



REGIONE DEL VENETO



PROGETTO FINANZIATO
DALL'UNIONE EUROPEA



ACCORDO QUADRO PER L'AFFIDAMENTO DI LAVORI (OG1-OG11) E SERVIZI DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA (E.20 - E.13 - IA.02 - IA.04) PER LA RISTRUTTURAZIONE, LA MANUTENZIONE E LA RIQUALIFICAZIONE ECOSOSTENIBILE DI STRUTTURE EDILIZIE PUBBLICHE ESISTENTI

SUB-LOTTO PRESTAZIONALE 1 - SERVIZI TECNICI - LOTTO GEOGRAFICO 2 (VE-BO-FI)

CIG DELL'ACCORDO QUADRO: 9424614D7F

REGIONE VENETO

CUP DELL'INTERVENTO: **F85B22000010003**

CIG DEL CONTRATTO SPECIFICO: 9424614D7F

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

mandataria: **RPA S.r.l.**



Ing. V. Valentini
Arch. V. Tortoioli
Arch. F. Toscano
Ing. M. Galazzo
Geom. L. Chiappini
Geol. S. Piazzoli
Archeol. D. Squillace
Ing. M. Vescarelli

Ing. L. Bonadies
Arch. Ing. G. Galli
Ing. R. Cerquiglini
Arch. A. Pazzaglia
Ing. M. Procacci
Ing. M.G. Sorci

mandante: **ETS S.p.A.**



Geom. L. Bagnis
Ing. C. Carrara
Geom. V. Nicoli
Ing. M.V. Pagano
Dott.ssa E. Piffari
Ing. D. Romano
Ing. E. Facchinetti
Ing. M. Giupponi
Ing. F. Angeloni
Ing. M. Carpinetti
Ing. F. Bassanelli

Ing. D. Bisceglie
Ing. V. Guerini
Ing. F. Tomasoni
Ing. G. Parietti
Arch. N.C. Romano
Dott.ssa R. Tedoldi
Ing. C. Piazzalunga
Ing. M. Bergami
Geom. M. Briosi
P.I. A. Fuselli

mandante: **SM&A**



Arch. M. Santoro
Ing. M. Muzi
Ing. M. Muzi

Arch. G. Zuccarello
Ing. L. Muzi



COMMITTENZA: COMUNE DI MUSILE DI PIAVE

Città Metropolitana di Venezia

AREA TECNICA - Unità Operativa Lavori Pubblici e Manutenzioni

Piazza XVIII Giugno, 1 - 30024 - Musile di Piave (VE)

Responsabile Unico del Procedimento: Arch. Massimo Paschetto

ELABORATO: **Relazione Geologica e Relazione Geotecnica**

Ai sensi del D.M. 17/01/2018

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	17/05/2023	EMISSIONE	Geol. S. Piazzoli	Geol. S. Piazzoli	Ing. V. Valentini

IDENTIFICATIVO ELABORATO

008G-0073-23-PE-00

IDENTIFICATIVO INTERVENTO

Ampliamento degli impianti sportivi di via Argine San Marco
Finalizzato al miglioramento dell'aggregazione e offerta formativa

SCALA

-

INDICE

1.	PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO	4
2.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	5
3.	RELAZIONE GEOLOGICA	6
4.	ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DEL SITO DI INTERESSE	12
4.1	Prove penetrometriche dinamiche.....	12
4.2	Prova penetrometrica statica	12
4.3	Indagine geofisica	13
5.	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	14
6.	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, DELLA CATEGORIA TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA.....	16
6.1	Analisi della suscettibilità alla liquefazione del terreno	20
7.	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI – D.M. LL.PP. 11/03/1988.....	22
8.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – <u>CONDIZIONI STATICHE</u>.....	24
9.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 17/01/2018) – <u>CONDIZIONI STATICHE</u>.....	27
10.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – <u>CONDIZIONI DINAMICHE</u>.....	29
11.	CONCLUSIONI.....	32

ELENCO ALLEGATI

1. Inquadramento geografico (scala 1:10.000 e 1:5.000)
2. Inquadramento geologico (scale 1:100.000)
3. Ubicazione indagini e caratteristiche tecniche del penetrometro in uso
4. Prove penetrometriche dinamiche (DPSH)
5. Prove penetrometriche statiche (CPT)
6. Relazione interpretativa delle indagini sismiche condotte
7. Parametri sismici di sito e di progetto
8. Relazione di verifica a liquefazione dei terreni

1. PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

Su incarico della Committenza viene redatta la presente Relazione Geologica e Geotecnica, che espone le modalità e le risultanze dell'indagine eseguita in comune di Musile di Piave (VE), Via Argine San Marco, destinate ad ospitare la realizzazione di un intervento di ampliamento degli impianti sportivi finalizzato al miglioramento dell'aggregazione e offerta formativa.

Scopo dell'indagine è stato la caratterizzazione geologica del sito e geotecnica dei terreni presenti nell'area, come prescritto dal Testo Unico di recente aggiornato "*Norme Tecniche per le Costruzioni*" (**D.M. 17/01/2018**) e come già prima previsto dal **D.M. LL. PP. 11/03/88** "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*", emanato in attuazione della Legge 02/02/1974 n. 64, art. 1, che impone per tutte le opere presenti sul territorio nazionale la realizzazione di apposite indagini di approfondimento geologico e geotecnico a supporto della progettazione.

Dal punto di vista normativo si è fatto riferimento a:

- ✓ **Legge 2 febbraio 1974, n. 64:** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- ✓ **Ministero dei Lavori Pubblici, Decreto Ministeriale 11 marzo 1988:** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione e relativa **Circolare n. 30483 del 28 settembre 1988**
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008:** Testo Unitario – Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Supplemento Ordinario alla G.U. n. 42 del 20/02/2018 – Serie Generale, n. 8)
- ✓ **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009
- ✓ **Legge 24 giugno 2009, n. 77:** Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile
- ✓ **Regione Veneto, Delibera di Giunta Regionale 9 marzo 2021 n. 244:** Aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche del Veneto. D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380, articolo 83, comma 3; D. Lgs 31 marzo 1998, n. 112, articoli 93 e 94. D.G.R./CR n. 1 del 19/01/2021

Come si evince dall'elenco riportato, le normative citate comprendono il D.M. 17-01-2018 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*", in attuazione dal 22 marzo 2018, che prevede che le verifiche strutturali vengano sempre effettuate con il metodo agli stati limite, in condizioni statiche ed in condizioni dinamiche.

Ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (G.U. n. 105 del 8.5.2003), allegato 1, il territorio comunale di Musile di Piave è classificato in zona 3, definita come un'area con accelerazione orizzontale a_g/g , con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni compreso tra 0.05 e 0.15.

Con DGR n. 244 del 9 marzo 2021 (BURL n. 38 del 16 marzo 2021) la Regione Veneto ha provveduto a riclassificare, dal punto di vista sismico, il territorio di propria competenza, e ha confermato per il comune di Musile di Piave la **Zona Sismica 3**.

Per quanto riguarda la categoria di tipo di costruzione, si può fare utilmente riferimento alla tabella che segue (tabella 2.4.1 delle NTC2018), dalla quale si evince come l'opera in futura edificazione sul lotto in esame appartenga alla seconda categoria.

Classificazione di costruzioni e opere secondo il D.M. 17/01/2018 NTC

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Infine, per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella classe III, nella quale sono comprese "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza".

Non risulta pertanto possibile applicare la verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. LL. PP. 11.03.1988, non più ammessa. Nonostante ciò, al fine di consentire un confronto che si ritiene utile e costruttivo tra i diversi metodi e risultati cui gli stessi pervengono, e sui quali è naturalmente consolidata una diversa esperienza da parte degli operatori, l'elaborazione dei dati viene fornita secondo il metodo sopra indicato di vecchio utilizzo sul quale è consolidata una grande e storica esperienza diretta da parte degli operatori, oltre che anche secondo il metodo agli stati limite, secondo le N.T.C. 2018.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area interessata dall'indagine si trova in comune di Musile di Piave (VE), lungo via Argine San Marco, nella porzione occidentale dell'ambito urbanizzato del territorio comunale.

In particolare, il lotto di terreno investigato si trova ad una quota di solo 1 m s.l.m., all'interno di un contesto già antropizzato.

In figura 1 si riporta l'ubicazione dell'area in studio.



Figura 1: ubicazione dell'area di intervento

3. RELAZIONE GEOLOGICA

Il contesto in esame, insieme alla zona di pianura della provincia di Padova, Venezia e Treviso, è parte del grande complesso alluvionale della Pianura Padana, la cui formazione è da attribuirsi all'azione sedimentaria dei grandi fiumi di origine alpina, ovvero l'Adige, il Brenta, il Piave (il maggiormente prossimo all'area in esame) ed il Tagliamento, con apporti più limitati da parte dei fiumi minori prealpini o di sorgiva quali l'Astico, il Tesina, il Bacchiglione, il Musone, il Sile, il Dese e il Livenza.

Nell'intera Pianura Padana nel corso degli ultimi due milioni di anni (Quaternario) si sono potuti accumulare spessori ingenti di sedimenti alluvionali, prodotti dell'erosione nell'area alpina e prealpina e del conseguente accumulo fluvio-glaciale e fluviale verso valle.

L'area, completamente pianeggiante, è costituita essenzialmente da un'unità geomorfologica e litologica denominata "Alluvioni sabbioso-limose calcareo-dolomitiche del Piave, del Livenza e del Tagliamento" che occupa tutta l'area in esame, come emerge dallo stralcio della *Carta Geologica d'Italia* (scala 1:100.000) foglio 52 "San Donà di Piave" (figura 2).



Figura 2: stralcio della Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000), foglio 52 "San Donà di Piave", con individuazione in giallo della zona in esame.

La litologia prevalentemente limoso-argillosa dei depositi alluvionali che costituiscono il sottosuolo della zona in esame viene anche confermata da quanto riportato nella Carta Litostratigrafica del Veneto (stralcio in fig. 3).

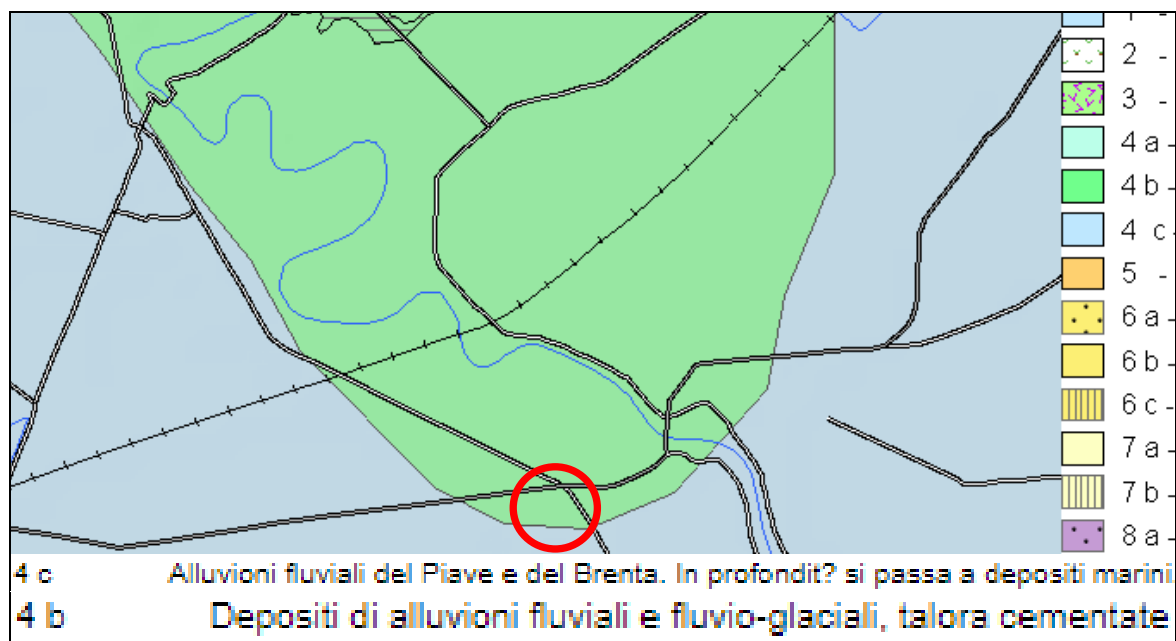


Figura 3: stralcio cartografico tratto dal geoportale della Regione Veneto, in cui in rosso è individuata l'ubicazione dell'area di intervento

Il principale responsabile di tali deposizioni nell'area in esame è il fiume Piave.

Procedendo verso valle dal suo sbocco in pianura presso Valdobbiadene, il Piave perde via via capacità di trasporto: alle latitudini maggiori è in grado di trascinare ghiaie di dimensioni centimetriche mentre verso valle i materiali più grossolani che riesce a spostare non sono mediamente superiori alla granulometria delle sabbie fini e dei limi.

Come conseguenza di questa diminuzione della potenza del fiume, i sedimenti alluvionali deposti nella fascia pedemontana sono prevalentemente ghiaie e sabbie; è questa la cosiddetta "alta pianura", a nord di Vicenza e Treviso, caratterizzata da suoli molto permeabili nonché un'importante falda freatica ospitata.

Procedendo verso sud avviene il transito tra alta e bassa pianura, ovvero una zona in cui le falde vengono a giorno a causa della graduale riduzione della granulometria dei sedimenti deposti, da ghiaioso-sabbiosa a limoso-argillosa, con rapporti di interdigitazione a formare una alternanza in senso verticale; tale zona prende pertanto il nome di "fascia delle risorgive" (che si delinea poco a nord e a est anche in comune di Venezia e nei territori contermini di terraferma). A valle della fascia delle risorgive la pianura è costituita da depositi alluvionali prevalentemente limoso-argillosi con intercalazioni sabbiose che possono essere più o meno significative, come nel caso in esame.

Le falde acquifere in tale contesto risultano confinate all'interno di isolate lenti permeabili, perlopiù sabbiose (acquifero), all'interno di estesi depositi fini limoso-argillosi, con carattere di acquiclude. Una rappresentazione schematica di tale idrostruttura sotterranea è racchiusa in fig. 4.

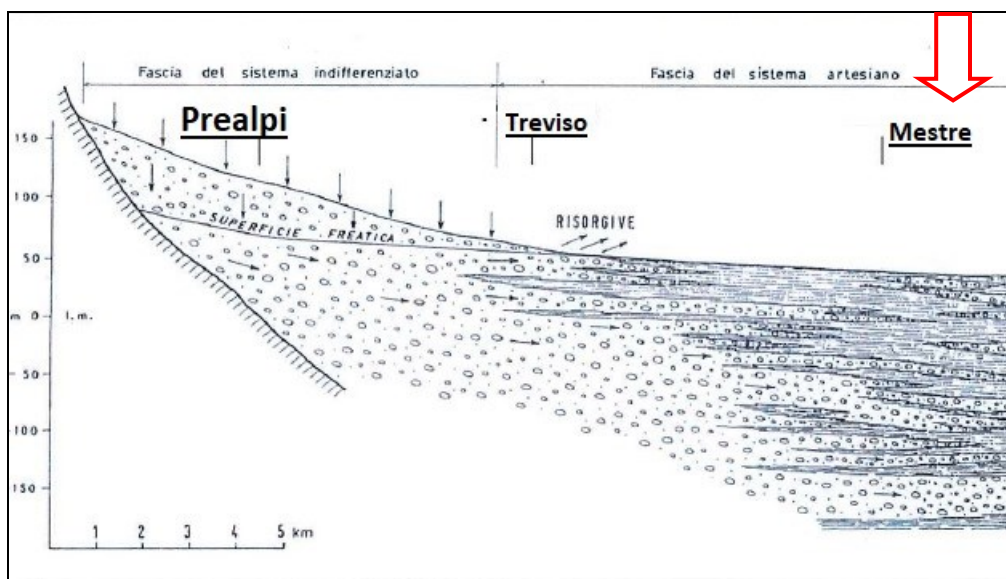


Figura 4: sezione schematica della pianura padana veneta con indicativa ubicazione della zona in esame

La quota piezometrica che caratterizza la zona in esame, pertanto, è fortemente influenzata dalle estese coltri superficiali limoso-argillose che confinano le acque sotterranee, con ampio sviluppo verticale e inframmezzate da frastagliature di lenti e orizzonti acquiferi a dominante sabbiosa. Ne consegue che le falde acquifere, di limitata estensione sia laterale che verticale e spesso isolate tra di loro, oltre che protette rispetto alla superficie topografica, presentano un certo grado di sovrappressione artesianiana che porta le acque a risalire in superficie lungo vie di fuga naturali (lenti sabbiose affioranti o semiaffioranti) o artificiali (pozzi, piezometri, scavi e fori di qualsiasi natura nel sottosuolo).

In occasione della campagna di investigazione geognostica condotta in data 05/05/2023 e meglio descritta nei paragrafi che seguono, è stato possibile misurare direttamente il valore di soggiacenza della falda, mediante la lettura freaticometrica in un micropiezometro calato nel foro di una prova penetrometrica (figura 5). La lettura ha restituito un valore di soggiacenza pari a - 1,40 m da p.c.:



Figura 5: lettura freaticometrica in micropiezometro calato in foro di prova penetrometrica presso l'area investigata

Si tratta di un dato che evidenzia la presenza di un acquifero freatico (o solo debolmente artesiani) a bassa soggiacenza e per di più passibile di oscillazioni stagionali e su scala temporale maggiore, che comporta il possibile o probabile allagamento temporaneo di scavi che si dovessero spingere oltre le quote indicate. Si demanda alla Committenza l'adozione di ogni eventuale accorgimento tecnico o progettuale a mitigazione di tale rischio.

Dal punto di vista idrografico, l'area interessata dal futuro intervento si colloca nel bacino idrografico del Piave, e si trova poco meno di un chilometro in sponda idrografica destra del Fiume.

In relazione al corso d'acqua citato, secondo quanto racchiuso nel Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (dicembre 2021), l'area in esame risulta interessata da una pericolosità idraulica da moderata a media (vedi fig. 6) nonché un rischio da medio a moderato (fig. 7).

Si demanda alla Committenza e ai progettisti ogni ulteriore verifica e studio di approfondimento con riferimento alla problematica idraulica rilevata, in quanto il tema esula dalle competenze professionali di chi scrive oltre che dall'incarico conferito.

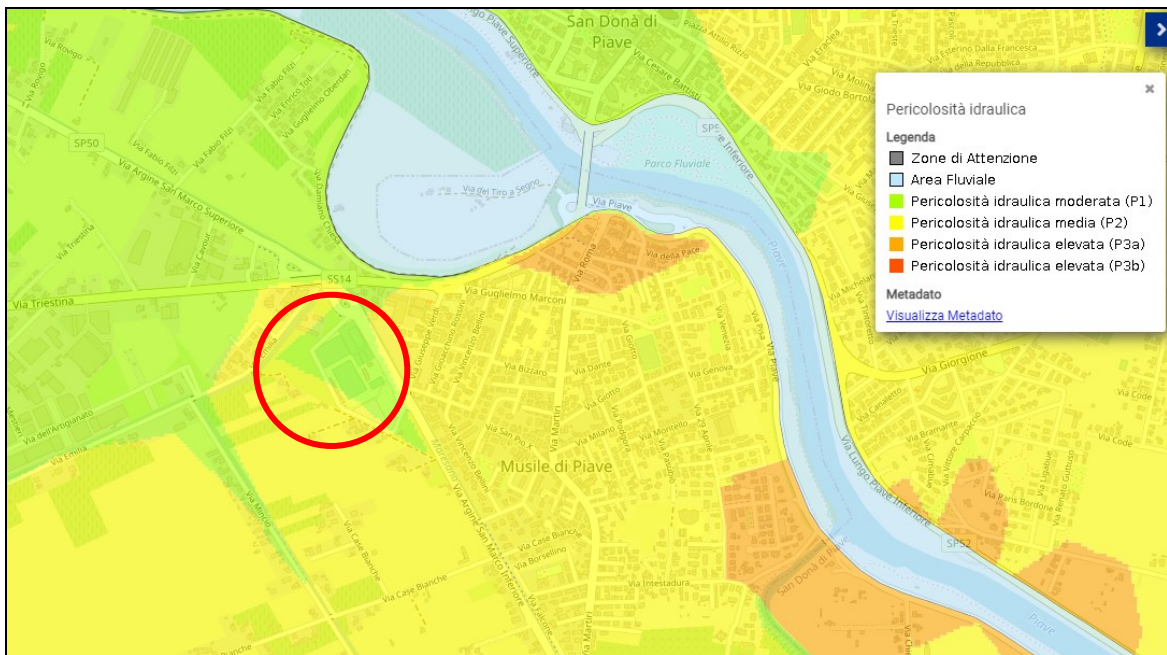


Figura 6: stralcio Carta della Pericolosità idraulica associata al Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (dicembre 2021). Nel circolo rosso l'area in esame

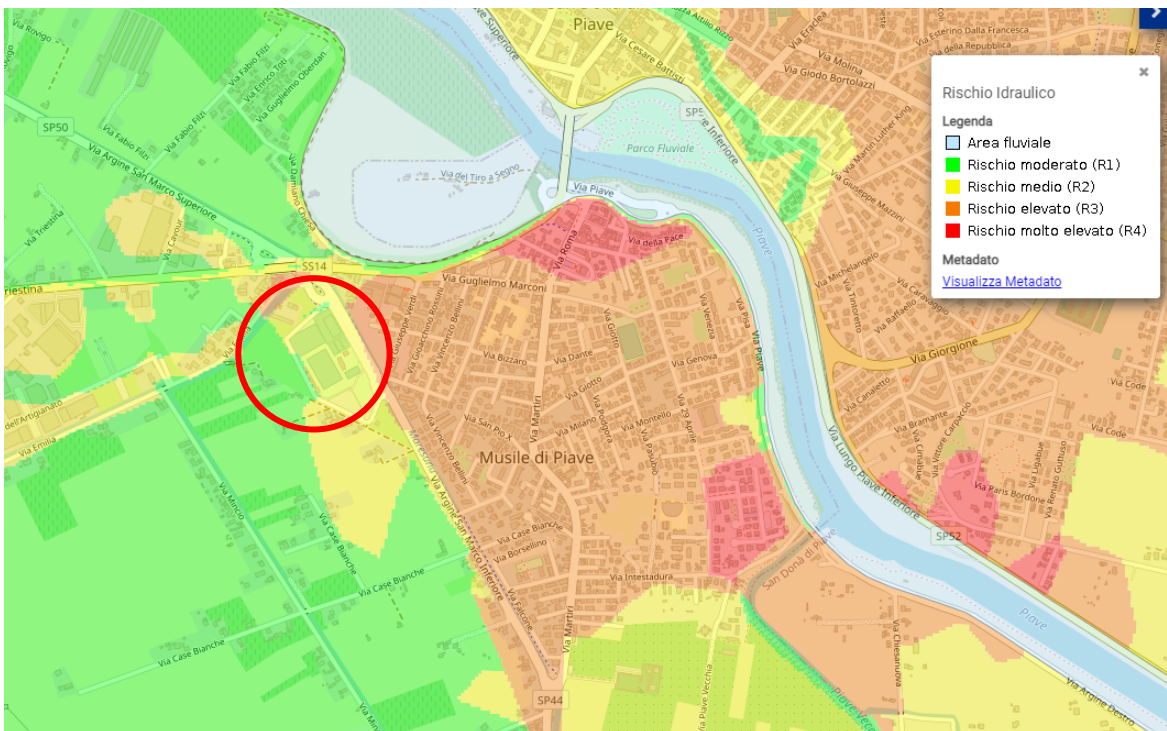


Figura 7: stralcio Carta del rischio idraulico associata al Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (dicembre 2021). Nel circolo rosso l'area in esame

4. ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DEL SITO DI INTERESSE

Alla ricerca bibliografica preliminare prima esposta, che ha visto la consultazione della cartografia tematica disponibile, e al rilievo idrogeologico e geomorfologico di dettaglio, esteso ad un intorno ritenuto significativo rispetto all'area di futuro intervento, sono state affiancate indagini dirette, finalizzate alla verifica delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, realizzate ad hoc il giorno 05/05/2023 e che hanno visto l'esecuzione di complessive n. 3 prove penetrometriche (di cui due dinamiche una statica), mentre per l'acquisizione dei parametri sismici si è operato con uno stendimento di sismica di tipo Masw con 24 geofoni abbinato a una registrazione di sismica passiva a stazione singola di tipo HVSR. L'ubicazione di tutte le prove eseguite è riportata in allegato 3.

4.1 Prove penetrometriche dinamiche

Le prove penetrometriche dinamiche sono state realizzate con un penetrometro superpesante modello "Pagani TG 63-100" con maglio da 73,5 kg, seguendo la metodologia AGI (Associazione Geotecnica Italiana) con rilevazione del numero di colpi per avanzamenti unitari delle aste di 30 cm; le caratteristiche tecniche del penetrometro utilizzato sono riportate in allegato 3.

Questo tipo di indagine strumentale diretta, che rappresenta uno dei sistemi maggiormente diffusi e testati a livello internazionale, consente di rilevare la resistenza alla penetrazione nel terreno di una punta metallica, di dimensioni e peso standardizzate, energizzata dalla caduta di una massa, anch'essa di peso e altezza di caduta standard; tutta la strumentazione e le modalità operative rispettano standard definiti a livello internazionale dall'ASTM (*American Standard Testing Materials*) circa le indagini nel sottosuolo con scopi geotecnici. In tale modo è possibile costruire un diagramma (allegato 4) nel quale alla verticale di indagine è correlato il numero di colpi rilevati per avanzamenti unitari con la profondità raggiunta a ogni intervallo di misura (cioè in questo caso 30 cm), che costituisce l'elaborato base da cui estrapolare le proprietà fisiche del terreno attraversato e interpretarne, in maniera indiretta, la composizione granulometrica.

Le prove sono state condotte spingendo l'investigazione fino alla profondità di - 9,9 m da p.c., ritenuta sufficiente a contenere la porzione di sottosuolo che sarà maggiormente interessata dalla diffusione dei carichi in profondità, secondo la Teoria di Boussinesq.

4.2 Prova penetrometrica statica

La prova penetrometrica statica invece, utile per meglio caratterizzare i terreni fini ed eventualmente coesivi, permettendo la quantificazione di parametri geotecnici non ricavabili pienamente

dalla penetrometria dinamica, è stata condotta con il medesimo penetrometro in configurazione "statica" (figura 8) e preventivo ancoraggio di contrasto al terreno a mezzo di n. 2 eliche laterali, con infissione della punta standard meccanica tipo "Begemann" mediante spinta idraulica e rilevamento della resistenza offerta dal terreno all'avanzamento sia della punta (q_c) che del manicotto laterale di rivestimento (f_s) ogni 20 cm. I grafici in allegato 5 riportano i risultati ottenuti e l'elaborazione su passo strumentale dei dati ricavati.



Figura 8: esecuzione della prova penetrometrica statica CPT in corrispondenza dell'area di prossimo intervento in comune di Musile di Piave, il 05/05/2023

4.3 Indagine geofisica

In data 05 maggio 2023 è stata eseguita una prospezione geofisica finalizzata alla ricostruzione stratigrafica e sismica dei terreni.

Le indagini in sito sono consistite nell'esecuzione di n° 1 profilo di sismica multicanale con acquisizione delle onde di superficie ed elaborazione dati mediante metodologia MASW, e n° 1 indagini sismiche passive con metodo HVSR.

Mediante le metodologie di investigazione utilizzate è stato possibile ricostruire l'andamento medio delle onde Vs in profondità ed eseguire la valutazione del parametro Vs,eq di sito, al fine di classificare il terreno di fondazione (tabelle allegate al D.M. 17/01/18) e misurare eventualmente il periodo proprio di vibrazione di sito.

In allegato 6 si riporta l'esito della prospezione condotta, dalla quale è possibile trarre le seguenti considerazioni:

In base ai dati sismostratigrafici ottenuti, si rileva inizialmente un primo orizzonte correlabile a terreni di copertura superficiali, scarsamente addensato, di spessore pari a 2,1 m, con velocità delle onde di taglio (onde S) pari a 130 m/s.

Da -2,1 a -10,3 m dal p.c. si riscontrano valori di velocità delle onde S compresi tra 160 e 210 m/s, propri di depositi nel complesso scarsamente consistenti, o addensati ove prevalentemente granulari, afferenti alla sequenza deposizionale alluvionale caratteristica del territorio in cui ricade l'area in esame.

Si segnala la presenza, da -5,6 m a -7,1 m dal p.c., di un orizzonte maggiormente consistente, o addensato ove prevalentemente granulare, con Vs pari a 210 m/s, appartenente alla medesima sequenza deposizionale.

A partire da -10,3 m, e fino ad almeno -30,1 m dal p.c., si individuano valori di Vs in graduale e generale aumento con la profondità, compresi tra 180 e 290 m/s, caratteristici di depositi da scarsamente a moderatamente consistenti, correlabili alla suddetta unità alluvionale.

Oltre -30,1 m dal p.c., si rinvencono valori di velocità delle onde di taglio pari a 385 m/s correlabili a depositi da moderatamente addensati ad addensati, anch'essi afferenti presumibilmente alla medesima successione deposizionale indagata.

Il profilo sismostratigrafico ottenuto risulta correlabile con il quadro geologico dell'area oggetto di indagine e i valori di velocità delle onde S nei primi metri risultano compatibili con l'andamento delle prove penetrometriche eseguite nella medesima area di indagine.

5. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Le prove penetrometriche descritte sono state realizzate lungo verticali ritenute significative rispetto al progetto previsto e all'ingombro e sviluppo dei futuri manufatti (nuovo campo sportivo, blocco spogliatoi e sala polivalente), sebbene concentrate nell'area del futuro campo da calcio. Le prove hanno

consentito di riconoscere un assetto stratigrafico caratterizzato dalla presenza, al di sotto della coltre superficiale di terreno vegetale e/o riportato rimaneggiato, dello spessore di alcune decine di centimetri (fino al massimo a 1 m), di una sequenza di depositi prevalentemente limosi e argillosi, con contenuto variabile di sabbia, a prevalente comportamento coesivo, con valori di consistenza da scarsi a moderati, come descritti nella tabella che segue.

Ai sensi del punto 6.2.2 "Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica" del D.M. 17/01/2018, per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Ciò premesso, l'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche ha consentito di attribuire i parametri fisici necessari per i successivi calcoli geotecnici, riassunti in tabella 1.

In particolare, C_u la coesione non drenata, E_d il modulo edometrico, OCR è il rapporto di sovraconsolidazione, mentre γ_n e γ_s sono rispettivamente il peso di volume naturale e saturo.

Tab. 1: determinazione dei valori caratteristici "fk" dei parametri geotecnici dei litotipi presenti nell'area investigata.

Liv	da m	a m	Ricostruzione litologica	C_u (kN/m^2)	E_d (kN/m^2)	γ_n (kN/m^3)	γ_s (kN/cm^3)	OCR
1	0,0	1,8 ÷ 2,1	Limo argilloso, debolmente sabbioso, comprensivo della coltre superficiale di terreno vegetale ricco di sostanza organica e/o riportato/rimaneggiato	33	2180	15,6	16,6	15,2

2	1,8 ÷ 2,1	4,5 ÷ 5,2	Limi argillosi scarsamente consistenti	66	5010	18,1	19,1	10,9
3	4,5 ÷ 5,2	5,4 ÷ 7,2	Limi argillosi e sabbiosi, moderatamente consistenti, a prevalente ma non esclusivo comportamento coesivo	111	9600	18,4	19,4	11,3
4	5,4 ÷ 7,2	10,0	Limi argillosi da scarsamente a moderatamente consistenti	64	4860	18,4	19,4	4,0
5	10,0	11,2	Limi argillosi e sabbiosi, moderatamente consistenti, a prevalente ma non esclusivo comportamento coesivo	137	12300	19,0	20,0	8,5
6	11,2	12,6	Limi argillosi da scarsamente a moderatamente consistenti	72	5490	18,5	19,5	3,1
7	12,6	15,0	Limi argillosi e sabbiosi, da moderatamente consistenti a consistenti, a prevalente ma non esclusivo comportamento coesivo	193	17280	18,8	19,8	9,9

6. DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, DELLA CATEGORIA TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA

Le indagini sismiche condotte hanno consentito di riconoscere un assetto sismostratigrafico descritto in allegato 6.

L'applicazione dell'equazione

$$V_{s, eq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h(strato)}{V_s(strato)}}$$

permette di determinare un valore di $V_{s,eq}$ (coincidente nel caso specifico con il valore di $V_{s,30}$, non essendosi rinvenuta la presenza del bedrock sismico entro i primi 30 m di profondità da p.c.) pari a 219 m/s, compatibile con un terreno di **categoria di sottosuolo C**, così come definita nella tabella 3.2.II ricavata dalle NTC 2018.

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

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

Per quanto riguarda la categoria topografica, il sito in esame appartiene ad un contesto pressoché pianeggiante.

Nei calcoli geotecnici si potrà pertanto far riferimento alla Categoria Topografica T1, così come definita nella tabella 3.2.III ricavata dalle NTC 2018

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite ultimi (SLU) dinamici sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento **PVR**, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente (tratta dalle NTC 2018).

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato		
Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

I quattro stati limite sono ordinati per azione sismica crescente e per probabilità di superamento decrescente.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" V_R espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" PVR .

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa "ag" in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con superficie topografica orizzontale (categoria T1);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $Se(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R .

Il periodo di riferimento V_R si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso CU :

$$V_R = V_N \times CU$$

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella sottostante tabella tratta dalle NTC 2018.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U				
CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella **classe III**.

La vita nominale di un'opera strutturale **VN** 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. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella sottostante (tratta dalle NTC 2018).

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nel caso specifico per le tipologie di costruzione in progetto si assume un valore di vita nominale pari ad almeno 50 anni.

Ne deriva che il periodo di riferimento **VR è pari a 75 anni.**

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

- ag: accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo: 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.

Una delle novità delle NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti, ove viene fornita la terna di valori ag, Fo e T*C per nove distinti periodi di ritorno TR.

Il primo passo consiste nella determinazione di **ag** (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido), a partire dalle coordinate geografiche dell'opera da verificare, che vengono di seguito forniti.

Il dettaglio di tutti i parametri sismici riferiti al sito e al progetto in esame è riportato in allegato 7 e nel prospetto grafico che segue. In particolare, la definizione dei parametri sismici medesimi, funzione della classe d'uso e della vita nominale dell'opera in progetto, risulta differente a seconda dei diversi stati limite a cui è riferita.

Si ricorda che, ai sensi della vigente normativa, il rispetto dei vari stati limite dinamici viene considerato conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi SLU quando siano soddisfatte le verifiche al solo SLV, mentre nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio SLE quando siano rispettate le verifiche relative al solo SLD.

Pertanto, nel caso in esame, per le verifiche all'SLV si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 1.531 m/s², a cui corrispondono valori di Kh e Kv rispettivamente pari a 0.037 e 0.019, mentre per le

verifiche all'SLD si dovrà utilizzare un'accelerazione massima di 0.636 m/s^2 , a cui corrispondono valori di K_h e K_v rispettivamente pari a 0.013 e 0.006.

Stati limite

Classe Edificio: 5B

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1.6

Stato Limite	T _i [anni]	a _g [g]	F _o	T _c [s]
Operatività (SLD)	45	0.036	2.563	0.242
Danno (SLD)	75	0.043	2.550	0.284
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.104	2.585	0.381
Prevenzione collasso (SLC)	1482	0.132	2.624	0.406

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 75

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti: 1 (H [m]), 0.1 (V [m])

Cal. Sottosuolo: C

Cal. Topografia: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1.50	1.50	1.50	1.49
CC Coeff. funz. categoria	1.68	1.59	1.44	1.41
ST Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00

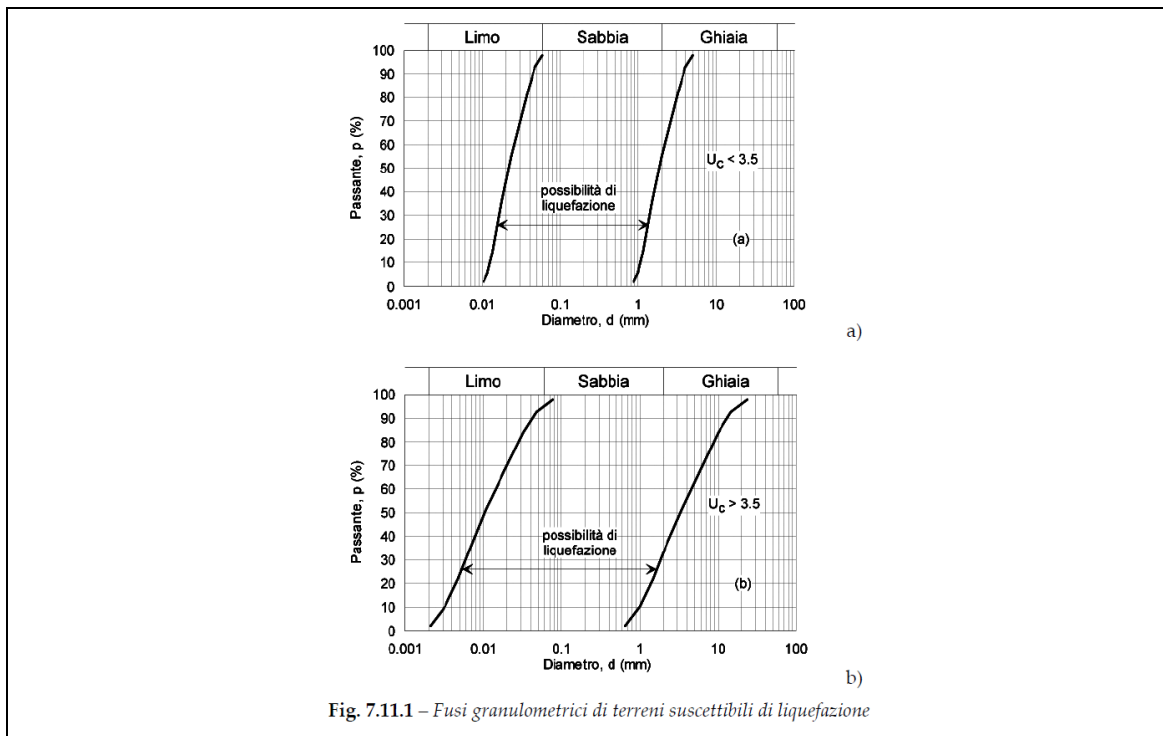
Acc. in massima attesa al sito [m/s²]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
k _h	0.011	0.013	0.037	0.047
k _v	0.005	0.006	0.019	0.024
A _{max} [m/s ²]	0.523	0.636	1.531	1.930
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

6.1 Analisi della suscettibilità alla liquefazione del terreno

La liquefazione è un fenomeno di riduzione della resistenza al taglio causata dall'incremento della pressione neutra in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico. Ai sensi del punto 7.11.3.4 delle NTC 2018 la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori a 0.1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m da p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_I)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_I)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1 (a) della NTC 2018 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$, ed in figura 7.11.1 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.



Per la determinazione del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione sono state quindi considerate le "circostanze di esclusione" dalla verifica alla liquefazione elencate al punto 7.11.3.4.2 del D.M. 17/01/2018. Secondo il suddetto punto, (articolo 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione") è possibile omettere la verifica alla liquefazione qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

comma 1. l'accelerazione massima attesa al piano campagna viene calcolata considerando i parametri riferiti allo Stato Limite Ultimo SLV, relativi alla categoria "C", mediante la seguente relazione: $a_g \text{ max suolo} = a_g \times S_s \times S_t$. Riepilogando i parametri utilizzati sono i seguenti:

a_g	0,104
S_s	1,500
S_t	1,0

Il valore complessivo di accelerazione sismica orizzontale è risultato essere pari a 0,156 g e risulta quindi superiore a quello di esclusione indicato dal *comma 1 (non verificato)*.

comma 2. per l'area oggetto di indagine, a seguito dell'esecuzione delle indagini geognostiche eseguite in sito, sono stati rilevati fenomeni acquiferi superficiali a partire da profondità di circa -1,40 m dal p.c. esistente, circolanti all'interno dei depositi superficiali (non verificato).

comma 3. in base alle indagini svolte in sito e al modello geologico-stratigrafico proposto non sono stati rilevati depositi costituiti da sabbie pulite e quindi tale condizione non risulta direttamente applicabile.

comma 4. In assenza di analisi granulometriche sui terreni costituenti il sottosuolo dell'area in esame non risulta applicabile il quarto comma previsto dalle NTC 2018.

Ai sensi del D.M. 17/01/2018 quindi, non essendo verificato nessuno dei quattro commi sopra riportati, e in assenza di specifiche analisi granulometriche, si è ritenuto necessario procedere alla verifica della stabilità nei confronti liquefazione.

In allegato 8 si riporta la relazione di verifica, che ha portato alla determinazione di un fattore di sicurezza sempre superiore a 1,25 per tutti i livelli in cui è stato discretizzato il sottosuolo dell'area investigata.

Il sito in esame non risulta pertanto passibile del fenomeno della liquefazione in caso di sisma.

7. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI – D.M. LL.PP. 11/03/1988

N.B.: METODO NON PIU' AMMESSO

Sebbene la più recente normativa settoriale abbia completamente sostituito l'approccio nel calcolo geotecnico, da una modalità alle cosiddette Tensioni Ammissibili (D.M.LL.PP. 11/03/1988, non più applicabile ad alcun caso) a quella agli Stati Limite (D.M. II. e TT. 17/01/2018 "Norme Tecniche sulle Costruzioni"), si ritiene possa risultare utile per un confronto tra i risultati cui i diversi metodi perverranno, e sui quali è naturalmente maturata una diversa sensibilità ed esperienza da parte degli operatori, l'esecuzione delle elaborazioni con entrambi i metodi.

Ogni calcolo e verifica, sia di tipo geotecnico che strutturale, dovrà quindi essere basato esclusivamente sul metodo agli stati limite e non su quanto contenuto nel paragrafo che segue, che vuole avere esclusivamente carattere orientativo e di collegamento con il metodo maggiormente utilizzato in passato nel territorio in esame e sul quale è ormai consolidata una maggiore esperienza e sensibilità da parte degli operatori.

Ciò premesso, il terreno di fondazione deve essere in grado di sopportare il carico trasmesso dalla costruzione su di esso gravante, senza che si verifichi una rottura per taglio. Inoltre, i cedimenti provocati dal carico trasmesso devono essere tali da non compromettere l'integrità della struttura.

Il calcolo della resistenza limite al taglio, o capacità portante ultima, q_{ult} , è stato effettuato tenendo conto che le prescrizioni sulla capacità portante ammissibile (q_{amm}) per le fondazioni superficiali impongono un **fattore di sicurezza minimo** pari a **3** (D.M. LL. PP. 11/03/1988, art. C.4.2).

La capacità portante del terreno è stata ricavata inserendo il modello stratigrafico del terreno in un apposito codice di calcolo che utilizza la seguente espressione generale (1):

$$Q_{ult} = c' * N_c * D_c * S_c * I_c * G_c * B_c + \gamma' * N_q * D_q * S_q * I_q * G_q * B_q + 0.5 * \gamma' * B * N_{\gamma} * D_{\gamma} * S_{\gamma} * I_{\gamma} * G_{\gamma} * B_{\gamma} \quad (1)$$

dove:

Q_{ult} = Pressione ultima a rottura

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

c', Cu = Coesione drenata, non drenata

γ, γ' = Densità totale, sommersa

$Nc, Nq, N\gamma$ = Fattori di Capacità Portante (funzione di ϕ)

$sc, sq, s\gamma, sc', sq', s\gamma'$ = Fattore di forma (drenato/non drenato)

$dc, dq, d\gamma, dc', dq', d\gamma'$ = Fattore di profondità (drenato/non drenato)

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

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

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

La scelta delle condizioni di calcolo a lungo e/o breve termine è condotta inserendo i parametri geotecnici dei terreni attraversati (ϕ, γ , etc...), passaggio che può comportare l'annullamento di alcuni dei termini dell'equazione sopra esposta (come nel caso di terreni coesivi con $\phi = 0$, o di terreni granulari con $Cu=0$). Ogni relazione di portanza di cui sopra utilizza fattori di capacità portante e fattori di correzione (fattori di forma, di profondità ...) nella formulazione matematica sviluppata dal relativo autore.

Sulla base delle informazioni fornite dal Progettista Strutturista dell'intervento, i calcoli geotecnici sono stati impostati considerando fondazioni a plinti quadrati e di tipo lineare nastriforme, di varie dimensioni, impostate sul litotipo di cui al livello 1 di tabella 1 (si ricorda che la falda è stata rinvenuta alla quota di circa - 1,4 m da p.c.). Si raccomanda la completa asportazione della coltre superficiale di terreno vegetale e/o riportato/rimaneggiato.

I risultati ottenuti sono riportati nella tabella che segue. Si precisa che il valore di Q_{amm} riportato è già depurato del fattore di sicurezza 3 previsto dal D.M. 11/03/1988.

Si specifica inoltre che:

- La natura coesiva dei terreni di fondazione porta a ritenere ininfluenza nella determinazione del valore di capacità portante del terreno la larghezza della fondazione. Viceversa, a parità di carico unitario applicato, il valore di cedimento atteso aumenta all'aumentare della dimensione della fondazione;
- Nella definizione del valore di capacità portante si è fatto riferimento alla formulazione di Hansen;
- Nella stima del valore di cedimento atteso si è fatto riferimento al metodo di consolidamento edometrico di Terzaghi.

Tab. 2: determinazione della capacità portante ammissibile (Q_{amm})

tipo di fondazione e dimensioni	Q_{amm} (kN/m ²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q_{amm}
Fondazione lineare larga 100 cm	80	31.8
Fondazione lineare larga 150 cm	80	40.1
Fondazione lineare larga 200 cm	80	46,7
Plinto quadrato di lato pari a 150 cm	83	27.4

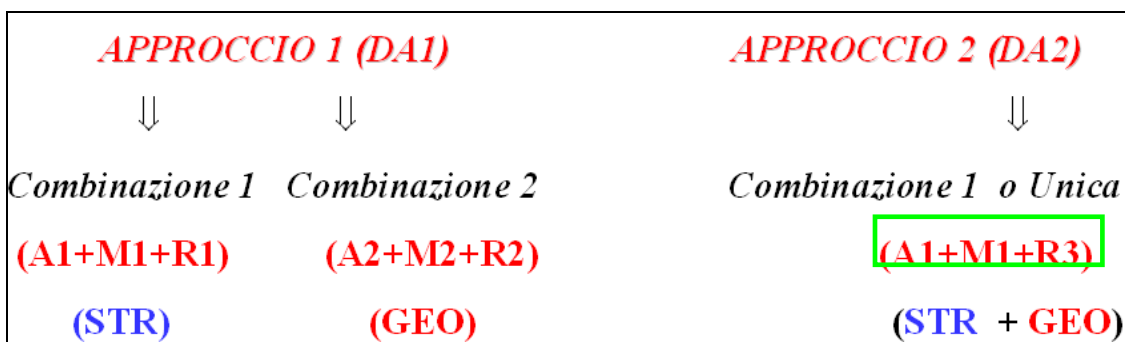
Plinto quadrato di lato pari a 250 cm	83	39,7
Plinto quadrato di lato pari a 350 cm	83	50,1

Per quanto riguarda i cedimenti attesi, si demanda al Progettista Strutturista ogni valutazione in merito alla loro compatibilità con la fruibilità e sicurezza delle opere in progetto.

8. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI STATICHE

N.B.: UNICO METODO UTILIZZABILE

Gli Stati Limite Ultimi "SLU" determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa. L'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione. Per quanto riguarda l'analisi al carico limite, nelle verifiche SLU nei confronti degli Stati Limite Ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si adotta un solo (evidenziato in verde) approccio/combinazione tra i quattro diversi previsti dalle NTC:



Le diverse combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali γ :

A = Azioni γ_F

M = resistenza dei materiali (terreno) γ_M

R = resistenza globale del sistema γ_R

Quindi, nell'approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni A, per la resistenza dei materiali M ed eventualmente per la resistenza globale del sistema R. Per entrambe le combinazioni si impiegano i coefficienti parziali γ riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I contenute nelle NTC di cui al D.M. 17/01/2018, che seguono. Diversamente, nell'approccio 2 si impiega un'unica combinazione sia per il dimensionamento strutturale STR che per quello geotecnico GEO, impiegando i medesimi coefficienti ma con diversa associazione.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo

sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato (**evidenziato** quello oggetto del presente elaborato tecnico):

- *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.

A meno della verifica di stabilità globale, le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto. La verifica di stabilità globale invece deve essere effettuata secondo la combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e con un γ_R di 1,1 quale valore di R3.

Il D.M. 17/01/2018 prevede le verifiche al carico limite con il solo Approccio 2, per il quale la combinazione dei parametri è A1 + M1 + R3, e la limitazione delle verifiche di stabilità globale alla combinazione A2 + M2 + R2 con $\gamma_R=1,1$.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

In sintesi, l'approccio in uso e previsto dalla normativa non prevede l'applicazione di un fattore di sicurezza unico (come previsto dal vecchio D.M. 11/03/1988 pari a 3 nel caso di fondazioni superficiali) applicato al valore di portanza ottenuto attraverso i tradizionali codici di calcolo, ma consiste nell'utilizzo di coefficienti di sicurezza parziali applicati ai vari fattori che determinano il risultato dell'equazione

$$R_d / \gamma_R \geq E_d \quad (2)$$

che verifica la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo SLU, ove R_d è la resistenza di progetto mentre E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Nel caso in esame viene determinato esclusivamente il valore della resistenza di progetto del terreno R_d .

La determinazione dei valori di R_d è stata effettuata inserendo all'interno del codice di calcolo di cui all'equazione 1) i parametri geotecnici attribuiti ai terreni di fondazione e considerando le medesime tipologie fondazionali già descritte nel capitolo che precede.

Tab. 3: determinazione dei valori di ***R_d in condizioni statiche*** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Lineare nastriforme di qualsiasi larghezza	241	241
Plinto quadrato di qualsiasi dimensione	249	249

I risultati riportati nella tabella 3 sono riferiti esclusivamente al valore di R_d (o capacità portante). In assenza dei valori di progetto dell'azione E_d , di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulta verificata l'equazione:

$$R_d/\gamma_r \geq E_d \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di E_d (valori di progetto dell'azione uguali o inferiori a quelli sottoelencati soddisfano i requisiti previsti dalle NTC). Si specifica che il valore riportato dovrà essere confrontato con il valore di azione E_d già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.

Tab. 4: determinazione dei valori R_d/γ_r corrispondenti agli **Ed massimi** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni statiche** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate.

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme di qualsiasi larghezza	105	241
Plinto quadrato di qualsiasi dimensione	108	249

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia $R_3=R_1=1$

9. VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI STATICHE

Le opere e le varie tipologie strutturali devono garantire la sicurezza anche nei confronti degli stati limite di esercizio SLE, intesi come la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. Deve quindi essere verificata l'equazione:

$$E_d \leq C_d \quad (3)$$

dove:

Ed: valore di progetto degli effetti dell'azione (cedimento)

Cd: valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possono compromettere la funzionalità di una struttura)

Uno SLE ha carattere reversibile nel caso in cui si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno cessino con l'estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite. Se, pur

non avendosi il collasso (determinato dal superamento dello Stato Limite Ultimo), l'opera subisce lesioni tali da renderla inutilizzabile, si è in presenza di danni irreversibili o di deformazioni permanenti inaccettabili.

Ad esempio, nel caso di una fondazione superficiale, ciò può verificarsi quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.

L'applicazione di un carico ad un terreno naturale comporta lo sviluppo di un cedimento, che consiste nello spostamento verticale del terreno di appoggio della fondazione, funzione principalmente delle proprietà degli strati compressibili e dell'intensità e distribuzione della pressione verticale su questi strati. L'esperienza ha dimostrato che la pressione verticale può essere calcolata con sufficiente cura, assumendo che il terreno sotto la costruzione sia perfettamente elastico ed omogeneo.

Basandosi su queste ipotesi e applicando il metodo di Boussinesq è possibile ricostruire la distribuzione degli sforzi applicati al terreno dalle fondazioni in progetto alle diverse profondità (figura 9), consentendo una stima dei cedimenti totali previsti ottenuta per sommatoria dei cedimenti valutati per porzioni omogenee di terreno di spessore sufficientemente piccolo.

Per il calcolo dei cedimenti viene applicata la seguente equazione:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

dove:

- n: numero degli strati di terreno;
- ΔH_i : altezza dello strato i-esimo
- $\Delta \sigma_{zi}$: incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i-esimo
- E_i : modulo elastico dello strato i-esimo

Il calcolo è esteso fino alla profondità Z per la quale è soddisfatta la seguente equazione:

$$\Delta \sigma_z < \alpha * \Delta \sigma'_{v0}$$

dove:

α = coefficiente variabile fra 0.10 e 0.20

$\Delta \sigma'_{v0}$ = pressione geostatica verticale efficace

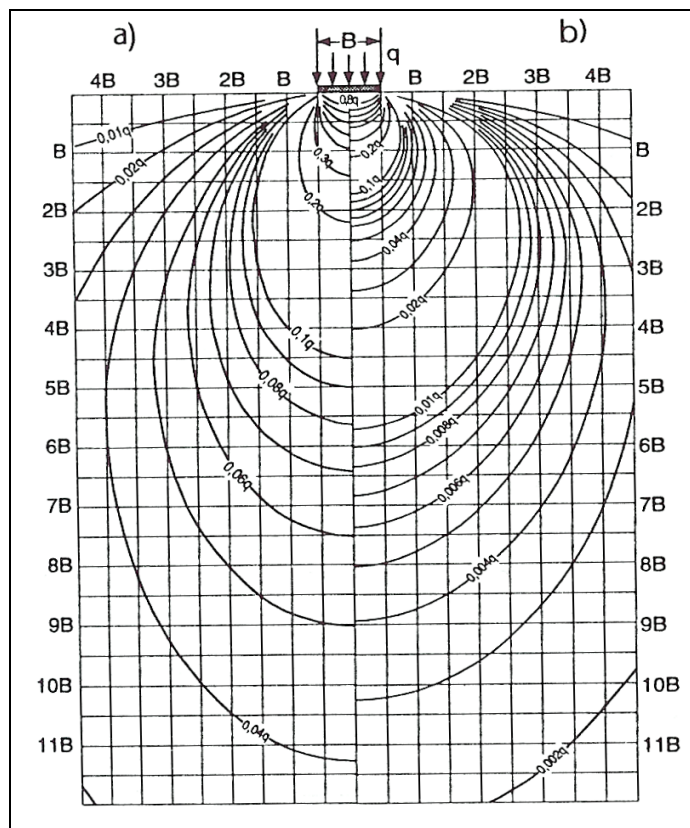


Figura 9: curve di uguale pressione verticale sotto una fondazione: a) nastriforme - b) quadrata

Ai sensi del D.M. 17/01/2018, nella verifica agli SLE, devono essere considerati i valori di azione esercitati dalla/e struttura/e in progetto (di competenza del Progettista Strutturista); in assenza di tale dato non è stato possibile impostare i calcoli relativi allo sviluppo del cedimento teorico al di sotto delle fondazioni secondo il metodo agli S.L.E.

Per ogni altra valutazione in proposito si rinvia pertanto alle valutazioni numeriche espone nel capitolo relativo alla stima dei cedimenti secondo il metodo alle tensioni ammissibili. L'aspetto potrà essere oggetto di approfondimento o di ulteriore verifica/calcolo una volta noti i reali valori di azione o carico agenti sulle opere di fondazione e trasmessi al terreno di appoggio.

10. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" E DI ESERCIZIO "SLE" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) - CONDIZIONI DINAMICHE

Sulla scorta della sismicità propria dell'area, della pericolosità sismica locale e dei parametri sismici di sito e di progetto, descritti ed esposti nel capitolo n. 6, vengono quindi determinati i valori di resistenza dinamica allo SLU (SLV) per i terreni interessati dalla posa delle fondazioni.

Ai sensi delle NTC 2018, - punto 7.11.5.3.1, la capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della

resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione $E_d \leq R_d$ e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Sulla scorta delle indicazioni contenute nella Circolare n. 7 del 21/01/2019 emanata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, viene fatto riferimento al paragrafo C7.11.5.3.1, che riporta per le fondazioni superficiali:

"L'analisi pseudo statica delle fondazioni si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici [...]. L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nella parte di sottosuolo che interagisce con l'opera e in variazioni delle sollecitazioni normali, di taglio e nei momenti flettenti sulla fondazione [...] (effetto inerziale). Nelle verifiche a carico limite, le NTC consentono di trascurare le azioni inerziali agenti nel volume di terreno sottostante la fondazione. In tal caso l'effetto dell'azione sismica si traduce nella sola variazione delle azioni di progetto in fondazione rispetto a quelle valutate nelle combinazioni statiche. La verifica viene condotta con le usuali formule del carico limite tenendo conto dell'eccentricità e dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. In tal caso si adotta un coefficiente γ_r a carico limite pari a 2,3. Nel caso in cui si considerino esplicitamente le azioni inerziali nel volume di terreno al di sotto della fondazione, le NTC consentono di utilizzare un coefficiente γ_r a carico limite più basso e pari a **1,8**. In tal caso, le accelerazioni nel volume di sottosuolo interessato dai cinematismi di rottura modificano i coefficienti di capacità portante in funzione del coefficiente sismico pseudo-statico k_h , che simula l'azione sismica in tale volume di terreno".

Sulla base di quanto premesso, l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze di inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell'analisi pseudo - statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del

carico agente sul piano di posa. L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente $N\gamma$ in funzione del coefficiente sismico Khk ; il fattore $N\gamma$ viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico."

Il metodo descritto consente quindi di giungere alla definizione di nuovi valori di R_d "dinamici", che tengano conto della sismicit  dell'area considerata, della tipologia di opera in costruzione e delle caratteristiche litologiche e topografiche del sito investigato.

Sulla base della progettazione esecutiva delle opere in previsione, sono stati ipotizzati dagli scriventi i dati strutturali di interesse antisismico relativi a una struttura con un periodo T del modo fondamentale di vibrare pari a 0,251 s e fattore di struttura q pari a 1,5. L'aspetto, su richiesta del progettista strutturista, potr  essere approfondito e rivisto sulla scorta dei reali e definitivi parametri propri delle strutture, al momento non noti. I valori dedotti dall'elaborazione descritta sono riportati nella tabella che segue.

Tab. 5: determinazione dei valori di ***R_d in condizioni dinamiche (all'SLV)*** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m ²
Lineare nastriforme di qualsiasi larghezza	241	241
Plinto quadrato di qualsiasi dimensione	249	249

I risultati riportati nella tabella 5 sono riferiti esclusivamente al valore di R_d (o capacit  portante agli stati limite ultimi dinamici $Q_{SL, din}$). In assenza dei valori di progetto dell'azione E_d , si   ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulta verificata l'equazione:

$$R_d/\gamma_r \geq E_d \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di ***R_d/γ_r***.

Si specifica che il valore riportato dovr  essere confrontato con il valore di azione E_d gi  comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.

Tab. 6: determinazione dei valori ***R_d/γ_r*** corrispondenti agli ***Ed massimi accettabili*** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) ***in condizioni dinamiche (all'SLV)*** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate.

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme di qualsiasi larghezza	134	241
Plinto quadrato di qualsiasi dimensione	138	249

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia $R3=R1=1$

Come già descritto per il calcolo in condizioni statiche, anche in condizioni dinamiche, in assenza del dato di azione di progetto, non è possibile procedere con il calcolo dello stato limite di esercizio (cedimento) in condizioni dinamiche calcolato all'SLD. Si rimanda pertanto a quanto già esposto relativamente alla stima dei cedimenti secondo il metodo alle "tensioni ammissibili" in condizioni statiche.

11. CONCLUSIONI

Riepilogando, la Committenza ha affidato agli scriventi la redazione di una Relazione Geologica e Relazione Geotecnica, come previsto dal D.M. II. e TT. del 17/01/18 "*Norme Tecniche sulle Costruzioni*", in comune di Musile di Piave (VE), Via Argine San Marco, destinate ad ospitare la realizzazione di un intervento di ampliamento degli impianti sportivi finalizzato al miglioramento dell'aggregazione e offerta formativa.

Le indagini condotte consentono di esprimere le seguenti considerazioni conclusive:

- dal punto di vista geologico il contesto in esame costituisce parte del grande complesso alluvionale della Pianura Padana, la cui formazione è da attribuirsi all'azione sedimentaria dei grandi fiumi di origine alpina, ovvero l'Adige, il Brenta, il Piave (il maggiormente prossimo all'area in esame) ed il Tagliamento. In particolare, il sito di prossimo intervento si caratterizza per la presenza dell'unità geomorfologica e litologica denominata "Alluvioni sabbioso-limose calcareo-dolomitiche del Piave, del Livenza e del Tagliamento". Si tratta di un'unità caratterizzata dalla presenza di litologie prevalentemente limoso-argillose, debolmente sabbiose;
- dal punto di vista geomorfologico, l'area in esame si inserisce all'interno di un contesto pianeggiante privo di evidenze di dinamica geomorfologica in atto o potenziale;
- per quanto riguarda l'assetto idrogeologico del territorio, il sottosuolo dell'area in esame vede la presenza di una falda freatica il cui pelo libero è stato intercettato in occasione dell'esecuzione delle indagini geognostiche (05/05/2023) a circa - 1,4 m da p.c.;
- dal punto di vista idrografico, la consultazione della cartografia allegata al Piano di Gestione del Rischio Alluvioni evidenzia come l'area di intervento appartenga ad un contesto ritenuto potenzialmente alluvionabile con pericolosità da media a moderata. Si demanda alla Committenza ogni eventuale ulteriore verifica e studio di approfondimento con riferimento alla problematica idraulica rilevata;
- dal punto di vista stratigrafico il sottosuolo dell'area in esame si caratterizza per la presenza, al di sotto della coltre superficiale di terreno vegetale e/o riportato rimaneggiato, dello spessore di alcune decine di centimetri (fino al massimo a 1 m), di una sequenza di depositi prevalentemente limosi e argillosi,

con contenuto variabile di sabbia, a prevalente comportamento coesivo, con valori di consistenza da scarsi a moderati;

- il calcolo relativo alla portanza del terreno è stato eseguito sia col metodo delle Tensioni Ammissibili (di cui al D.M.LL.PP. 11/03/88 – metodo non più ammesso) che attraverso il metodo degli Stati Limite (NTC di cui al D.M. 17/01/2018), prevedendo fondazioni a plinti quadrati e di tipo lineare nastriforme, di varie dimensioni, impostate sul litotipo di cui al livello 1 di tabella 1 (si ricorda che la falda è stata rinvenuta alla quota di circa - 1,4 m da p.c.). Si raccomanda la completa asportazione della coltre superficiale di terreno vegetale e/o riportato/rimaneggiato;
- Attraverso il metodo alle Tensioni Ammissibili ha fornito i valori di capacità portante ammissibile (già depurati del fattore di sicurezza 3) e dei relativi cedimenti riportati nella tabella che segue:

tipo di fondazione e dimensioni	Q _{amm} (kN/m ²)	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q _{amm}
Fondazione lineare larga 100 cm	80	31.8
Fondazione lineare larga 150 cm	80	40.1
Fondazione lineare larga 200 cm	80	46,7
Plinto quadrato di lato pari a 150 cm	83	27.4
Plinto quadrato di lato pari a 250 cm	83	39.7
Plinto quadrato di lato pari a 350 cm	83	50,1

- la verifica agli Stati Limite Ultimi in **condizioni statiche** ha portato alla definizione dei valori di Ed massimi accettabili (R_d/γ_r) riportati nella tabella che segue. Si ricorda che tali valori di azione massima sono comprensivi dei coefficienti parziali A1 e A2 sulle azioni (tab. 6.2.I);

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme di qualsiasi larghezza	105	241
Plinto quadrato di qualsiasi dimensione	108	249

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia R₃=R₁=1

- la verifica agli Stati Limite di Esercizio in **condizioni statiche**, in assenza dei valori di azione di progetto, in applicazione del dettame delle vigenti NTC, non è risultata possibile. Analogamente non è risultata possibile la verifica degli SLE in condizioni dinamiche all'SLD;

- in condizioni dinamiche la verifica agli stati limite ultimi è stata condotta considerando una **categoria di suolo BC categoria topografica T1, classe d'uso III e vita nominale ≥ 50 anni**. La combinazione di queste condizioni applicata al sito di interesse ha fornito i parametri sismici riportati nel capitolo 6. L'approccio all'elaborazione in condizioni sismiche previsto dalle NTC ha portato alla definizione dei valori di R_d/γ_r (corrispondenti agli E_d massimi applicabili, comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni dinamiche (all'SLV)** che seguono:

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m ²	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m ²
Lineare nastriforme di qualsiasi larghezza	134	241
Plinto quadrato di qualsiasi dimensione	138	249

* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γ_r non deve essere portato in conto, ossia $R_3=R_1=1$

- la verifica a liquefazione ha consentito di escludere la possibilità che si sviluppi tale fenomeno in caso di sisma.

09/05/2023

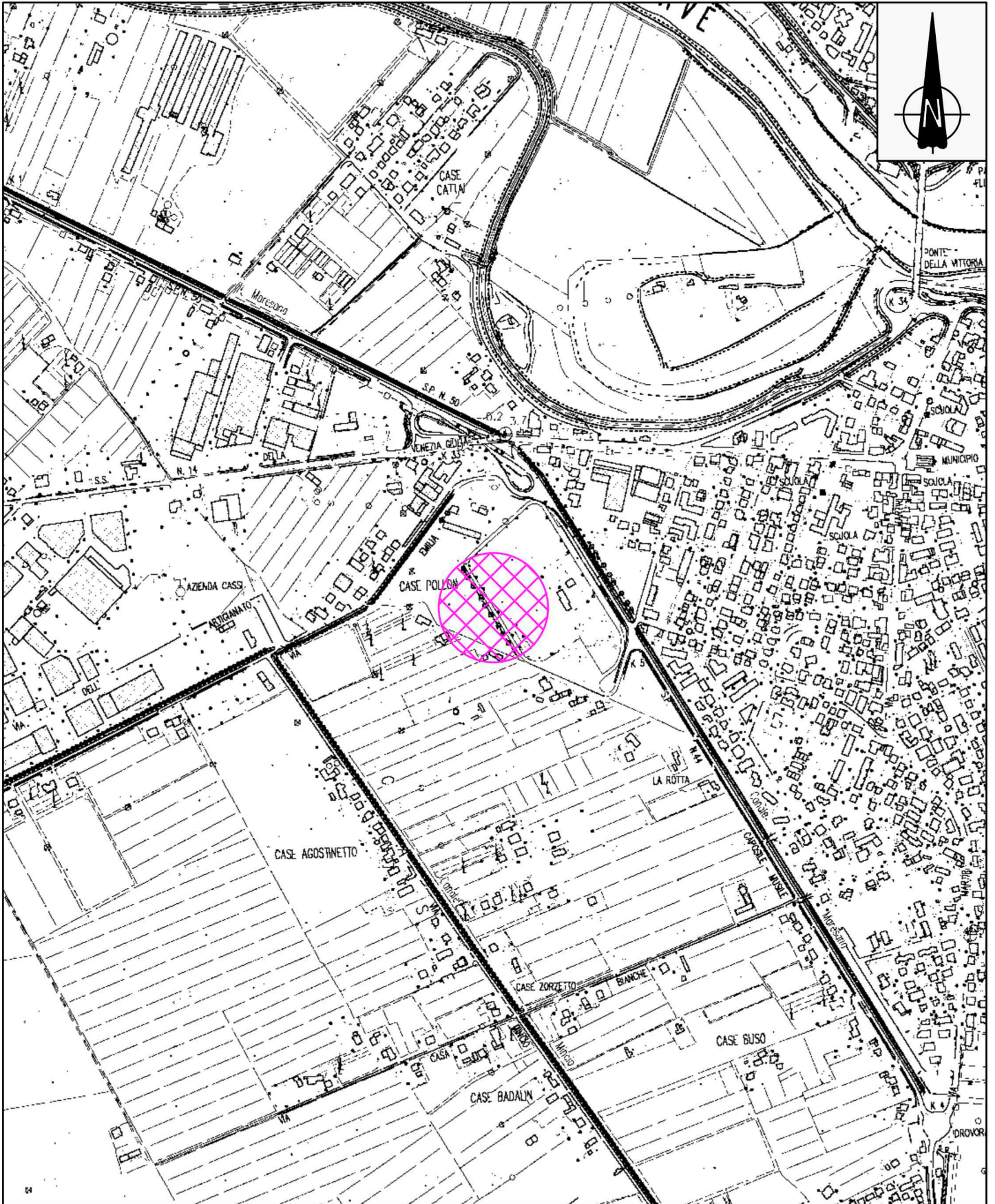
Allegato 1

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

scala 1:10.000

e

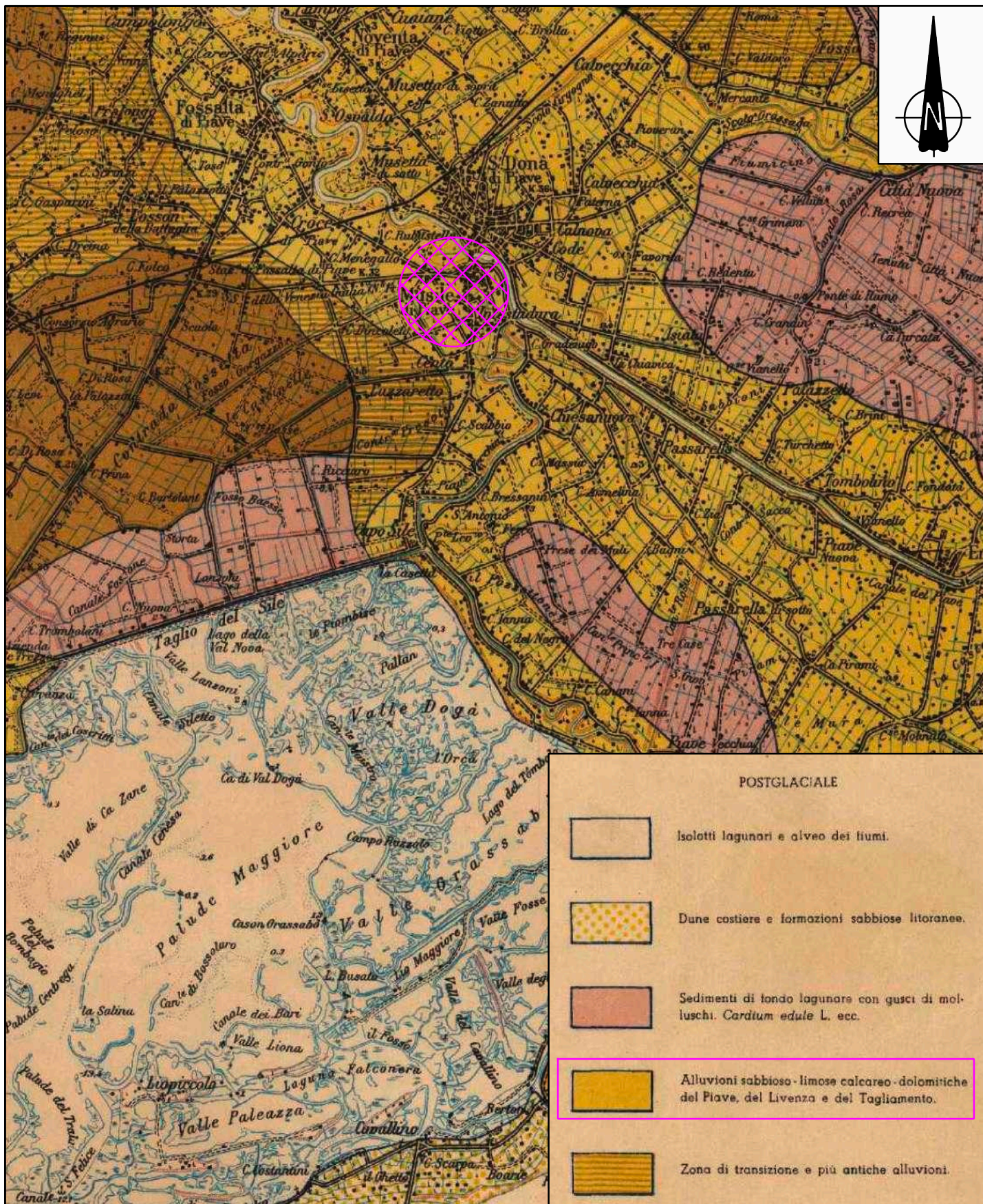
scala 1:5.000



Allegato 2

INQUADRAMENTO GEOLOGICO

scala 1:100.000

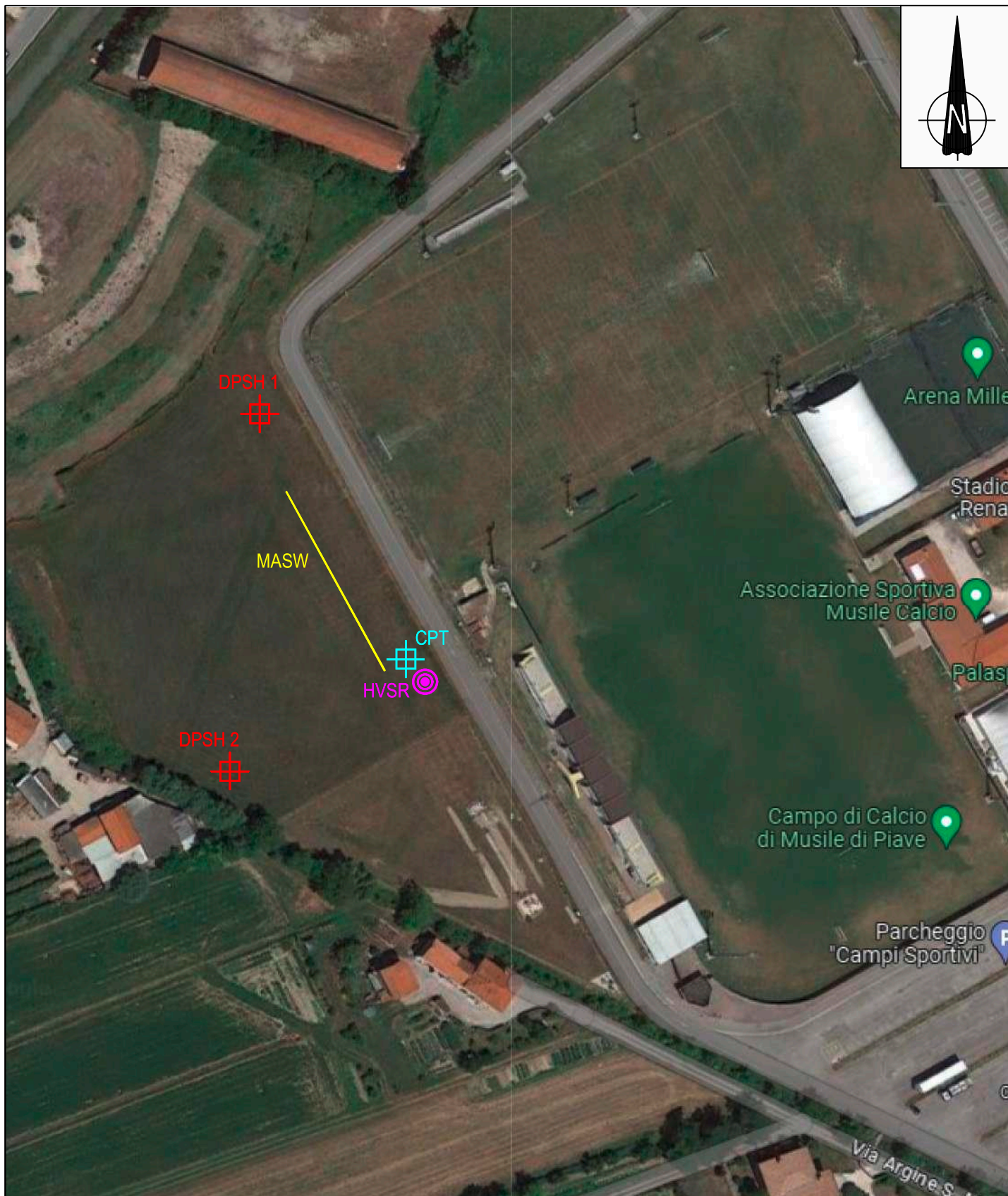


Allegato 3

PLANIMETRIA CON
UBICAZIONE INDAGINI

E

CARATTERISTICHE TECNICHE DEI
PENETROMETRI IN USO



PENETROMETRO DINAMICO IN USO: **TG 73-100 M-A.C**

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

CARATTERISTICHE TECNICHE: TG 73-100 M-A.C

PESO MASSA BATTENTE	M =	73.00 Kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H =	0.75 m
DIAMETRO PUNTA CONICA	D =	51.00 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A =	20.43 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	α =	60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La =	0.90 cm
PESO ASTE PER METRO	Ma =	6.31 Kg
PROF. GIUNZIONE 1° ASTA	P1 =	0.30 m
AVANZAMENTO PUNTA	δ =	0.30 m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N =	N(30) → Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO/FANGHI	NO	
ENERGIA SPECIFICA X COLPO	Q =	(Mh)/(A δ) = 8.93 Kg/cm ² (prova SPT: Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	β_t =	Q/Qspt = 1.141 (teoricamente: Nspt = β_t N)

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

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

Rpd =	resistenza dinamica punta [area A]
e =	infissione per colpo = δ / N
M =	peso massa battente (altezza caduta H)
P =	peso totale aste e sistema battuta

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

<i>CARATTERISTICHE STRUMENTALI</i>	
Ditta produttrice:	PAGANI GEOTHECNICAL EQUIPMENT
Modello:	TG 63-100 M-A.C
Spinta:	100 KN
Punta:	meccanica tipo Begemann
Cella di carico di sommità:	Hottinger – Classe: 0.2
Centralina di rilevamento dati:	elettronica
Diametro punta conica meccanica (mm):	35.7
Angolo apertura punta (°):	60
Area punta (cm ²):	10
Superficie manicotto (cm ²):	150
Passo letture (cm):	20
Costante di trasformazione Ct:	10

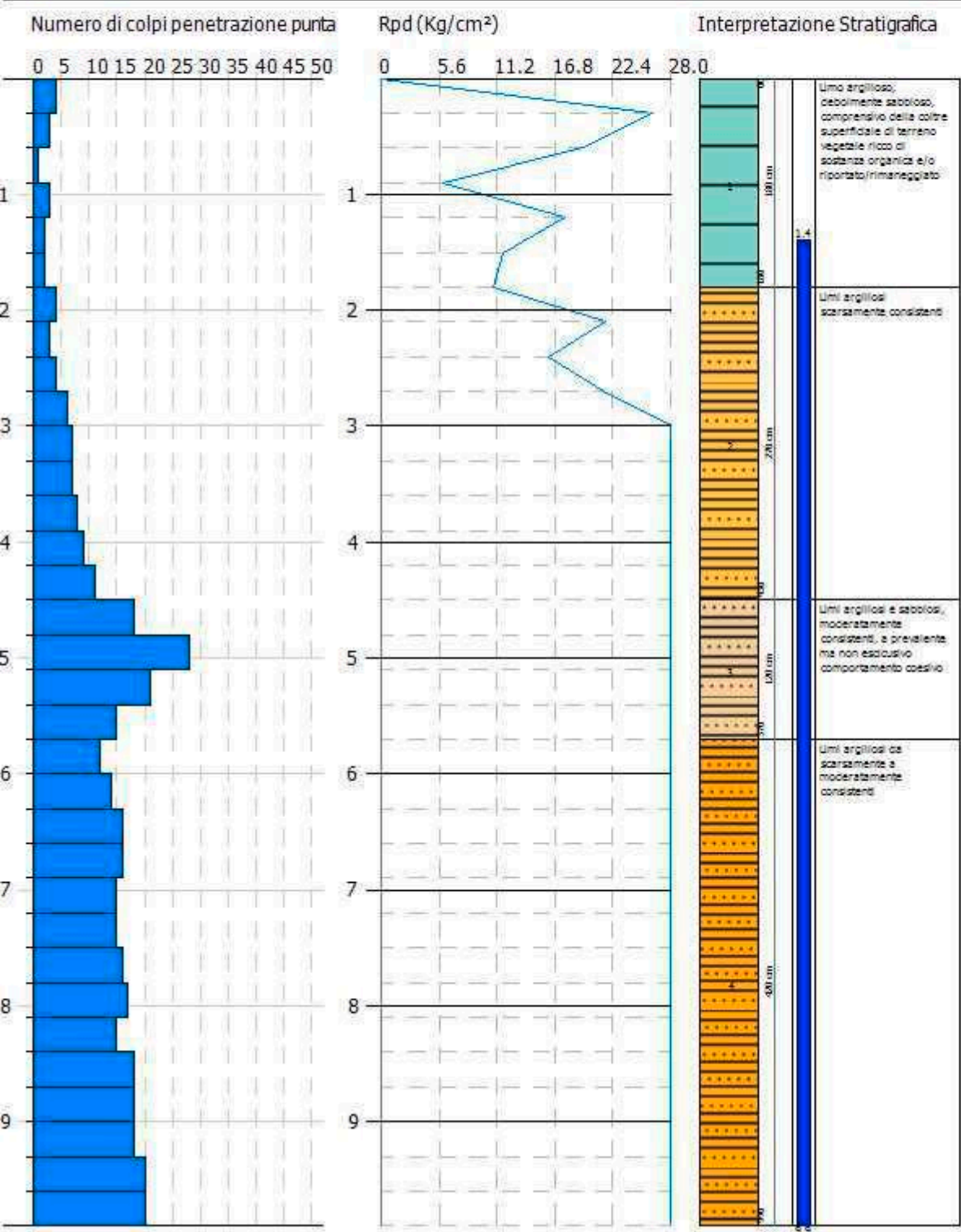
Allegato 4

PROVE PENETROMETRICHE
DINAMICHE

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
 Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: Comune di Musile di Piave
 Descrizione: Intervento di ampliamento degli impianti sportivi di Via Argine San Marco finalizzato al miglioramento dell'aggregazione e offerta formativa
 Localita': Musile di Piave (VE)

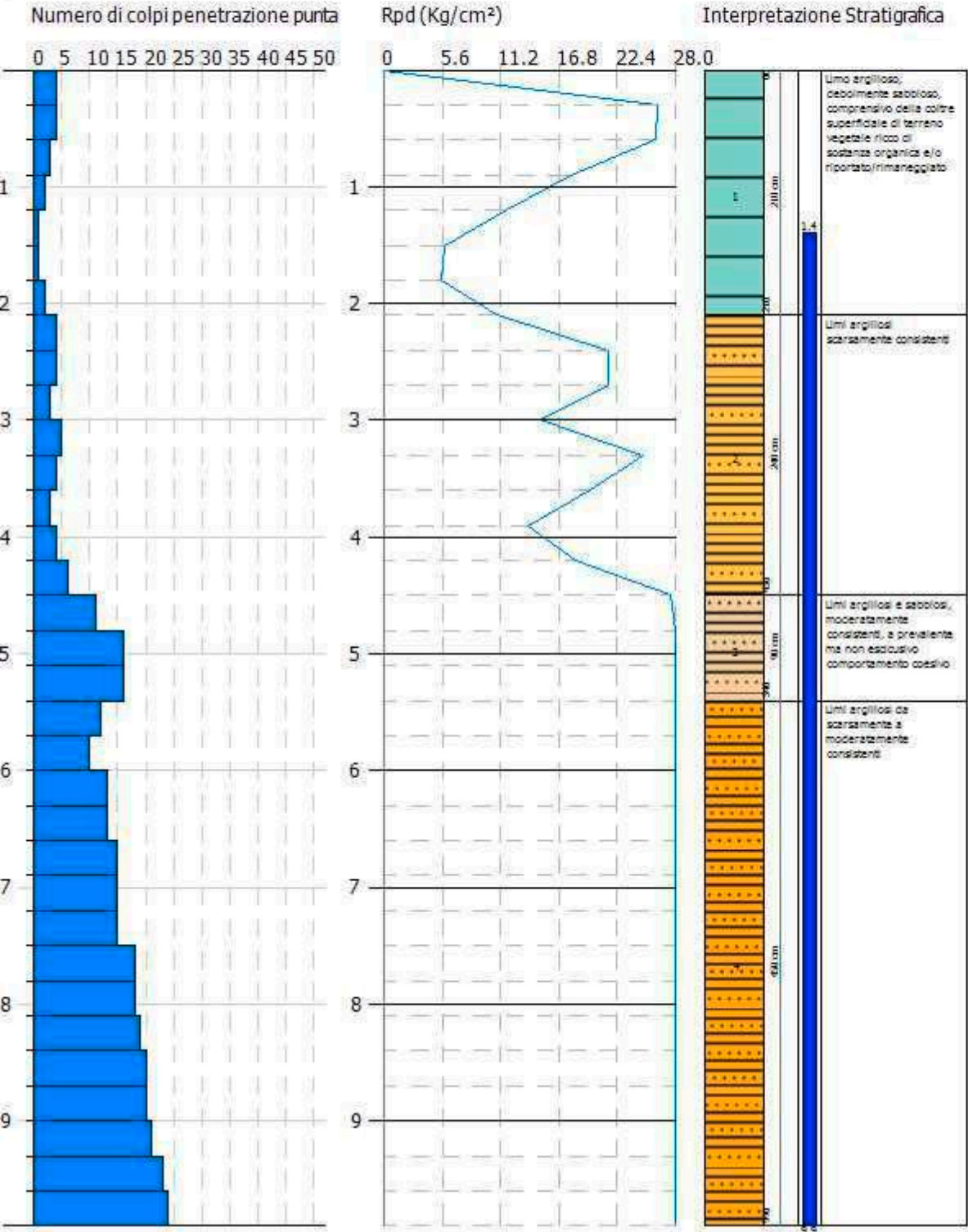
Scala 1:50



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
 Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: Comune di Musile di Piave
 Descrizione: Intervento di ampliamento degli impianti sportivi di Via Argine San Marco finalizzato al miglioramento dell'aggregazione e offerta formativa
 Localita': Musile di Piave (VE)

Scala 1:50



Allegato 5

PROVE PENETROMETRICHE
STATICHE

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI	CPT	1
	Riferimento	Musile

Committente	U.M.: kg/cm²	Data esec.	05/05/2023
Cantiere	Pagina	1	
Località	Elaborato	Falda	-1,80 m da p.c.

H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf	H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf
m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%	m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%
0,20	0,0	0,0	-	0,00	0,00	-	-								
0,40	0,0	0,0	-	0,00	0,87	0	-								
0,60	10,0	23,0	-	10,00	0,20	50	2,0								
0,80	3,0	6,0	-	3,00	0,33	9	11,0								
1,00	9,0	14,0	-	9,00	0,47	19	5,2								
1,20	6,0	13,0	-	6,00	0,87	7	14,5								
1,40	54,0	67,0	-	54,00	0,47	115	0,9								
1,60	5,0	12,0	-	5,00	0,40	13	8,0								
1,80	7,0	13,0	-	7,00	0,33	21	4,7								
2,00	15,0	20,0	-	15,00	0,53	28	3,5								
2,20	18,0	26,0	-	18,00	0,60	30	3,3								
2,40	19,0	28,0	-	19,00	0,73	26	3,8								
2,60	15,0	26,0	-	15,00	0,33	45	2,2								
2,80	18,0	23,0	-	18,00	0,80	23	4,4								
3,00	18,0	30,0	-	18,00	0,53	34	2,9								
3,20	19,0	27,0	-	19,00	0,40	48	2,1								
3,40	20,0	26,0	-	20,00	0,53	38	2,7								
3,60	20,0	28,0	-	20,00	0,53	38	2,7								
3,80	21,0	29,0	-	21,00	0,40	53	1,9								
4,00	10,0	16,0	-	10,00	0,33	30	3,3								
4,20	9,0	14,0	-	9,00	0,27	33	3,0								
4,40	9,0	13,0	-	9,00	0,33	27	3,7								
4,60	13,0	18,0	-	13,00	0,33	39	2,5								
4,80	14,0	19,0	-	14,00	0,47	30	3,4								
5,00	12,0	19,0	-	12,00	0,80	15	6,7								
5,20	11,0	23,0	-	11,00	1,07	10	9,7								
5,40	34,0	50,0	-	34,00	1,60	21	4,7								
5,60	42,0	66,0	-	42,00	1,13	37	2,7								
5,80	55,0	72,0	-	55,00	0,73	75	1,3								
6,00	50,0	61,0	-	50,00	1,80	28	3,6								
6,20	30,0	57,0	-	30,00	1,60	19	5,3								
6,40	31,0	55,0	-	31,00	0,87	36	2,8								
6,60	37,0	50,0	-	37,00	1,33	28	3,6								
6,80	21,0	41,0	-	21,00	1,27	17	6,0								
7,00	20,0	39,0	-	20,00	0,13	154	0,7								
7,20	49,0	51,0	-	49,00	0,87	56	1,8								
7,40	16,0	29,0	-	16,00	0,80	20	5,0								
7,60	17,0	29,0	-	17,00	0,60	28	3,5								
7,80	17,0	26,0	-	17,00	1,00	17	5,9								
8,00	19,0	34,0	-	19,00	0,80	24	4,2								
8,20	16,0	28,0	-	16,00	0,53	30	3,3								
8,40	10,0	18,0	-	10,00	0,47	21	4,7								
8,60	11,0	18,0	-	11,00	0,47	23	4,3								
8,80	14,0	21,0	-	14,00	0,60	23	4,3								
9,00	13,0	22,0	-	13,00	0,60	22	4,6								
9,20	12,0	21,0	-	12,00	0,47	26	3,9								
9,40	13,0	20,0	-	13,00	0,73	18	5,6								
9,60	10,0	21,0	-	10,00	0,60	17	6,0								
9,80	14,0	23,0	-	14,00	0,80	18	5,7								
10,00	17,0	29,0	-	17,00	1,40	12	8,2								
10,20	41,0	62,0	-	41,00	3,07	13	7,5								
10,40	80,0	126,0	-	80,00	1,67	48	2,1								
10,60	139,0	164,0	-	139,00	3,13	44	2,3								
10,80	109,0	156,0	-	109,00	2,60	42	2,4								
11,00	118,0	157,0	-	118,00	2,07	57	1,8								
11,20	65,0	96,0	-	65,00	1,40	46	2,2								
11,40	19,0	40,0	-	19,00	1,00	19	5,3								
11,60	13,0	28,0	-	13,00	0,87	15	6,7								
11,80	14,0	27,0	-	14,00	1,07	13	7,6								
12,00	16,0	32,0	-	16,00	0,80	20	5,0								
12,20	14,0	26,0	-	14,00	0,67	21	4,8								
12,40	18,0	28,0	-	18,00	1,53	12	8,5								
12,60	25,0	48,0	-	25,00	1,87	13	7,5								
12,80	75,0	103,0	-	75,00	2,33	32	3,1								
13,00	98,0	133,0	-	98,00	9,73	10	9,9								
13,20	35,0	181,0	-	35,00	3,27	11	9,3								
13,40	113,0	162,0	-	113,00	1,53	74	1,4								
13,60	98,0	121,0	-	98,00	3,33	29	3,4								
13,80	100,0	150,0	-	100,00	1,40	71	1,4								
14,00	28,0	49,0	-	28,00	3,67	8	13,1								
14,20	66,0	121,0	-	66,00	1,80	37	2,7								
14,40	71,0	98,0	-	71,00	1,40	51	2,0								
14,60	99,0	120,0	-	99,00	1,80	55	1,8								
14,80	29,0	56,0	-	29,00	2,60	11	9,0								
15,00	28,0	67,0	-	28,00	-	-	-								

H = profondità
L1 = prima lettura (punta)
L2 = seconda lettura (punta + laterale)
Lt = terza lettura (totale)
CT = 10,00 costante di trasformazione

qc = resistenza punta
fs = resistenza laterale
0,20 m sopra quota qc
F = rapporto Begemann (qc / fs)
Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)*100

**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
DIAGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA**

CPT

1

Riferimento

Musile

Scala:

1:75

Committente

Cantiere

Località

Via Argine San Marco Inferiore - Musile di Piave (VE)

U.M.: **kg/cm²**

Quota inizio:

05/05/2023

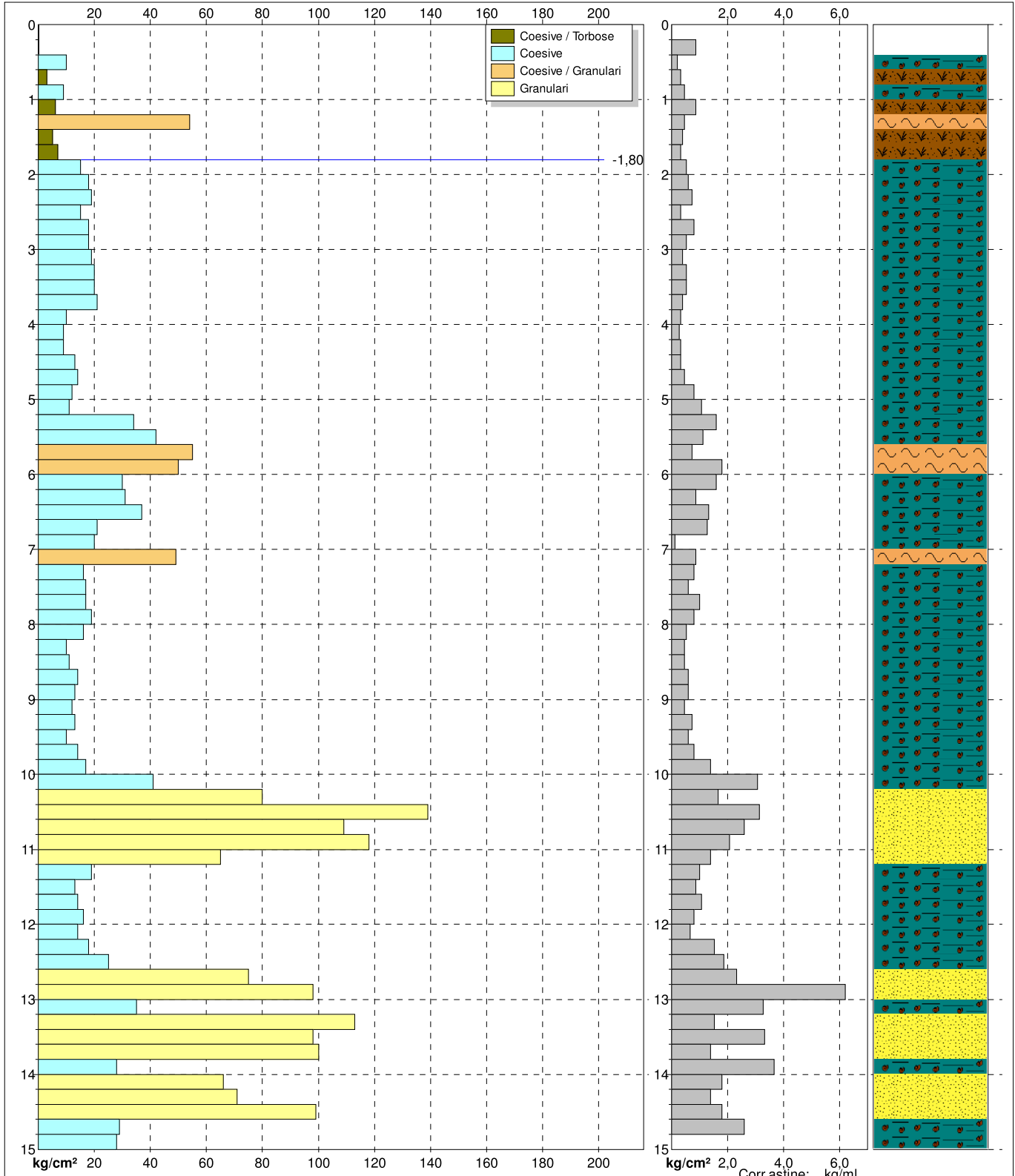
Data esec.

fs Pagina
Elaborato

1

litostratigrafia

Falda -1,80 m da p.c.



Litology: Begemann [qc + qc/fs] 4 Zone
 Penetrometro: TG63-200Stat
 Responsabile:
 Assistente:

preforo m
 Cod. tip:

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT

1

Riferimento

Musile

Committente

Cantiere

Località

Via Argine San Marco Inferiore - Musile di Piave (VE)

U.M.: **kg/cm²**

Scala: 1:75

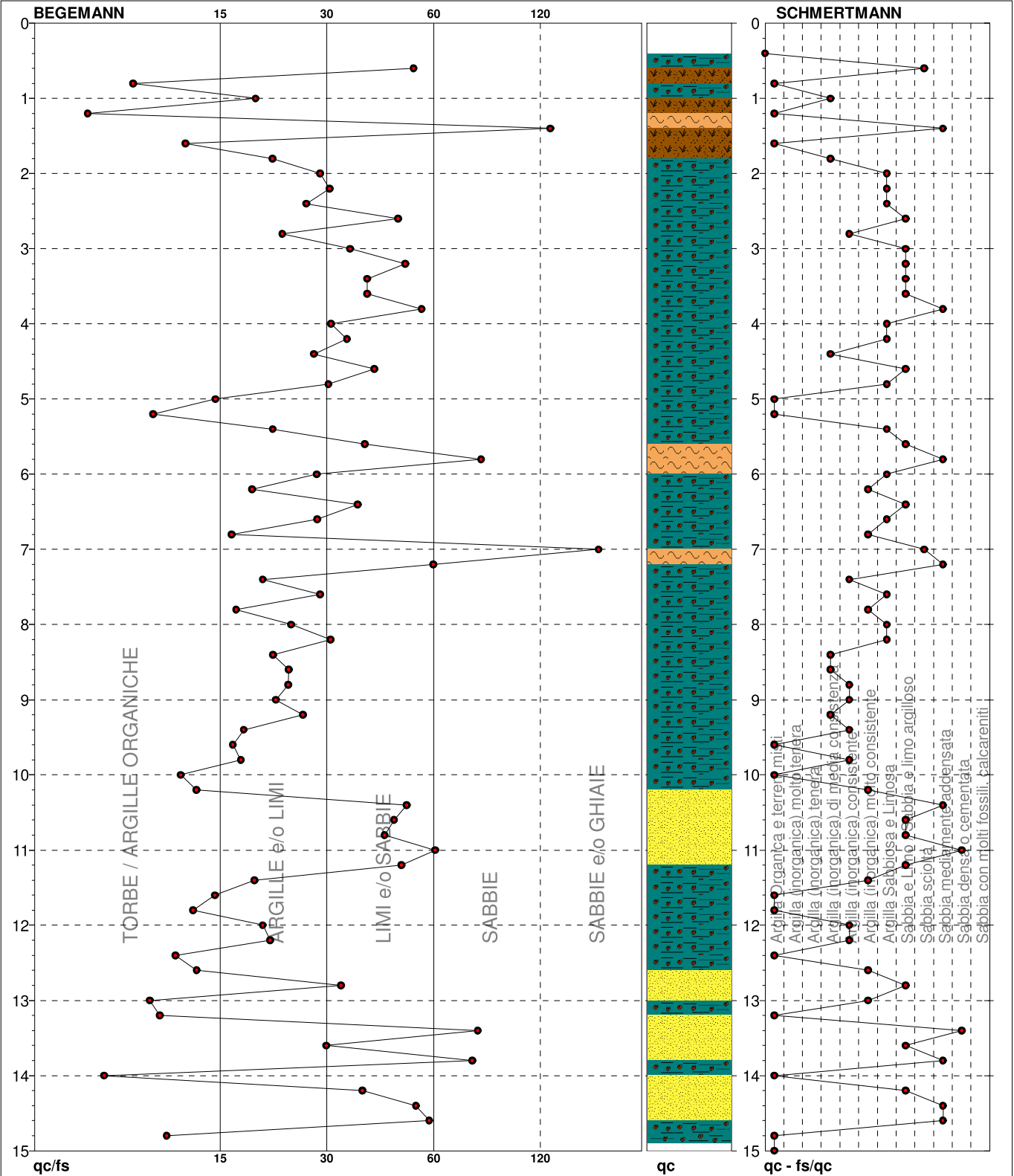
Pagina 1

Elaborato

Data eseg.

05/05/2023

Falda -1,80 m da p.c.



TORBE / ARGILLE ORGANICHE	13 punti, 22,67%	Argilla Organica e terreni misti	13 punti, 17,33%	Argilla Sabbiosa e Limosa	12 punti, 16,00%
ARGILLE e/o LIMI	29 punti, 38,67%	Argilla (inorganica) di media consistenza	6 punti, 8,00%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo argilloso	14 punti, 18,67%
LIMI e/o SABBIE	23 punti, 30,67%	Argilla (inorganica) consistente	8 punti, 10,67%	Sabbia sciolta	2 punti, 2,67%
SABBIE	4 punti, 5,33%	Argilla (inorganica) molto consistente	7 punti, 9,33%	Sabbia mediamente addensata	8 punti, 10,67%
SABBIE e/o GHIAIE	1 punto, 1,33%			Sabbia densa o cementata	2 punti, 2,67%

Allegato 6

RELAZIONE INTERPRETATIVA
DELLE INDAGINI SISMICHE
CONDOTTE

ESECUZIONE DI UNA PROSPEZIONE SISMICA M.A.S.W
E DI UNA MISURA DI MICROTREMORE SISMICO H.V.S.R.,
IN VIA ARGINE S. MARCO INFERIORE, NEL COMUNE DI MUSILE DI PIAVE (VE)

Committente: **Comune di Musile di Piave (VE)**

Data
09 Maggio 2023









INDICE

1 -

PREMESSA.....	3
2 - ANALISI HVSR.....	3
2.1 - Cenni sulla metodologia HVSR.....	3
2.2 - Acquisizione dei dati.....	4
2.3 - Analisi ed elaborazione dei segnali acquisiti.....	4
2.4 - Descrizione dei risultati.....	6
3 - INDAGINE SISMICA MASW.....	7
3.1 - Cenni sulla metodologia MASW.....	7
3.2 - Acquisizione dei dati.....	8
3.3 - Analisi ed elaborazione dei segnali acquisiti.....	8
4 - PROFILO SISMOSTRATIGRAFICO.....	11



1 - PREMESSA

Su incarico conferito dalla Committenza è stata eseguita, in data 05 Maggio 2023, una prospezione geofisica finalizzata alla ricostruzione stratigrafica e sismica dei terreni, nell'ambito di uno Studio Geologico eseguito presso un lotto ubicato in Via Argine S. Marco Inferiore, nel Comune di Musile di Piave (VE)

Le indagini in sito sono consistite nell'esecuzione di **n° 1 profilo di sismica multicanale** con acquisizione delle onde di superficie ed elaborazione dati **mediante metodologia MASW**, e **n° 1 indagine sismica passiva con metodo HVSR**.

Mediante tali metodologie è stato possibile ricostruire l'**andamento medio delle onde di taglio S** in profondità ed eseguire la valutazione del parametro **$V_{s,eq}$** di sito, al fine di classificare il terreno di fondazione secondo il *D.M. 17/01/2018*, misurando eventualmente il periodo proprio di vibrazione di sito.

2 - ANALISI HVSR

Allo scopo di migliorare la definizione del profilo verticale V_s nelle porzioni più profonde e di calcolare la possibile frequenza di risonanza di sito, si è scelto di eseguire, in corrispondenza dello stendimento sismico MASW, una misurazione dei microtremori sismici ambientali per la definizione e l'analisi del rapporto spettrale H/V.

2.1 - Cenni sulla metodologia HVSR

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è basata sulla misura dei rapporti medi fra le ampiezze spettrali delle componenti orizzontali e verticale del rumore sismico ambientale. La prova a stazione singola consiste nella valutazione sperimentale dei rapporti di ampiezza spettrale fra le componenti orizzontali (H) e la componente verticale (V) delle vibrazioni ambientali sulla superficie del terreno misurati in un punto con un apposito sismometro a tre componenti. Il risultato di questa prova è una curva sperimentale, che rappresenta il valore del rapporto fra le ampiezze spettrali medie delle vibrazioni in funzione della frequenza di vibrazione. Le frequenze alla quali la curva H/V mostra dei massimi, sono legate alle frequenze di risonanza del terreno al di sotto del punto di misura. L'ampiezza di questi massimi è proporzionale (anche se non linearmente) all'entità del contrasto di impedenza sismica esistente alla base della copertura.

In particolare, in presenza di forti variazioni nel profilo di velocità delle onde S nel sottosuolo (legate per esempio alla transizione fra sedimenti soffici e basamento rigido), la funzione H/V mostra dei massimi marcati in corrispondenza della frequenza di risonanza f_r relativa alla configurazione stratigrafica del sito (con f_r circa uguale al rapporto fra la velocità media delle onde S fino alla profondità del salto di velocità e il quadruplo di questa profondità). Pertanto, questa prova ha lo scopo principale di mettere in luce la presenza di fenomeni di risonanza sismica e consentire una stima delle frequenze alle quali il moto del terreno può risultare amplificato a causa di questi fenomeni.



2.2 - Acquisizione dei dati

Nell'area d'indagine è stata eseguita, mediante stazione singola o tromometro, una misura di rumore sismico ambientale per un tempo di registrazione massimo di 15 minuti.

La strumentazione utilizzata si compone nello specifico di:

- un sistema di ricezione costituito da un tromometro CGE a 3 componenti geofoniche con frequenza propria di 2 Hz per acquisizioni del microtremore lungo la direzione verticale e le due direzioni orizzontali ortogonali.
- un sistema di acquisizione e memorizzazione costituito da un sismografo modulare in grado di registrare in modo digitale le forme d'onda generate (*Geode Geometrics Mod. 3-1000*); il sismografo A/D è in grado di campionare segnali tra 0.025 ms e 16 ms (campionamento eseguito a 4 ms). Il sistema di acquisizione è completato da un computer per l'analisi e la memorizzazione del segnale e appositi cavi di collegamento.

2.3 - Analisi ed elaborazione dei segnali acquisiti

I risultati delle analisi presentati in questo lavoro sono stati ottenuti con il software *winMASW* versione *Acd 7.1*, che permette di determinare i rapporti medi fra le componenti spettrali del rumore, misurate sul piano orizzontale e verticale. A questo scopo, l'acquisizione del rumore ambientale è stata suddivisa in una serie di finestre temporali di uguale durata (finestre di 20 ms), per ciascuna delle quali è stato determinato lo spettro del moto.

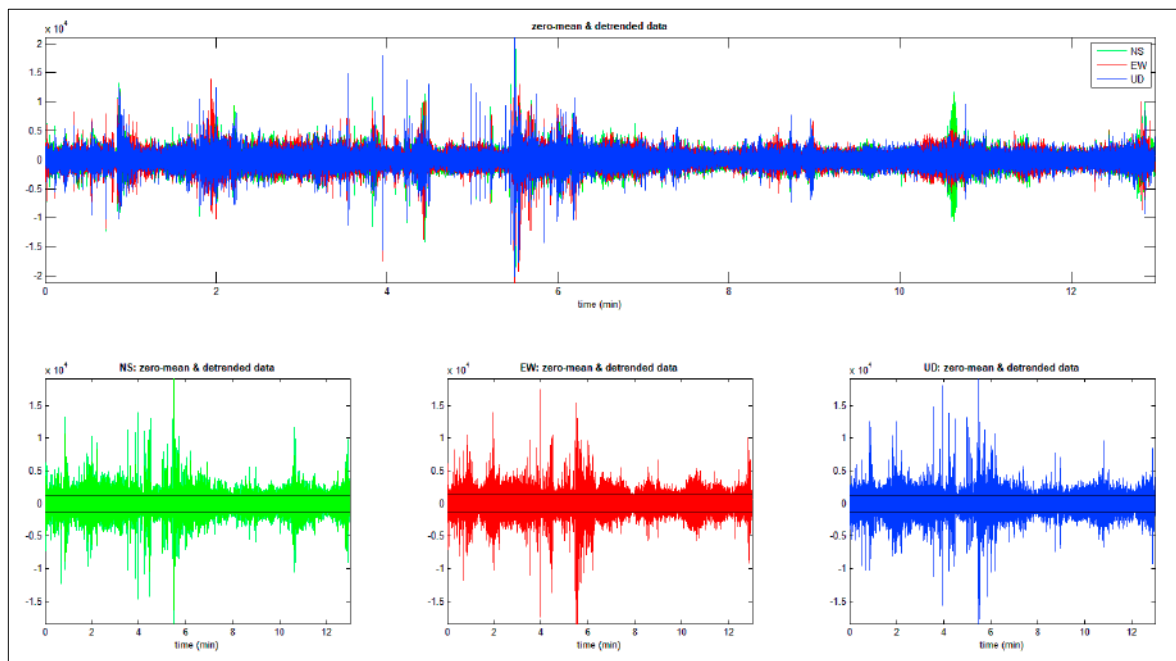


Fig. 1 - Visualizzazione dei dati dopo la rimozione di eventi transienti.



La determinazione della curva HVSR ha previsto in sintesi i seguenti steps:

- 1) Eliminazione manuale da parte dell'utente delle parti di segnale costituite dal disturbo arrecato da eventi non conformi al rumore ambientale (transienti). Questa operazione produce una diminuzione della lunghezza del segnale analizzato (vedi figura precedente).
- 2) Definizione della lunghezza degli intervalli entro cui calcolare le curve HVSR (20 ms).
- 3) Calcolo delle trasformate di Fourier delle tre componenti x, y, z del moto.
- 4) Operazione di smoothing degli spettri di Fourier.
- 5) Somma delle due componenti orizzontali x e y.
- 6) Calcolo delle curve HVSR come rapporto spettrale tra la componente orizzontale H e la componente verticale V negli N intervalli temporali stazionari.
- 7) Calcolo della curva HVSR media tra le n curve HVSR.

I risultati parziali ottenuti, durante le fasi di elaborazione delle curve H/V, sono stati iterativamente controllati andando a valutare la direttività e la stabilità nel tempo della curva HVSR.

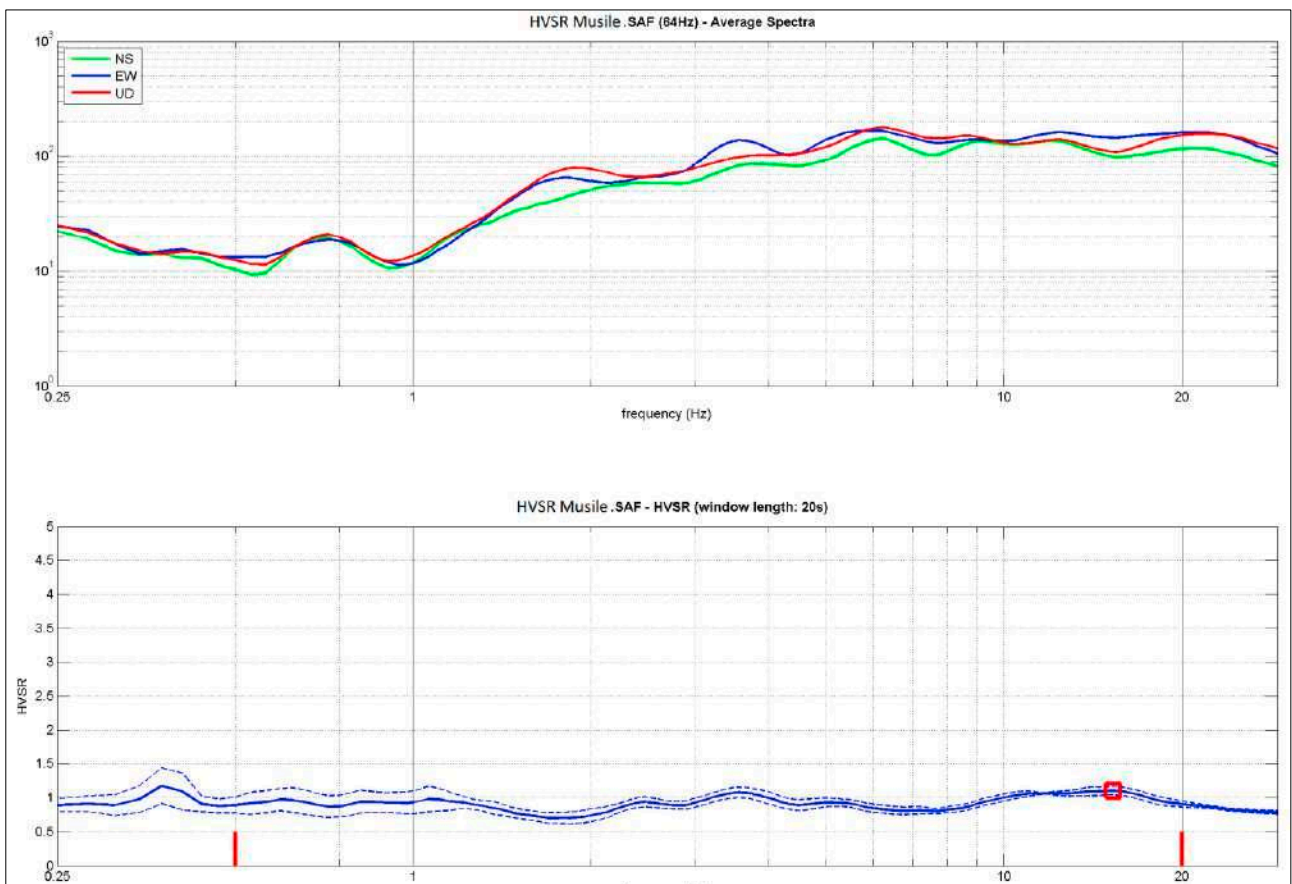


Fig. 2 - Visualizzazione HVSR e spettro medio di ampiezza del sito indagato.



La curva HVSR calcolata, indica un picco principale a circa 15,3 Hz; la sua validità viene verificata, mediante software *winMASW*, secondo i criteri di ammissibilità del progetto *SESAME* (che definiscono la robustezza statistica della curva HVSR e degli eventuali picchi presenti).

Criteria for a reliable H/V curve (Criteri per una curva affidabile)

- #1. [$f_0 > 10/L_w$]: $15.265 > 0.5$ (OK)
 - #2. [$n_c > 200$]: $2137 > 200$ (OK)
 - #3. [$f_0 > 0.5\text{Hz}$; $\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$] (OK)
-

Criteria for a clear H/V peak (Criteri per un picco H/V chiaro)

- #1. [exists f^- in the range $[f_0/4, f_0]$ | $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$]: (NO)
- #2. [exists f^+ in the range $[f_0, 4f_0]$ | $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$]: (NO)
- #3. [$A_0 > 2$]: $1.1 < 2$ (NO)
- #4. [$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$]: (NO)
- #5. [$\sigma_A < \epsilon(f_0)$]: $5.942 > 0.763$ (NO)
- #6. [$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$]: $0.064 < 1.58$ (OK)

2.4 - Descrizione dei risultati

Il picco a 15,3 Hz con ampiezza pari a 1,1 rispetta tutti i criteri *SESAME* per una curva affidabile; tuttavia, non è rispettata la condizione che prevede la verifica di un minimo di 5 criteri su 6 per un picco chiaro, nonostante siano stati modificati, in diverso modo, i parametri di elaborazione affinché essi fossero tutti verificati.

Dall'analisi della curva HVSR, eseguita tra 0,5 Hz e 20 Hz (frequenze di interesse ingegneristico), è quindi risultata una possibile frequenza principale di risonanza attorno a 15,3 Hz. Questa non può essere definita come certamente significativa ai fini dell'individuazione di una possibile frequenza di risonanza di sito.

L'assenza di picchi di frequenza significativi a profondità di interesse sismostratigrafico per il presente studio, è correlabile alla mancanza di contrasti di impedenza sismica all'interno della sequenza deposizionale alluvionale indagata e/o all'aumento graduale, con la profondità, delle caratteristiche di addensamento dei depositi stessi.

Alla luce di tali ipotesi si è pertanto opportunamente scelto di non modellare la curva HVSR per trarre informazioni di tipo sismostratigrafico desunte invece dall'analisi MASW.



3 - INDAGINE SISMICA MASW

3.1 - Cenni sulla metodologia MASW

Con una prospezione sismica *MASW* (*Multi-channel Analysis of Surface Waves*) si analizza il fenomeno della dispersione che le onde di superficie subiscono in un mezzo stratificato. La velocità di propagazione per una certa lunghezza d'onda (λ), quindi frequenza è, infatti, influenzata dalle proprietà che il sottosuolo attraversato possiede ed è detta *velocità di fase*.

Le *MASW* attive sono realizzate tramite analisi delle onde di Rayleigh o di Love oppure, congiuntamente Rayleigh + Love. Queste rappresentano le onde di superficie prodotte dall'interazione delle onde di corpo (P e S) con una superficie di discontinuità fisica. Le onde di Rayleigh, e più precisamente le loro componenti verticali, vengono registrate tramite i comuni geofoni verticali a bassa frequenza e generate da una sorgente ad impatto verticale, la classica martellata. Le onde di Love invece vengono acquisite mediante geofoni a componente orizzontale e generate applicando una sorgente di taglio al terreno, questo perché le loro componenti si muovono solamente sul piano orizzontale, con oscillazione perpendicolare rispetto alla direzione di propagazione dell'onda. Durante l'indagine in oggetto sono state registrate sia la componente verticale delle onde di Rayleigh sia le onde di Love.

Il principio della tecnica *MASW* prevede che, poiché la dispersione delle onde di superficie dipende dalle caratteristiche del sottosuolo e dalle sue variazioni verticali, dalla determinazione delle curve di dispersione del segnale è possibile ricavare le caratteristiche fondamentali del mezzo quali ad esempio la velocità delle onde di taglio V_s e lo spessore degli strati. La velocità delle onde di Rayleigh (V_R) infatti è correlabile alla V_s , essendo pari a circa il 90% della velocità delle onde di taglio. L'analisi del fenomeno della dispersione, che avviene attraverso la *curva di dispersione*, permette quindi di determinare le caratteristiche del sottosuolo. La curva di dispersione del *dataset* è ottenuta mediante il passaggio dal dominio *spazio-tempo* (sismogramma) al dominio *velocità di fase/frequenza* (spettro di velocità) effettuato mediante specifica operazione con software dedicato.

Tenuto conto di quanto richiesto per l'applicazione della normativa relativa alla progettazione geotecnica, si ritiene che la metodologia di analisi *MASW*, risulti idonea alla definizione dei dati richiesti. Tale scelta risulta avvalorata dalle seguenti considerazioni:

1. La percentuale di energia convertita in onde Rayleigh o di Love è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P (7%) ed S (26%).
2. La propagazione e dispersione delle onde di Rayleigh o di Love si verifica senza problemi anche in caso di inversioni di velocità. Rispetto alla sismica a rifrazione, infatti, il metodo *MASW* non presenta problemi legati alla presenza di strati soffici compresi tra strati più rigidi.
3. La propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla V_p e dalla densità, è funzione innanzitutto della V_s , parametro di fondamentale importanza nella caratterizzazione geotecnica di un sito (categoria di suolo in base al Testo Unico).



3.2 - Acquisizione dei dati

L'ubicazione e la lunghezza dello stendimento sono state scelte in funzione della logistica dei luoghi e dell'ingombro delle strutture di progetto. L'allineamento sismico ha previsto una distanza tra i geofoni pari a 1,0 m ed una serie di scoppi esterni e coniugati rispetto all'ultimo geofono con offset variabili (4-6-8-10-15 m) a diversa intensità di energizzazione. Per l'acquisizione delle onde di Love lo stendimento sismico ha previsto invece una distanza intergeofonica pari a 1,0 m ed una serie di scoppi esterni con offset di 4 m dall'ultimo geofono.

L'acquisizione della componente verticale delle onde di Rayleigh è avvenuta mediante registrazione della propagazione del segnale sismico generato da una sorgente ad impatto verticale (martellata), tramite uno stendimento sismico di 24 geofoni a componente verticale.

L'acquisizione delle onde di Love è avvenuta invece mediante uno stendimento sismico di 24 geofoni a componente orizzontale posti trasversalmente all'allungamento dello stendimento, generando un'onda sismica di taglio mediante martellata orizzontale su piastra posta verticalmente nel terreno. La strumentazione utilizzata si compone nello specifico di:

- una sorgente meccanica in grado di generare onde elastiche direzionali e ricche di energia realizzata mediante la battuta verticale e orizzontale di una mazza battente di 10 kg su piastra;
- un sistema di ricezione costituito alternativamente da uno stendimento di 24 geofoni (onde di Rayleigh) a movimento verticale (*Geospace GS11D*) e da uno stendimento di 24 geofoni (onde di Love) a movimento orizzontale (Senshe con livello a bolla), entrambi a frequenza di 4,5 Hz e puntali da 3", collegati mediante un cavo multielettrodo;
- un sistema di acquisizione e memorizzazione costituito da un sismografo modulare in grado di registrare in modo digitale le forme d'onda generate (*Geode Geometrics Mod. 3-1000*); il sismografo A/D è in grado di campionare segnali tra 0.025 ms e 16 ms. Il sistema di acquisizione è completato da dispositivo di *trigger*, computer per l'analisi e la memorizzazione del segnale e appositi cavi di collegamento.

3.3 - Analisi ed elaborazione dei segnali acquisiti

Determinazione degli spettri di velocità ed individuazione delle curve di dispersione

La stima dell'andamento in profondità delle velocità V_s , mediante acquisizione sismica multicanale è ottenuta tramite l'analisi del segnale nel dominio frequenza/velocità di fase.

Viene utilizzato lo spettro di velocità in quanto è il dominio dove è chiaramente più immediato e naturale comprendere le proprietà dispersive del mezzo attraversato, determinando con precisione la velocità di ciascuna componente del segnale registrato.

Dopo aver scelto quindi i sismogrammi più idonei, quelli solitamente con il miglior rapporto *segnale/rumore*, si esegue una trasformata dal dominio *spazio/tempo* al dominio *frequenza/velocità* (**Fig. 3**). Particolare attenzione nell'interpretazione delle curve di dispersione è posta in considerazione del fatto che le vibrazioni indotte dalle onde di superficie sono correlabili a diversi *modi*, che possono sovrapporsi all'interno degli spettri di velocità. Se tale sovrapposizione avviene, può generarsi una curva di dispersione apparente, che può risultare fuorviante in fase di interpretazione. Al fine di individuare i *modi* corretti e correlabili alla reale successione stratigrafica è stato scelto di eseguire un'**analisi congiunta delle onde di Rayleigh e delle onde Love**.



L'interpretazione dello spettro è consistita quindi nel confrontare le distribuzioni di energia tra i vari modi. Dato che la distribuzione dell'energia nelle due componenti Love e Rayleigh è risultata a tratti differente, l'analisi congiunta è risultata indispensabile al riconoscimento del reale andamento dei modi, portando all'elaborazione di un modello maggiormente vincolato e preciso.

Si riassumono di seguito i dati relativi ai parametri di acquisizione utilizzati per i dataset prescelti per l'elaborazione:

ONDE DI RAYLEIGH	ONDE DI LOVE
Dati relativi allo shot 4 - File7R1.sgy	Dati relativi allo shot 1 - File1L.sgy
offset minimo: 6 m	offset minimo: 4 m
distanza intergeofonica: 1,0 m	distanza intergeofonica: 1,0 m
Intervallo di campionamento: 0,25 ms	Intervallo di campionamento: 0,25 ms
Tempo di acquisizione: 1 s	Tempo di acquisizione: 1 s

Procedure di modellazione diretta e analisi congiunta Rayleigh+Love+HVS

Analizzati i sismogrammi e i rispettivi spettri di velocità si è proceduto alla ricostruzione della distribuzione verticale delle Vs. Partendo dalle curve di dispersione delle onde di Rayleigh e di Love è stato ricostruito il modello che è responsabile di quelle curve, effettuando quindi un'inversione, vale a dire che si è ricavato il modello di sottosuolo che ha determinato il dato di campagna.

Gli spettri di velocità di fase sono stati interpretati identificando le curve modali, mediante modellazione diretta, studiando l'andamento dei vari modi in funzione del modello atteso (**Fig. 3**). Questo è stato iterativamente modificato fino ad ottenere una buona sovrapposizione degli andamenti delle curve di dispersione sui vari modi riconosciuti, contemporaneamente in entrambi gli spettri, al fine di ottenere un solo modello di velocità.

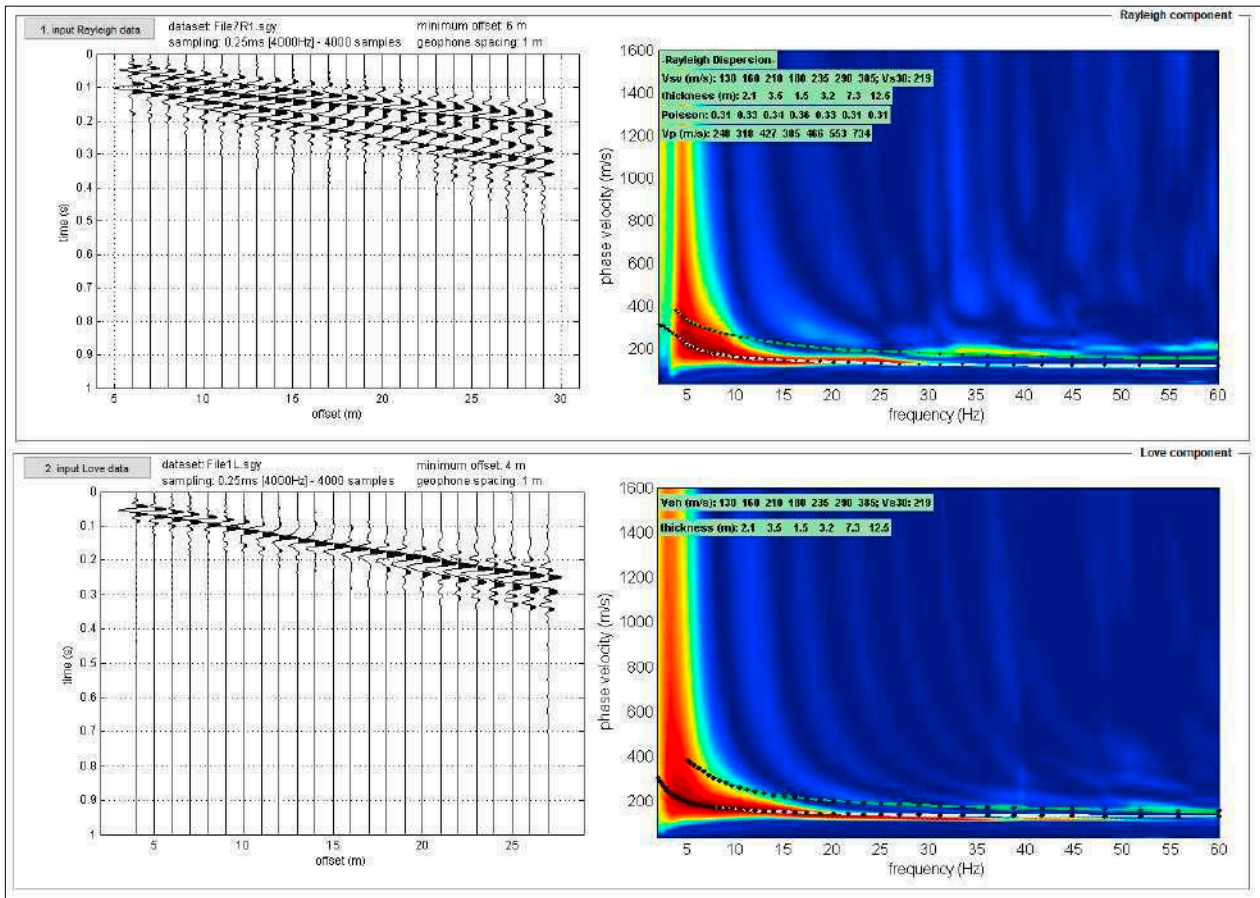


Fig. 3 - Sismogrammi acquisiti (sx) e risultati dell'analisi congiunta Rayleigh+Love (dx): modellazione diretta mediante individuazione del modo fondamentale e di porzioni dei modi superiori, che compongono lo spettro di velocità delle onde di Rayleigh (in alto) e congiuntamente quello delle onde di Love (in basso).



4 - PROFILO SISMOSTRATIGRAFICO

Per l'elaborazione e l'interpretazione dei dati, si è tenuto conto delle evidenze del segnale acquisito, dei risultati delle prove penetrometriche eseguite nel medesimo lotto di indagine e dei dati litostratigrafici reperiti entro il territorio in cui ricade l'area in esame.

Nella seguente tabella sono riportati i valori delle velocità medie e gli spessori di ciascun sismostrato, in modo da definire un **modello geofisico medio**, ottenuto mediante analisi delle onde di superficie con metodologia MASW in onde di Rayleigh+Love.

Si riportano anche, in maniera indicativa, le stime dei valori della densità e del modulo di Poisson eseguite contestualmente all'elaborazione e mediante correlazioni di letteratura. Poiché la dispersione delle onde di superficie dipende essenzialmente dalla Vs e degli spessori degli strati, tali valori devono essere considerati solamente come stime largamente approssimative. Viene riportato, inoltre, il valore del modulo di taglio che non dipende da Vp, ma solamente da Vs e densità e quindi la sua stima risulta più attendibile.

MODELLO GEOFISICO MEDIO – Via Argine Inferiore – Musile di Piave (VE)						
Sismostrato	Vs (m/s)	Spessore (m)	Profondità da p.c. (m)	Stima densità (g/cm³)	Modulo di Poisson	Modulo di Taglio (MPa)
1	130	2,1	-2,1	1,72	0,31	29
2	160	3,5	-5,6	1,78	0,33	45
3	210	1,5	-7,1	1,85	0,34	81
4	180	3,2	-10,3	1,82	0,36	59
5	235	7,3	-17,6	1,87	0,33	103
6	290	12,5	-30,1	1,91	0,31	161
7	385	4,9	-35,0	1,98	0,31	293

Il valore del modulo dinamico di taglio, dipendente da Vs e densità si riferisce a condizioni di bassa deformazione. Per deformazioni significativamente superiori, come di norma nei calcoli geotecnici, i valori dovranno essere idoneamente corretti e utilizzati solo nei modi e nei casi appropriati.

D.M. 17/01/2018	Profondità del bedrock sismico	Vs,eq (m/s)	Categoria di sottosuolo	Valore di Vs,eq calcolato mediante l'espressione 3.2.1 del D.M. 17/01/2018 $V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$ Categoria di sottosuolo assegnata in base a quanto indicato nella Tabella 3.2 II
Calcolo a partire dal ripiano di esecuzione MASW (p.c.)	Oltre -30,0 m dal p.c.	219	C	

Si sottolinea come la Categoria di Sottosuolo di Progetto, stimata in base a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018, deve essere definita dal Geologo o dal progettista anche in funzione dei dati progettuali.

Si riporta inoltre la stratigrafia schematica del modello medio, ottenuto fino a -35,0 m dal p.c., mediante elaborazione MASW in modo congiunto con la modellazione diretta della curva HVSR, utilizzato per il calcolo del parametro Vs,eq (**Fig. 4**).

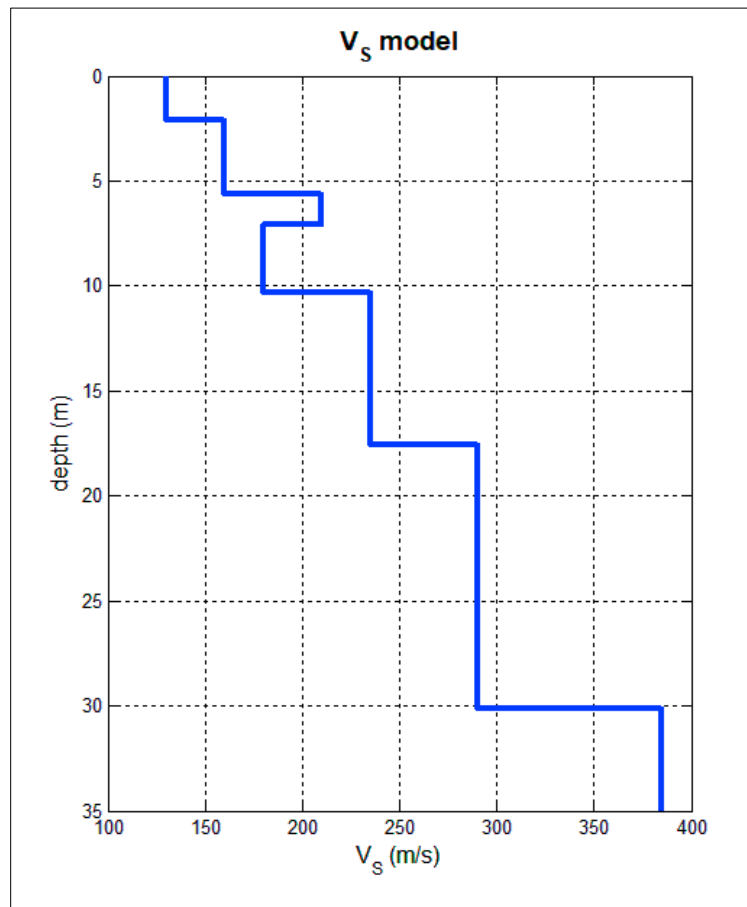


Fig. 4 - Profilo sismostratigrafico.

In base ai dati sismostratigrafici ottenuti, si rileva inizialmente un primo orizzonte correlabile a terreni di copertura superficiali, scarsamente addensato, di spessore pari a 2,1 m, con velocità delle onde di taglio (onde S) pari a 130 m/s.

Da -2,1 a -10,3 m dal p.c. si riscontrano valori di velocità delle onde S compresi tra 160 e 210 m/s, propri di depositi nel complesso scarsamente consistenti, o addensati ove prevalentemente granulari, afferenti alla sequenza deposizionale alluvionale caratteristica del territorio in cui ricade l'area in esame.

Si segnala la presenza, da -5,6 m a -7,1 m dal p.c., di un orizzonte maggiormente consistente, o addensato ove prevalentemente granulare, con Vs pari a 210 m/s, appartenente alla medesima sequenza deposizionale.

A partire da -10,3 m, e fino ad almeno -30,1 m dal p.c., si individuano valori di Vs in graduale e generale aumento con la profondità, compresi tra 180 e 290 m/s, caratteristici di depositi da scarsamente a moderatamente consistenti, correlabili alla suddetta unità alluvionale.

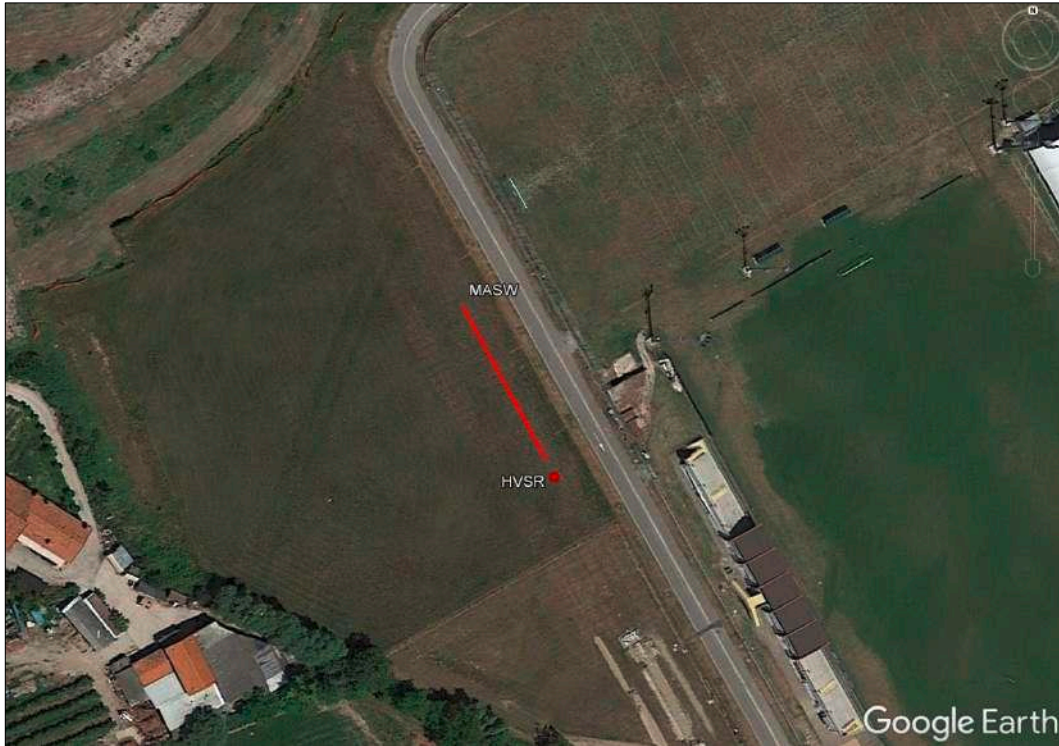
Oltre -30,1 m dal p.c., si rinvencono valori di velocità delle onde di taglio pari a 385 m/s correlabili a depositi da moderatamente addensati ad addensati, anch'essi afferenti presumibilmente alla medesima successione deposizionale indagata.

Il profilo sismostratigrafico ottenuto risulta correlabile con il quadro geologico dell'area oggetto di indagine e i valori di velocità delle onde S nei primi metri risultano compatibili con l'andamento delle prove penetrometriche eseguite nella medesima area di indagine.



UBICAZIONE DELLE PROSPEZIONI SISMICHE

Via Argine S. Marco Inferiore – Musile di Piave (VE)



Legenda:

— Stendimento sismico con acquisizione ed elaborazione dei dati mediante metodologia MASW in onde di Rayleigh e di Love

- Misura di microtremore sismico, con stazione singola, mediante tecnica HVSR

ALLEGATO FOTOGRAFICO



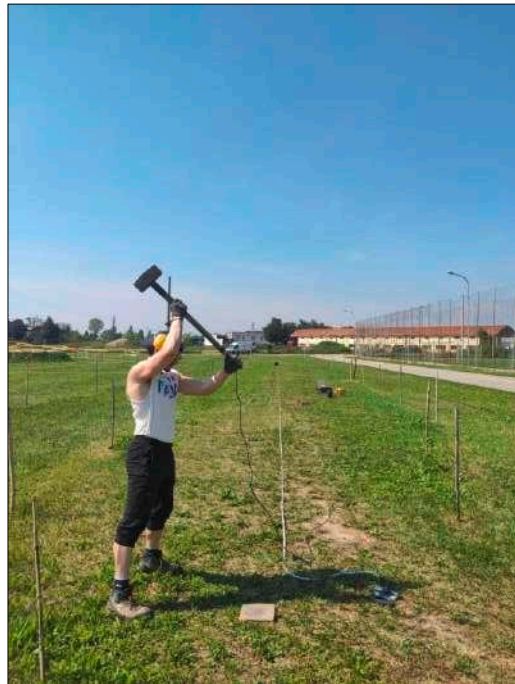
Stendimento sismico M.A.S.W.



*Misura del microtremore sismico
mediante tecnica H.V.S.R.*



*Acquisizione del segnale sismico
mediante Sismografo Geometrics
Mod. Geode 3-1000*



*Shot sismico verticale per la
generazione delle onde di Rayleigh*

Allegato 7

PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI
PROGETTO

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii
Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 45,6206802942618
longitudine: 12,553623062997
Classe: 3
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 11863	Lat: 45,6308	Lon: 12,4903	Distanza:
5053,191				
Sito 2	ID: 11864	Lat: 45,6313	Lon: 12,5616	Distanza:
1337,908				
Sito 3	ID: 12086	Lat: 45,5813	Lon: 12,5624	Distanza:
4427,653				
Sito 4	ID: 12085	Lat: 45,5808	Lon: 12,4911	Distanza:
6585,556				

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 75anni
Coefficiente cu: 1,5

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 45 [anni]
ag: 0,036 g
Fo: 2,563
Tc*: 0,242 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 75 [anni]
ag: 0,043 g
Fo: 2,550
Tc*: 0,284 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 712 [anni]
ag: 0,104 g
Fo: 2,595
Tc*: 0,381 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 1462 [anni]
ag: 0,132 g
Fo: 2,624
Tc*: 0,406 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,680
St: 1,000
Kh: 0,011
Kv: 0,005
Amax: 0,523
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,590
St: 1,000
Kh: 0,013
Kv: 0,006
Amax: 0,636
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,500
Cc: 1,440
St: 1,000
Kh: 0,037
Kv: 0,019
Amax: 1,531
Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,490
Cc: 1,410
St: 1,000
Kh: 0,047
Kv: 0,024
Amax: 1,930
Beta: 0,240

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru

Coordinate WGS84

latitudine: 45.619780

longitudine: 12.552639

Allegato 8

RELAZIONE DI VERIFICA A
LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Calcolo della suscettibilità alla liquefazione

Metodo Boulanger e Idriss (2014)

Attraverso l'utilizzo del software *Liquef (ProgramGeo)* è stato approntato il calcolo per la valutazione del potenziale di liquefazione condotto mediante il metodo semplificato di *Boulanger e Idriss (2014)*. I metodi semplificati si basano in generale sul calcolo della resistenza del deposito alla liquefazione valutata con un coefficiente di sicurezza (F_s), ottenuto dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilabile nello strato (CRR) e lo sforzo di taglio massimo indotto dal sisma (CSR).

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

Un deposito è considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza risulta minore di 1 (di 1,25 secondo l'Eurocodice 8).

Il valore di *CRR* è funzione delle caratteristiche meccaniche delle unità geotecniche identificate, e della loro storia tensionale, in questo caso ricavate dai risultati della prova penetrometrica statica CPT P1, eseguita nel lotto di progetto, spinta fino a -15,0 m dal p.c. e ritenuta rappresentativa dei terreni presenti in sito.

La grandezza *CSR* dipende invece dai parametri del sisma di progetto ovvero accelerazione sismica al suolo (**0,137 g**) e magnitudo di progetto (**M=5,73** calcolata mediante il metodo della disaggregazione).

Si specifica che le verifiche sono state effettuate sulla prova penetrometrica CPT, eseguita nell'area di studio, e considerando, cautelativamente, un livello di falda posto a partire da -1,40 m dal p.c. esistente.

Per l'applicazione del metodo prescelto quindi, sulla scorta dei risultati delle indagini geotecniche e del modello geologico proposto, sono stati utilizzati i parametri derivati, da una stima ragionata dei valori numerici corretti di ciascuna delle misure del parametro q_c , ovvero per ogni intervallo di lettura eseguito di spessore pari a 0,20 m. Pertanto, per ogni 0,20 m di prova è stato eseguito il calcolo dell'Indice di Comportamento del Terreno I_c , utile per la determinazione della rispettiva litologia prevalente (vedi **Fig. 1**) e per la correzione, data dalla presenza di materiale fine, del calcolo del valore q_{c1N} (resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa), utilizzata a sua volta per il calcolo della resistenza al taglio mobilata in ciascuno strato (*CRR*).



I_c	Comportamento assimilabile litologicamente a
$< 1,31$	Sabbie ghiaiose e sabbie addensate
$1,31 + 2,05$	Sabbie da pulite a limose
$2,06 + 2,60$	Sabbie limose e/o limi sabbiosi
$2,60 + 2,95$	Limi argillosi e/o argille limose
$2,95 + 3,60$	Argille
$> 3,60$	Torbe, suoli organici

Fig. 1: Classificazione granulometrica in funzione dell'Indice di comportamento dei terreni.

I risultati grafico-analitici riportati di seguito, individuano le classi litologiche riconosciute (**Fig. 2**) mediante la carta proposta dal Prof. Robertson (1990), in corrispondenza della verticale di prova CPT.

I terreni che costituiscono il sottosuolo indagato, pur risultando in percentuale maggiormente limoso-sabbioso-argillosi, come evidenziato dalla distribuzione dei valori sulla carta di Robertson, mostrano in alcuni casi un valore dell'indice di comportamento (I_c) maggiore di 2,60.

Dall'analisi dei risultati ottenuti dalle prove CPT (**Fig. 3**) si riscontra, per gli strati suscettibili a liquefazione (ovvero quelli comprendenti le letture del valore di q_c al di sotto del livello di falda e con litologia maggiormente sabbiosa, con un valore di $I_c < 2,60$) un coefficiente di sicurezza alla liquefazione F_s sempre superiore al Fattore di Sicurezza considerato (pari a 1,25).

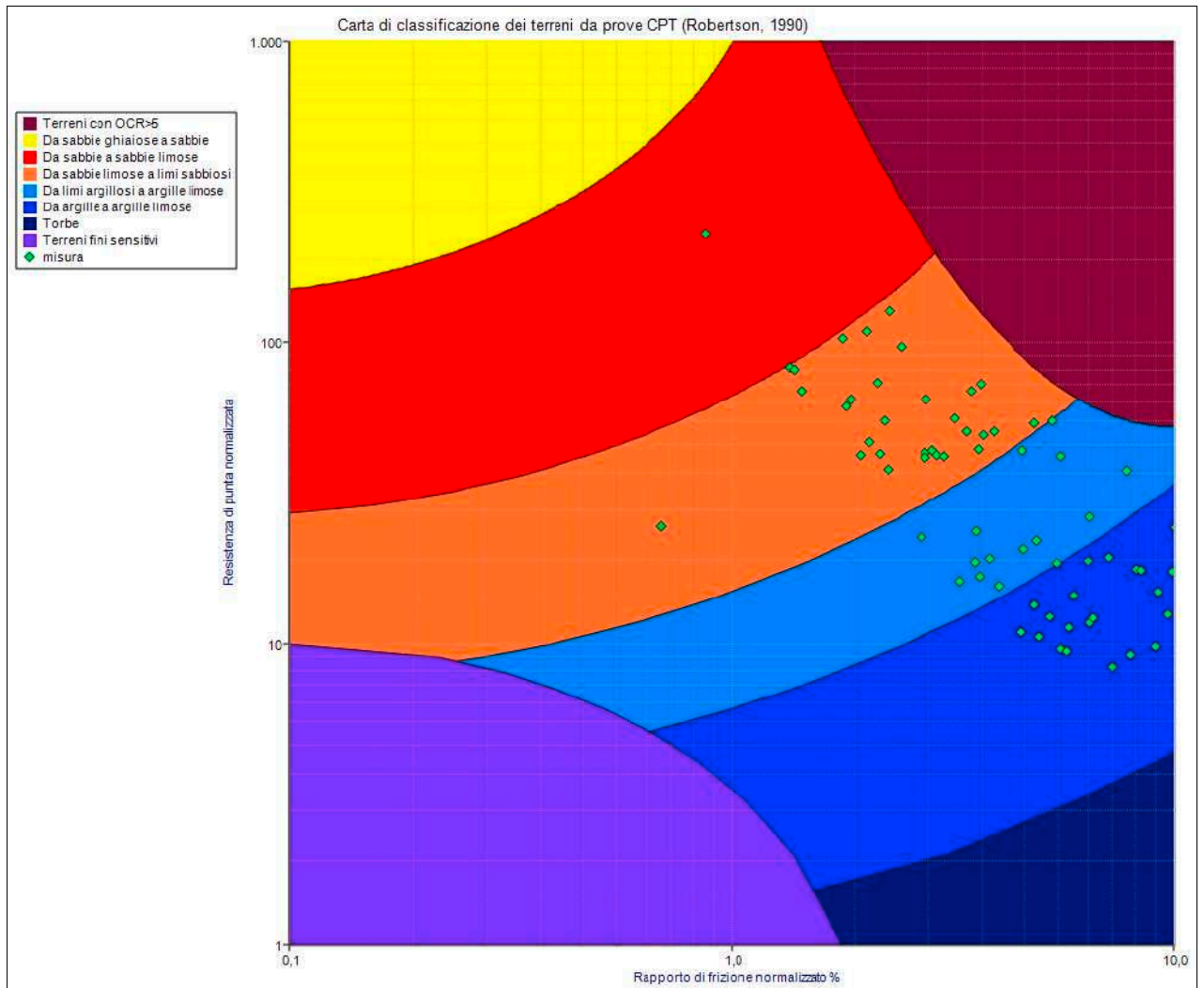


Fig. 2: Carta di classificazione dei terreni da prove CPT (Robertson 1990), relativa alla Prova CPT.

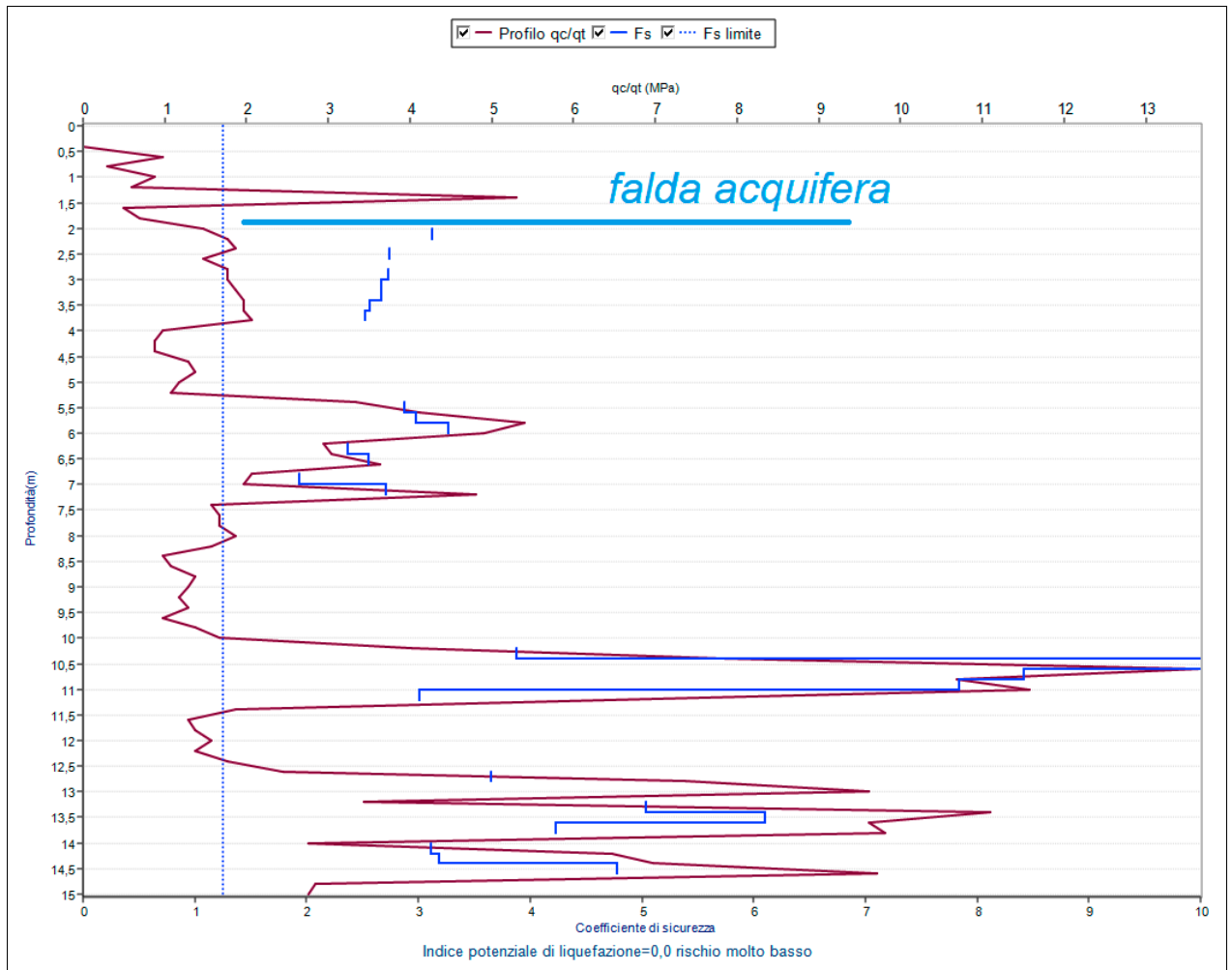


Fig. 3: Risultati analitici dell'applicazione del metodo semplificato Boulanger e Idriss (2014), per il calcolo del fattore di sicurezza F_s (CPT).

L'indice di liquefazione all'interno del sito di progetto, stimato secondo la relazione proposta da Somez (2003), il quale dipende dalla profondità d'indagine, dal numero degli strati e dai valori di F_s calcolati, risulta pari a 0,0, correlabile ad un rischio di liquefazione molto basso (Fig. 4). Per il sito di progetto quindi non si prevede l'innesco di fenomeni di liquefazione.

IL	Rischio di liquefazione
IL=0	Molto basso
$0 < IL \leq 2$	Basso
$2 < IL \leq 5$	Moderato
$5 < IL \leq 15$	Alto
$15 < IL$	Molto alto

Fig. 4: Valutazione del Rischio liquefazione in funzione dell'Indice potenziale di Liquefazione (Somez, 2003).



Perfil CRR da CPT

N.	da (m)	a (m)	qc(qt)(MPa)	fs(kPa)	Gamma(kN/mc	CSR	CRR	Fs	Ic
1	0	0,2	0,0	0,0	17,66	0,089			
2	0,2	0,4	0,0	85,35	18,77	0,089			
3	0,4	0,6	0,98	19,62	16,22	0,089			
4	0,6	0,8	0,29	32,37	17,14	0,089			
5	0,8	1,0	0,88	46,11	17,76	0,089			
6	1,0	1,2	0,59	85,35	18,77	0,088			
7	1,2	1,4	5,3	46,11	17,76	0,088			
8	1,4	1,6	0,49	39,24	17,48	0,088			
9	1,6	1,8	0,69	32,37	17,14	0,088			
10	1,8	2,0	1,47	51,99	17,97	0,093			
11	2,0	2,2	1,77	58,86	18,18	0,098	0,306	3,123	2,59
12	2,2	2,4	1,86	71,61	18,5	0,102			
13	2,4	2,6	1,47	32,37	17,14	0,105	0,288	2,74	2,54
14	2,6	2,8	1,77	78,48	18,64	0,109			
15	2,8	3,0	1,77	51,99	17,97	0,112	0,305	2,725	2,57
16	3,0	3,2	1,86	39,24	17,48	0,115	0,307	2,669	2,54
17	3,2	3,4	1,96	51,99	17,97	0,117	0,312	2,666	2,59
18	3,4	3,6	1,96	51,99	17,97	0,12	0,307	2,561	2,54
19	3,6	3,8	2,06	39,24	17,48	0,122	0,308	2,527	2,5
20	3,8	4,0	0,98	32,37	17,14	0,124			
21	4,0	4,2	0,88	26,49	16,78	0,127			
22	4,2	4,4	0,88	32,37	17,14	0,128			
23	4,4	4,6	1,28	32,37	17,14	0,13			
24	4,6	4,8	1,37	46,11	17,76	0,132			
25	4,8	5,0	1,18	78,48	18,64	0,133			
26	5,0	5,2	1,08	104,97	19,09	0,134			
27	5,2	5,4	3,34	156,96	19,66	0,135			
28	5,4	5,6	4,12	110,85	19,17	0,136	0,392	2,879	2,41
29	5,6	5,8	5,4	71,61	18,5	0,137	0,409	2,983	2,12
30	5,8	6,0	4,91	176,58	19,82	0,138	0,451	3,271	2,45
31	6,0	6,2	2,94	156,96	19,66	0,139			
32	6,2	6,4	3,04	85,35	18,77	0,139	0,329	2,37	2,54
33	6,4	6,6	3,63	130,47	19,4	0,14	0,358	2,555	2,56
34	6,6	6,8	2,06	124,59	19,34	0,141			
35	6,8	7,0	1,96	12,75	15,43	0,142	0,275	1,936	2,36
36	7,0	7,2	4,81	85,35	18,77	0,142	0,385	2,714	2,27
37	7,2	7,4	1,57	78,48	18,64	0,143			
38	7,4	7,6	1,67	58,86	18,18	0,143			
39	7,6	7,8	1,67	98,1	18,99	0,143			
40	7,8	8,0	1,86	78,48	18,64	0,144			
41	8,0	8,2	1,57	51,99	17,97	0,144			
42	8,2	8,4	0,98	46,11	17,76	0,144			
43	8,4	8,6	1,08	46,11	17,76	0,145			
44	8,6	8,8	1,37	58,86	18,18	0,145			
45	8,8	9,0	1,28	58,86	18,18	0,145			
46	9,0	9,2	1,18	46,11	17,76	0,145			
47	9,2	9,4	1,28	71,61	18,5	0,145			
48	9,4	9,6	0,98	58,86	18,18	0,145			
49	9,6	9,8	1,37	78,48	18,64	0,145			
50	9,8	10,0	1,67	137,34	19,48	0,145			
51	10,0	10,2	4,02	301,17	20,48	0,144			



19	3,6	3,8	2,06	39,24	17,48	0,122	0,308	2,527	2,5
20	3,8	4,0	0,98	32,37	17,14	0,124			
21	4,0	4,2	0,88	26,49	16,78	0,127			
22	4,2	4,4	0,88	32,37	17,14	0,128			
23	4,4	4,6	1,28	32,37	17,14	0,13			
24	4,6	4,8	1,37	46,11	17,76	0,132			
25	4,8	5,0	1,18	78,48	18,64	0,133			
26	5,0	5,2	1,08	104,97	19,09	0,134			
27	5,2	5,4	3,34	156,96	19,66	0,135			
28	5,4	5,6	4,12	110,85	19,17	0,136	0,392	2,879	2,41
29	5,6	5,8	5,4	71,61	18,5	0,137	0,409	2,983	2,12
30	5,8	6,0	4,91	176,58	19,82	0,138	0,451	3,271	2,45
31	6,0	6,2	2,94	156,96	19,66	0,139			
32	6,2	6,4	3,04	85,35	18,77	0,139	0,329	2,37	2,54
33	6,4	6,6	3,63	130,47	19,4	0,14	0,358	2,555	2,56
34	6,6	6,8	2,06	124,59	19,34	0,141			
35	6,8	7,0	1,96	12,75	15,43	0,142	0,275	1,936	2,36
36	7,0	7,2	4,81	85,35	18,77	0,142	0,385	2,714	2,27
37	7,2	7,4	1,57	78,48	18,64	0,143			
38	7,4	7,6	1,67	58,86	18,18	0,143			
39	7,6	7,8	1,67	98,1	18,99	0,143			
40	7,8	8,0	1,86	78,48	18,64	0,144			
41	8,0	8,2	1,57	51,99	17,97	0,144			
42	8,2	8,4	0,98	46,11	17,76	0,144			
43	8,4	8,6	1,08	46,11	17,76	0,145			
44	8,6	8,8	1,37	58,86	18,18	0,145			
45	8,8	9,0	1,28	58,86	18,18	0,145			
46	9,0	9,2	1,18	46,11	17,76	0,145			
47	9,2	9,4	1,28	71,61	18,5	0,145			
48	9,4	9,6	0,98	58,86	18,18	0,145			
49	9,6	9,8	1,37	78,48	18,64	0,145			
50	9,8	10,0	1,67	137,34	19,48	0,145			
51	10,0	10,2	4,02	301,17	20,48	0,144			
52	10,2	10,4	7,85	163,83	19,72	0,144	0,558	3,877	2,21
53	10,4	10,6	13,64	307,05	20,51	0,143	3,952	27,634	2,07
54	10,6	10,8	10,69	255,06	20,29	0,143	1,204	8,419	2,17

09/05/2023

dott. Giulio Mazzoleni, geologo

dott. Davide Incerti, geologo