,2	1,1
4,60	57,00	63,0	5,7677	0,0533	108,2	0,9
4,80	51,00	59,0	5,1677	0,1333	38,8	2,6
5,00	43,00	63,0	4,3677	0,0267	163,6	0,6
5,20	97,00	101,0	9,7812	0,0333	293,7	0,3
5,40	81,00	86,0	8,1812	0,0667	122,7	0,8
5,60	43,00	53,0	4,3812	0,0267	164,1	0,6
5,80	46,00	50,0	4,6812	0,0333	140,6	0,7
6,00	13,00	18,0	1,3812	0,0267	51,7	1,9
6,20	7,00	11,0	0,7947	0,04	19,9	5,0
6,40	10,00	16,0	1,0947	0,0267	41,0	2,4
6,60	15,00	19,0	1,5947	0,0533	29,9	3,3
6,80	39,00	47,0	3,9947	0,0267	149,6	0,7
7,00	15,00	19,0	1,5947	0,02	79,7	1,3
7,20	10,00	13,0	1,1083	0,04	27,7	3,6
7,40	10,00	16,0	1,1083	0,0267	41,5	2,4
7,60	7,00	11,0	0,8083	0,06	13,5	7,4
7,80	83,00	92,0	8,4083	0,0667	126,1	0,8
8,00	74,00	84,0	7,5083	0,1867	40,2	2,5
8,20	77,00	105,0	7,8218	0,0533	146,8	0,7
8,40	114,00	122,0	11,5218	0,08	144,0	0,7
8,60	141,00	153,0	14,2218	0,1067	133,3	0,8
8,80	157,00	173,0	15,8218	0,08	197,8	0,5
9,00	101,00	113,0	10,2218	0,0533	191,8	0,5
9,20	85,00	93,0	8,6353	0,1067	80,9	1,2
9,40	101,00	117,0	10,2353	0,12	85,3	1,2
9,60	123,00	141,0	12,4353	0,16	77,7	1,3
9,80	81,00	105,0	8,2353	0,0733	112,4	0,9
10,00	106,00	117,0	10,7353	0,0333	322,4	0,3
10,20	17,00	22,0	1,8489	0,02	92,4	1,1
10,40	9,00	12,0	1,0489	0,06	17,5	5,7

10,60	24,00	33,0	2,5489	0,0333	76,5	1,3
10,80	15,00	20,0	1,6489	0,04	41,2	2,4
11,00	15,00	21,0	1,6489	0,0467	35,3	2,8
11,20	8,00	15,0	0,9624	0,0333	28,9	3,5
11,40	8,00	13,0	0,9624	0,04	24,1	4,2
11,60	10,00	16,0	1,1624	0,0333	34,9	2,9
11,80	22,00	27,0	2,3624	0,0467	50,6	2,0
12,00	17,00	24,0	1,8624	0,0533	34,9	2,9
12,20	22,00	30,0	2,3759	0,0267	89,0	1,1
12,40	8,00	12,0	0,9759	0,0333	29,3	3,4
12,60	8,00	13,0	0,9759	0,04	24,4	4,1
12,80	16,00	22,0	1,7759	0,0333	53,3	1,9
13,00	15,00	20,0	1,6759	0,0267	62,8	1,6
13,20	7,00	11,0	0,8895	0,0267	33,3	3,0
13,40	13,00	17,0	1,4895	0,06	24,8	4,0
13,60	72,00	81,0	7,3895	0,0333	221,9	0,5
13,80	52,00	57,0	5,3895	0,06	89,8	1,1
14,00	54,00	63,0	5,5895	0,1133	49,3	2,0
14,20	66,00	83,0	6,803	0,1467	46,4	2,2
14,40	101,00	123,0	10,303	0,1933	53,3	1,9
14,60	105,00	134,0	10,703	0,0733	146,0	0,7
14,80	130,00	141,0	13,203	0,14	94,3	1,1
15,00	146,00	167,0	14,803	0,0		0,0

#### INTERPRETAZIONE LITOLOGICA (SCHMERTMANN, 1978)

Prof. Strato (m)	qc Distribuzione normale R.C. (Mpa)	fs Distribuzione normale R.C. (Mpa)	Gamma (KN/m³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
1,20	0,6318	0,03	15,2	Coesivo	Argilla inorganica di media consistenza
2,00	3,5771	0,04	18,6	Incoerente	Sabbie
2,60	1,6073	0,0311	18,8	Incoerente	Sabbie Sciolte
3,40	1,1224	0,045	18,3	Coesivo	Argilla inorganica di media consistenza
6,00	4,0024	0,0615	19,1	Incoerente	Sabbie
6,60	1,1614	0,04	18,3	Incoerente-Coesivo	Argille sabbiose e limose
7,00	2,7947	0,0234	18,1	Incoerente	Sabbie
7,60	1,0083	0,0422	18,1	Coesivo	Argilla inorganica di media consistenza
10,20	8,2951	0,0877	19,3	Incoerente	Sabbie
11,60	1,0936	0,0409	18,4	Coesivo	Argilla inorganica di media consistenza
12,20	2,2002	0,0422	18,8	Incoerente	Sabbie
13,40	1,0546	0,0367	18,0	Coesivo	Argille sabbiose e limose
15,00	7,3503	0,095	19,5	Incoerente	Sabbie



## STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

Nr: Numero progressivo strato  
 Prof: Profondità strato (m)  
 Tipo: C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente  
 Cu: Coesione non drenata (KPa)  
 OCR: Grado di sovraconsolidazione  
 Puv: Peso unità di volume (KN/m<sup>3</sup>)  
 PuvS: Peso unità di volume saturo (KN/m<sup>3</sup>)  
 Dr: Densità relativa (%)  
 Fi: Angolo di resistenza al taglio (°)

Nr.	Prof. da	Prof. a	Tipo	Cu	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi
1	0,00	1,20	C	31,4	2,7	17,5	18,2	--	--
2	1,20	2,00	I	--	>9	18,6	21,6	57,0	42,4
3	2,00	2,60	I	--	8,5	17,7	20,6	28,2	35,7
4	2,60	3,40	C	55,9	5,2	18,4	19,1	--	--
5	3,40	6,00	I	--	8,4	18,6	21,6	43,3	36,6
6	6,00	6,60	CI	57,9	3,0	18,3	19,1	5,0	25,4
7	6,60	7,00	I	--	3,2	18,6	21,6	27,5	31,9
8	7,00	7,60	C	50,0	4,6	18,0	18,8	--	--
9	7,60	10,20	I	--	7,4	18,6	21,6	54,7	37,0
10	10,20	11,60	C	54,9	5,1	18,1	18,8	--	--
11	11,60	12,20	I	--	1,9	17,7	20,6	12,3	25,3
12	12,20	13,40	C	53,0	4,9	17,9	18,7	--	--
13	13,40	15,00	I	--	4,4	18,6	21,6	44,4	33,3

## APPENDICE 2



**GEODIS**  
Geological Drilling  
and Investigation Society

**GEODIS s.r.l.** - N. REA: VE – 345850 – Codice Fiscale e Partita IVA: 03871990275  
Azienda Certificata EN ISO 9001:2008 - Cert. n° IQ-0914-05  
Spinea (VE) – via L. Negrelli, 17/I – 30038 Tel/Fax 041-481046  
[www.geodisimpresa.com](http://www.geodisimpresa.com) – email: [info@impresageodis.com](mailto:info@impresageodis.com) – PEC: [geodis@ticertifica.it](mailto:geodis@ticertifica.it)

Vita Nominale	50
Classe d'uso	III
Fattore di struttura $q_0$	3.0
Edificio irregolare	$K_R=0.8$
Periodo fondamentale dell'edificio $T_1$	Non definito
Carichi permanenti	300 daN/m <sup>2</sup>
Carichi permanenti non strutturali	250 daN/m <sup>2</sup>
Carichi variabili (specificare quali sono stati considerati: neve, vento, ...)	Neve vento
Dimensioni e caratteristiche della fondazione	
Tipo	Continuo con sezione "T" capovolta
Lunghezza	25/30 m
Larghezza	B = 1.00 m
Spessore	Soletta inferiore 30 cm altezza totale 100 cm
Profondità piano di posa da p.c.	- 1.00 m
Eventuale sottofondazione	Sp. 10 cm
Approccio progettuale (se NTC18 e s.m.i.)	2 (A1+M1+R3)

## APPENDICE 3



**GEODIS s.r.l.** - N. REA: VE – 345850 – Codice Fiscale e Partita IVA: 03871990275  
Azienda Certificata EN ISO 9001:2008 - Cert. n° IQ-0914-05  
Sede Legale: Spinea (VE) – via L. Negrelli, 17/i – 30038 Tel/Fax 041-481046  
[www.impresageodis.com](http://www.impresageodis.com) – email: [info@impresageodis.com](mailto:info@impresageodis.com) – PEC: [geodis@ticertifica.it](mailto:geodis@ticertifica.it)

---

## ATLANTE FOTOGRAFICO



Fig. 1 - Esecuzione prova penetrometrica statica CPT1



Fig. 2 - Esecuzione prova penetrometrica statica CPT2

---



---

## ATLANTE FOTOGRAFICO



**Fig. 3 - Esecuzione prova penetrometrica statica CPT3**



**Fig. 4 - Esecuzione indagine sismica passiva HVSR**

---



Committente:

**Comune di Marcon**

Piazza Municipio 20  
30020 Marcon (VE)



## VERIFICA ANALITICA DI CONFORMITA' AMBIENTALE

AI SENSI DI: D.P.R. 120 28/08/2017 artt. 20-22

CARATTERIZZAZIONE AMBIENTALE DEI TERRENI RELATIVA AI "LAVORI DI REALIZZAZIONE NUOVA PALESTRA SCOLASTICA PRESSO LA SCUOLA PRIMARIA G. CARDUCCI A GAGGIO" – MARCON (VE).

Data: 9 marzo 2020

Estensori: J. Perin



**GEODIS s.r.l.** - N. REA: VE – 345850 – Codice Fiscale e Partita IVA: 03871990275  
Azienda Certificata EN ISO 9001:2008 - Cert. n° IQ-0914-05  
Sede Legale: Spinea (VE) - via L. Negrelli, 17/i – 30038 Tel/Fax 041-481046  
[www.impresageodis.com](http://www.impresageodis.com) – email: [info@impresageodis.com](mailto:info@impresageodis.com) – PEC: [geodis@ticertifica.it](mailto:geodis@ticertifica.it)

# INDICE

INTRODUZIONE.....	2
PREMESSE.....	2
OBIETTIVI DELLO STUDIO .....	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
LIMITAZIONI DI RESPONSABILITÀ .....	2
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA.....	3
INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO DELL'AREA.....	4
INQUADRAMENTO STORICO .....	4
PRESSIONE AMBIENTALE .....	5
METODOLOGIE IMPIEGATE .....	5
ANALISI DEI DATI .....	6
BIBLIOGRAFIA .....	7

## APPENDICE 1

RAPPORTO DI PROVA DEL LABORATORIO CHIMICO DI ANALISI

## APPENDICE 2

ATLANTE FOTOGRAFICO

# INTRODUZIONE

## PREMESSE

Su incarico del Comune di Marcon (VE), GEODIS Srl ha eseguito un'indagine geologica - ambientale in sito ed ha redatto la presente verifica analitica di conformità ambientale, ai sensi degli articoli 20 e 22 del D.P.R. n. 120 del 28 agosto 2017, per la caratterizzazione del terreno di scavo relativa ai "Lavori di realizzazione nuova palestra scolastica presso la scuola primaria G. Carducci a Gaggio (CIG: Z8B2BA00AD)" presso il sito in via E. Fermi, nel comune di Marcon (VE).

Le attività di campionamento sono state effettuate dal Dr. Geol. Julien Perin il giorno 5 marzo 2020 ed hanno previsto il prelievo di 1 campione di terreno dal sito oggetto dell'indagine.

Il tipo di attività, il punto di prelievo ed i quantitativi sopra indicati sono relativi alle indicazioni fornite dalla Committenza.

## OBIETTIVI DELLO STUDIO

L'obiettivo del presente studio è quello di verificare, mediante un prelievo e successive analisi chimiche, la qualità del terreno eventualmente da rimuovere tramite scavo per la realizzazione della nuova palestra scolastica presso la scuola primaria G. Carducci a Gaggio (VE).

L'intervento prevede uno scavo che interessa un volume di terreno da asportare inferiore a 3000 m<sup>3</sup> in un'area di estensione inferiore a 2500 m<sup>2</sup>.

## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I riferimenti legislativi utilizzati per la redazione del presente scritto tecnico sono:

- Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152;
- Decreto del Presidente della Repubblica 28 agosto 2017, n. 120 articoli 20 e 22;
- Indirizzi operativi di ARPAV per l'accertamento del superamento dei valori delle concentrazioni soglia di contaminazione di cui alle colonne A e B della tabella 1 dell'allegato 5 alla parte IV del D. Lgs. n. 152/2006, con riferimento alle caratteristiche delle matrici ambientali secondo DPR 120/2017 artt. 20-22, in riferimento agli analiti su cui basare le analisi chimiche.

## LIMITAZIONI DI RESPONSABILITÀ

Questo rapporto tecnico si fonda sull'applicazione di conoscenze e di leggi scientifiche riconosciute ma anche di calcoli e di valutazioni professionali circa eventi o fenomeni suscettibili di interpretazione.

Le stime e le considerazioni ivi espresse sono basate su informazioni acquisite e fornite dalla Committenza o comunque disponibili al momento dell'indagine e sono strettamente condizionate dai limiti imposti dalla tipologia e dalla consistenza dei dati utilizzabili, dalle risorse fruibili per il caso di specie, nonché dal programma di lavoro indicato dal Committente.

Questo rapporto si basa inoltre sulla conoscenza professionale degli attuali standard e codici, tecnologia e legislazione della Comunità Europea. Modifiche e aggiornamenti di quanto sopra citato potrebbero rendere inappropriate o scorrette le conclusioni, le raccomandazioni e le indicazioni stilate nel testo.

Le conclusioni ed i suggerimenti operativi contenuti nel presente rapporto vanno intesi come proposte di intervento e non come azioni vincolanti, salvo ciò non sia specificatamente indicato.

Si tiene a precisare, che le valutazioni contenute in questo rapporto sono state elaborate da tecnici e pertanto rivestono un carattere esclusivamente tecnico, non costituendo in alcun modo parere legale.

Gli Autori rispondono unicamente al Committente circa la corrispondenza del rapporto emesso, in ordine agli obiettivi delle ricerche definite nell'ambito dell'incarico e non possono farsi carico di responsabilità per danni, rivendicazioni,



perdite, azioni o spese, qualora subite anche da terzi, come risultato di decisioni prese o azioni condotte e basate sul rapporto stesso.

## INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA

La zona interessata dal presente studio è situata in via E. Fermi in località Gaggio, nel comune di Marcon (VE). Le coordinate del sito (riferite al centroide del sito d'indagine) sono, nel sistema di riferimento UTM WGS 84:

- Fuso 33T 200200m E – 5047629 m N



Figura 1 – Immagine satellitare dell'area di indagine.



Figura 2 – Stralcio della carta IGM 1:25.000.

L'area in questione è caratterizzata da un lotto a pianta rettangolare inserito in un contesto di zona residenziale nell'area scolastico-sportiva del centro abitato di Gaggio, in prossimità di edifici e complessi residenziali. In Figura 1 viene riportata l'immagine satellitare del sito con l'individuazione dell'area.

## INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO DELL'AREA

Per avere un'indicazione preliminare della tipologia di terreni presenti nel sito di via E. Fermi, a Gaggio (VE) è stata utilizzata la classificazione delle formazioni presentata nel recente studio *Le unità geologiche della provincia di Venezia* (Bondesan A. et alii, 2008). In tale studio, le varie unità geologiche vengono classificate in base al sistema deposizionale che le ha generate.

Il sito in esame si trova nella porzione di pianura veneta che appartiene al *Sistema alluvionale del Brenta*. Le unità geologiche che appartengono a questi sistemi deposizionali sono riportate nella tabella che segue.

MES	Unità di Mestre	Pleistocene sup.
<p>Sono depositi alluvionali costituiti prevalentemente da sabbie, limi e argille, queste ultime contenenti limo: in superficie, le sabbie medio-fini (facies di canale) sono concentrate in corrispondenza dei dossi e raggiungono spessori massimi di 2 – 4 m; in profondità, i corpi di canale possono essere amalgamati tra loro e produrre sequenze sabbiose spesse fino a 10 – 20 m; lateralmente i depositi limosi e argilloso-limosi di esondazione contengono comuni lenti di torba con spessori al massimo di pochi decimetri e continuità laterale fino a qualche chilometro. Al tetto della serie è presente un orizzonte pedogenizzato noto come caranto.</p> <p>L'Unità di Mestre ricade nel settore distale delle porzioni pleistoceniche del megafan del Brenta; ha spessori complessivi di circa 20 – 25 m.; è eteropica con l'Unità di Meolo (megafan del Piave) e con il coevo sistema alluvionale dell'Adige.</p> <p>È ricoperta dalle unità di Dolo e Camponogara a sud e dalle unità di Portegrandi e di Montiron a nordest; oltre la conterminazione lagunare continua al di sotto dei depositi lagunari e dei riporti antropici; mentre si ritrova sotto l'Unità Litorale Indifferenziata, a profondità comprese tra -8 m e -20 m.</p>		

Tabella 1 – Unità di Mestre presente nel sito d'interesse (*Le unità geologiche della provincia di Venezia* (Bondesan A. et alii, 2008).

Dalle indagini eseguite in sito fino alla massima profondità raggiunta con le operazioni di campionamento ne risultano delle stratigrafie costituite da:

Profondità	Descrizione stratigrafica
Da 0.00 a 0.30 m	Limo argilloso debolmente sabbioso marrone chiaro, presenti apparati radicali e rari frammenti millimetrici di laterizi
Da 0.30 a 0.70 m	Limo argilloso debolmente sabbioso grigio nocciola con zonazioni ocra e concrezioni carbonatiche
Da 0.70 a 1.00 m	Limo argilloso debolmente sabbioso marrone chiaro con punti di sostanza organica

Tabella 2 – Stratigrafia del campione C1

## INQUADRAMENTO STORICO

Il contesto in cui è ubicato il sito è un'area scolastico-sportiva nella zona residenziale nel centro abitato di Gaggio, caratterizzata da spazi verdi adibiti a parco/giardino, con presenza di altre unità mono e pluri familiari con relativi spazi verdi.

L'area di indagine, su indicazione della Committenza, risulta utilizzata come area scolastica e per attività sportive.

Non sussistono nell'immediata vicinanza attività industriali/artigianali o commerciali che sono situate ad una certa distanza dal sito.



## PRESSIONE AMBIENTALE

La Committenza dichiara l'assenza di forme di pressione ambientale in riferimento agli analiti su cui basare le analisi chimiche.

## METODOLOGIE IMPIEGATE

Le modalità operative del campionamento e il numero di punti di prelievo, da indicazione della Committenza, hanno previsto il prelievo di 1 campione di terreno in n. 2 aliquote alla profondità di 1,00 m da p.c. L'analisi chimica è stata eseguita secondo le indicazioni fornite dagli Indirizzi operativi di ARPAV per l'accertamento della qualità ambientale delle terre e rocce da scavo secondo il DPR 120/2017 artt. 20-22, sui seguenti analiti: Arsenico, Berillio, Cadmio, Cobalto, Cromo totale, Cromo VI, Mercurio, Nichel, Piombo, Rame, Vanadio, Zinco e Idrocarburi pesanti (C>12). Vista la particolarità del sito, ed in maniera cautelativa, si è analizzato anche il parametro Amianto.

Per il prelievo del campione è stato utilizzato il metodo di campionamento meccanico a percussione mediante sistema "direct-push". Il prelievo della carota è stato effettuato utilizzando un campionatore aperto, carotando in continuo intervalli di un metro alla volta da p.c. Il sistema garantisce un rapido sistema di estrazione, un'iniziale ispezione visiva del campione e un minimo contatto del campione con l'atmosfera grazie alla fustella plastica trasparente.

Le modalità operative del campionamento, effettuato dal Dr. Geol. Julien Perin il giorno 5 marzo 2020 sono quelle riportate negli Indirizzi operativi di ARPAV per l'accertamento della qualità ambientale delle terre e rocce da scavo secondo il DPR 120/2017 artt. 20-22, con riferimento alle caratteristiche delle matrici ambientali.

Il prelievo è stato effettuato su indicazione della Committenza alla profondità di 1,00 m da p.c. nelle porzioni del sito in cui saranno effettuati gli scavi per la realizzazione della nuova palestra scolastica.

In Figura 3 viene riportata la planimetria dell'area con evidenziata la posizione dei punti di campionamento.

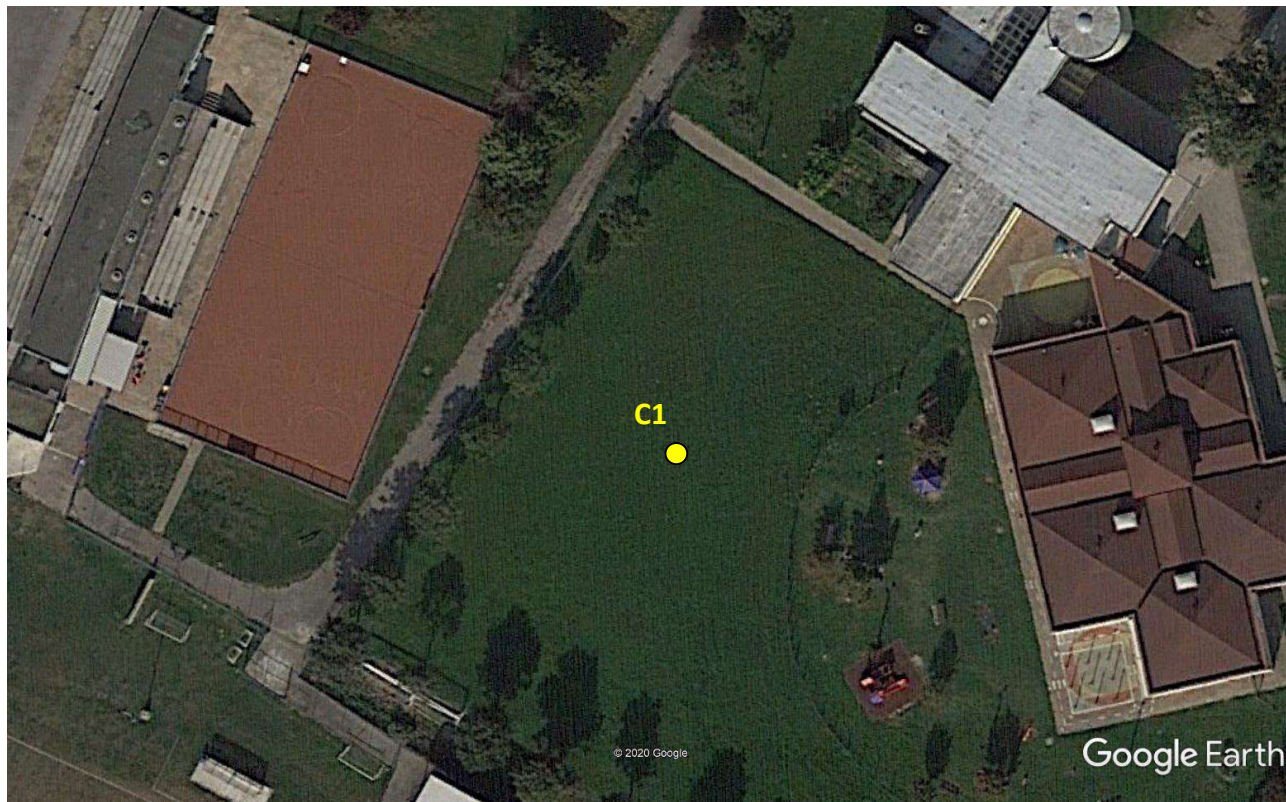


Figura 3– Planimetria dell'area con ubicazione del punto di campionamento del terreno per l'analisi chimica.



## ANALISI DEI DATI

Su incarico del Comune di Marcon (VE), GEODIS Srl ha eseguito un'indagine geologica - ambientale in sito ed ha redatto la presente verifica analitica di conformità ambientale, ai sensi degli articoli 20 e 22 del D.P.R. n. 120 del 28 agosto 2017, per la caratterizzazione del terreno di scavo relativa ai "Lavori di realizzazione nuova palestra scolastica presso la scuola primaria G. Carducci a Gaggio (CIG: Z8B2BA00AD)" presso il sito in via E. Fermi, nel comune di Marcon (VE).

L'area interessata dalla presente indagine (Figura 1) è caratterizzata da un lotto a pianta rettangolare inserito in un contesto di zona residenziale nell'area scolastico-sportiva del centro abitato di Gaggio, in prossimità di edifici e complessi residenziali.

L'intervento prevede uno scavo che interessa un volume di terreno da asportare inferiore a 3000 m<sup>3</sup> in un'area di estensione inferiore a 2500 m<sup>2</sup>.

Le modalità operative del campionamento, effettuato dal Dr. Geol. Julien Perin il giorno 5 marzo 2020 sono quelle riportate negli Indirizzi operativi di ARPAV per l'accertamento della qualità ambientale delle terre e rocce da scavo secondo il DPR 120/2017 artt. 20-22, con riferimento alle caratteristiche delle matrici ambientali.

Dalle analisi chimiche eseguite sui campioni di terreno (relativamente ai parametri richiesti), i risultati osservabili presentano dei valori dei parametri che sono inferiori ai valori limite di legge stabiliti nel D. Lgs 03 aprile 2006, n. 152 parte IV, titolo V, allegato 5, tabella 1/A (residenziale) (rapporto in Appendice 1).

Dr. Geol. Julien Perin



## BIBLIOGRAFIA

ARPAV, *Metalli e metalloidi nei suoli del Veneto*, Treviso, 2011

Bondesan A., Caniato G, Vallerani F., Zanetti Michele, *Il Piave* – Cierre Edizioni, Verona, 1998

Bondesan A., Caniato G, Vallerani F., Zanetti Michele – *Il Sile* – Cierre Edizioni, Sommacampagna (VR), 2004

Bondesan A., Meneghel M., *Geomorfologia della Provincia di Venezia*, Esedra Ed., 2004

Bosellini A., Mutti E., Ricci Lucchi F., *Rocce e successioni sedimentarie*. Ed. UTET, 1997

Castiglioni G.B., *Geomorfologia*, Ed. UTET, 1991

Perin J. – *Studio idrogeologico dei fontanili della pianura vicentina tra i fiumi Astico e Brenta*, Tesi di Laurea, 2002

Tulipano L., Sappa G., *Lezioni di idrogeologia applicata*, 2008

## APPENDICE 1



**GEODIS s.r.l.** - N. REA: VE – 345850 – Codice Fiscale e Partita IVA: 03871990275  
Azienda Certificata EN ISO 9001:2008 - Cert. n° IQ-0914-05  
Sede Legale: Spinea (VE) – via L. Negrelli, 17/i – 30038 Tel/Fax 041-481046  
[www.impresageodis.com](http://www.impresageodis.com) – email: [info@impresageodis.com](mailto:info@impresageodis.com) – PEC: [geodis@ticertifica.it](mailto:geodis@ticertifica.it)

**RAPPORTO DI PROVA N°** **4071** **del 20/03/2020**

**COMUNE DI MARCON**

VIA E. FERMI  
- GAGGIO - VE

Data ricevimento: 11/03/2020 Data inizio analisi: 11/03/2020 Data fine analisi: 20/03/2020  
Richiesta: Analisi terre e rocce da scavo

Punto di prelievo: Ns. prev. 725 del 11/07/19 rev. 1 del 15/01/20  
SCUOLA PRIMARIA G. CARDUCCI - GAGGIO (VE)

Prelievo eseguito da: Committente  
05/03/2020 11:00

Limiti di riferimento: Dlgs 03/04/2006 n° 152 All. 5 col.A - siti ad uso verde pubblico, privato e residenziale  
Dlgs 03/04/2006 n° 152 All. 5 col.B - siti ad uso commerciale ed industriale

Commessa n°: **2002**

Campione n°: **4071** **Campione C1**

Prova	Unità di Misura	Valore	Lim. quantif	Metodo di Prova	Limiti di riferimento	
					Min	Max
Scheletro	% s.s.	3,9		DM 13/09/1999 SO GU n°248 21/10/1999 Met II.1		
* Residuo secco a 105°C	g/100g	97,1		UNI EN 14346:2007 - method A		
Metalli				EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2018		
Arsenico - Arsenic	mg/kg s.s.	15,7	3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2018	20	50
Cadmio - Cadmium	mg/kg s.s.	<LOQ	0,7	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2018	2	15
Cromo VI - Chrome VI	mg/kg s.s.	<LOQ	0,2	CNR IRSA 16 Q 64 Vol 3 1986	2	15
Cromo totale	mg/kg s.s.	12,4	3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2018	150	800
Nichel - Nickel	mg/kg s.s.	15,0	3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2018	120	500
Piombo - Lead	mg/kg s.s.	20,5	3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2018	100	1000
Rame - Copper	mg/kg s.s.	43,6	3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2018	120	600
Zinco - Zinc	mg/kg s.s.	80,2	3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2018	150	1500

L'incertezza riportata nel presente Rapporto di Prova è una incertezza estesa (U) calcolata con un fattore di copertura K pari a 2 corrispondente ad un livello di probabilità del 95% ed un numero di gradi di libertà pari a 10

**Eurolab s.r.l.**

via Mons. Rodolfi, 22 - 36022 S. Giuseppe di Cassola - VI - ITALY  
Cap. Soc. 100.000 euro, i.v. - Cod. Fiscale, Reg. Imp. VI e P.IVA 02165880242 - REA n°211103/VICENZA  
T +39.0424.570233 - F +39.0424.570948 - e-mail: info@eurolabanalysis.com - www.eurolabanalysis.com

**RAPPORTO DI PROVA N°** **4071** **del 20/03/2020**

Prova	Unità di Misura	Valore	Lim. quantif	Metodo di Prova	Limiti di riferimento	
					Min	Max
Berillio - Beryllium	mg/kg s.s.	<LOQ	0,7	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2018	2	10
Cobalto - Cobalt	mg/kg s.s.	6,4	3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2018	20	250
Mercurio - Mercury	mg/kg s.s.	<LOQ	0,3	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2018	1	5
Vanadio - Vanadium	mg/kg s.s.	17,2	3,0	EPA 3050B 1996 + EPA 6010D 2018	90	250
Idrocarburi pesanti C>12	mg/kg s.s.	<LOQ	20	EPA 3541 1994 + EPA 8015C 2007	50	750
* § Amianto	mg/kg s.s.	<LOQ	100	DM06/09/94 ALL. 1-B	1000	1000

**PARERI ED INTERPRETAZIONI NON OGGETTO DI ACCREDITAMENTO**

Il campione, per i parametri analizzati, rispetta i limiti del Dlgs 03/04/2006 n° 152 All. 5 col.A - siti ad uso verde pubblico, privato e residenziale.

Il Chimico Professionista  
**dott. Massimo Peruzzo**

Firmato digitalmente Ordine Interprovinciale dei Chimici di Padova n° 821

Il Responsabile di Laboratorio  
**Per. Ind. Glada Ceccato**

Collegio dei Periti Industriali di Vicenza n° 1978

**Legenda:** \*: Le prove precedute da un asterisco non rientrano nell'accreditamento Accredia del laboratorio

LOQ: Limite di quantificazione

§: Analisi eseguita in subappalto

**Informazioni aggiuntive**

Il presente rapporto di prova riguarda solo il campione sottoposto a prova e non può essere riprodotto parzialmente salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Il laboratorio declina la responsabilità sulle informazioni fornite dal cliente.

Quando non espressamente indicato, il laboratorio per l'analisi di conformità tra il risultato della prova e il valore limite VL previsto dalla norma di legge di riferimento non tiene conto dell'incertezza di misura associata al valore misurato.

Archiviazione dati: 5 anni. Conservazione del campione: al termine della prova l'aliquota residua viene conservata 10 giorni.

L'incertezza riportata nel presente Rapporto di Prova è una incertezza estesa (U) calcolata con un fattore di copertura K pari a 2 corrispondente ad un livello di probabilità del 95% ed un numero di gradi di libertà pari a 10

**Eurolab s.r.l.**

via Mons. Rodolfi, 22 - 36022 S. Giuseppe di Cassola - VI - ITALY

Cap. Soc. 100.000 euro, i.v. - Cod. Fiscale, Reg. Imp. VI e P.IVA 02165880242 - REA n°211103/VICENZA

T +39.0424.570233 - F +39.0424.570948 - e-mail: info@eurolabanalysis.com - www.eurolabanalysis.com



## APPENDICE 2



**GEODIS s.r.l.** - N. REA: VE – 345850 – Codice Fiscale e Partita IVA: 03871990275  
Azienda Certificata EN ISO 9001:2008 - Cert. n° IQ-0914-05  
Sede Legale: Spinea (VE) – via L. Negrelli, 17/i – 30038 Tel/Fax 041-481046  
[www.impresageodis.com](http://www.impresageodis.com) – email: [info@impresageodis.com](mailto:info@impresageodis.com) – PEC: [geodis@ticertifica.it](mailto:geodis@ticertifica.it)

---

## ATLANTE FOTOGRAFICO



**Fig. 1 - Esecuzione campionamento ambientale campione C1**