

COMUNE DI SELVAZZANO DENTRO

PROVINCIA DI PADOVA

PIANO DI LOTTIZZAZIONE C2/43

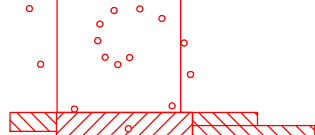
VIA MONTEGRAPPA

PROPRIETARI: Corradin Maria
Casotto Luciano
Casotto Tiziano

ELABORATI AGGIORNATI AI SENSI DELLE PRESCRIZIONI ESPRESSE NELLA CONFERENZA
CONFERENZA DI SERVIZI IN SEDE DI APPROVAZIONE DEL PUA

ALLEGATO N°	OGGETTO:	SCALA:
S10A	RELAZIONE GEOLOGICA	DATA: marzo 2026
		AGG.:
		FILE: Selvazzano via Montegr.

Paolo Picconi
ARCHITECTS



Studio di Architettura ed Urbanistica
Piazza Guido Puchetti, 9/13
35030 Selvazzano Dentro (PD)
tel. 049 8055104 fax 049 8059448
Email: studio@architettopicconi.com



Committenti:

Corradin Maria
Casotto Luciano
Casotto Tiziano

Dinali dott. Alberto - GEOLOGO

Via Ceresina, 52 – 35030 Selvazzano D. (Pd)
tel. 338/4381010 – email a.dinali@tin.it

Codice Fiscale DNLLRT65L08L840K
Partita IVA 04772680288

REGIONE VENETO

PROVINCIA DI PADOVA

COMUNE DI SELVAZZANO DENTRO

**STUDIO DI COMPATIBILITA' GEOLOGICA,
GEOMORFOLOGICA, IDROGEOLOGICA E SISMICA,
PER IL PIANO DI LOTTIZZAZIONE C2/43 SITO IN VIA MONTE GRAPPA**

**RELAZIONE GEOLOGICA,
RELAZIONE SULLA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE DEL SITO,
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA
(D.M. 14.01.2008 – agg. NTC D.M. 17.01.2018)**

COMMITTENTE: **IMMOBILIARE VENETA VEGGIANO S.R.L.**
Piazza Andrea Palladio, 16/5 – 35030 VEGGIANO (PD)

Selvazzano D., li 17 maggio 2023

Dott. Geol. Alberto Dinali



1 – PREMESSA

2 – INQUADRAMENTO URBANISTICO

3 – INDAGINE GEOGNOSTICA

4 – ANALISI DEI PRINCIPALI VINCOLI

5 – RELAZIONE GEOLOGICA

6 – RELAZIONE SULLA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE DEL SITO

7 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

8 – CONSIDERAZIONI SULLA EDIFICABILITA'

9 – CONCLUSIONI

Allegati:

- Parametri sismici e spettri di risposta
- Inquadramento generale e superficiale su ortofoto (da Google Earth)
- Estratto di mappa alla scala 1:2000
- Estratto di P.I. del Comune di Selvazzano Dentro
- Planimetria del P.d.L. con ubicazione delle indagini eseguite
- Foto esecuzione indagini eseguite
- Estratto della "Carta delle unità geomorfologiche del Veneto"
- Grafici penetrometrici con i relativi tabulati numerici
- Metodologia HVSR – rapporti spettrali

1 – PREMESSA

Su incarico della **Immobiliare Veneta Veggiano S.r.l.**, è stato eseguito uno studio di compatibilità geologico, geomorfologico, idrogeologico e di pericolosità sismica del sito, per un progetto di nuova costruzione di edifici del tipo civile-residenziale, facenti parte del Piano di Lottizzazione C2/23 sito in via Monte Grappa nel Comune di Selvazzano Dentro (Pd).

L'elaborato ha lo scopo di fornire un inquadramento generale della situazione dell'area, ottenuto attraverso appropriate indagini dirette in sito. L'elaborazione delle informazioni ricavate dalle indagini ha permesso di fornire una valutazione ai fini geotecnici della seria litostratigrafica. Di seguito si esporranno delle considerazioni di carattere geologico e geotecnico per sostenere la possibilità di edificazione, nel rispetto di determinate condizioni e prescrizioni.

Lo studio è stato eseguito in ottemperanza a quanto disposto dalla normativa vigente:

- **Legge Regionale 23 aprile 2004 n. 11** “*Norme per il governo del territorio*”, art. 19.
- **Norme Tecniche di Attuazione del P.A.T. - Piano Assetto del Territorio del Comune di Selvazzano Dentro (anno 2016), Capo III – LE FRAGILITA’ - Articolo 12 Compatibilità geologica-commi 4 e 5.**
- **D.M. 14/01/2008** recante “*Norme tecniche per le costruzioni*” (d’ora in poi denominato ‘NTC’);
- **D.G.R. N.71 del 22/01/2008 “Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 28/04/2006 n. 3519** “*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*”. Direttive per l'applicazione”.
- **Circolare del C.S.LL.PP. 617/2009** “*Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*” (d’ora in poi denominato ‘circolare’).
- **D.M. 17 gennaio 2018** “*Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*” (NTC 2018).
- **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** recante “*Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*”.
- **Delib. G.Reg. n. 244 del 09 marzo 2021** “*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*”.

Il presente documento è costituito dai seguenti elaborati specialistici, come indicato al capitolo C10.1 della suddetta Circolare: “*Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito*” (NTC §6.2.1), “*Relazione Geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno*” (NTC §6.2.2) e la “*Relazione sulla modellazione sismica concernente la pericolosità sismica di base del sito*” (NTC §3.2).

2 – INQUADRAMENTO URBANISTICO

L'area d'intervento, si trova in un settore di pianura alluvionale pianeggiante del territorio comunale di Selvazzano Dentro, al di fuori del centro abitato principale nei pressi della località di Tencarola e quasi al confine con il comune di Abano Terme, e dall'esame della cartografia ufficiale si nota come i terreni si trovano ad una quota media di circa 13.00 metri s.l.m.

I terreni, sono inoltre censiti nel N.C.T. del Comune di Selvazzano Dentro - Foglio n. 23, part. n. 56, mentre dal punto di vista del P.I. veniamo a ricadere in Z.T.O. C2/43.

3 - INDAGINE GEOGNOSTICA

Nel sito in esame è stata condotta una indagine geognostica al fine di riconoscere la natura e la successione stratigrafica dei terreni di fondazione, e soprattutto ad individuare i loro parametri meccanici fondamentali, oltre che a determinare l'assetto idrogeologico sia superficiale che profondo del sito.

Allo scopo sono state eseguite n. 3 prove penetrometriche dinamiche (DPM), che sono state condotte fino alla profondità massima di - 7.00 m dal piano campagna locale, in corrispondenza di uno strato di sabbie limose e limi sabbiosi di medio e talora alto addensamento in prevalenza.

Oltre all'analisi delle prove penetrometriche eseguite per il presente progetto, lo scrivente ha tenuto conto delle informazioni derivanti dallo studio geologico del P.A.T. del Comune di Selvazzano Dentro.

L'ubicazione delle prove penetrometriche è pure riportata nella planimetria allegata. Come quota di riferimento è stata considerata la quota media del piano campagna locale.

La prova è stata eseguita con un penetrometro dinamico di tipo medio (DPM - mod. Deep Drill).

Il metodo di indagine utilizzato consiste nel misurare quanti colpi di maglio (30 Kg), cadente da un'altezza di 20 cm, sono necessari per infiggere nel terreno una batteria di aste ($\varnothing = 20$ mm, peso = 2.4 Kg/ml) aventi in testa una punta conica (angolo 60° e $A = 10$ cm²) per una profondità di 10 cm.

La resistenza dinamica del terreno viene calcolata mediante una curva di taratura tipica dello strumento considerato e ricavata dalla formula modificata degli "Olandesi".

Il numero di colpi $N(10)$ è stato caricato su un programma di calcolo che ha operato:

- a) la diagrammazione dei colpi in funzione della profondità
- b) l'elaborazione di un "modello meccanico".

Dai risultati delle prove penetrometriche eseguite è possibile una ricostruzione stratigrafica nella quale i parametri geotecnici vengono ricavati, per correlazione empirica (SCHMERTMANN, 1977; TERZAGHI - PECK, 1948 - 1967) dal valore di N_{SPT} (numero di colpi della prova SPT), ed in particolare:

- resistenza al taglio senza drenaggio (C_u); riferimento: Terzaghi & Peck (1948-1967).
- densità relativa ($Dr\%$); riferimenti: Terzaghi & Peck (1948-1967); Gibbs e Holtz (1957), correlazione tra N_{spt} e la pressione litostatica verticale efficace.
- angolo di attrito interno (ϕ); riferimenti: Peck-Hanson-Thornburn (1953-1974); De Mello (1971), correlazione tra N_{spt} e la pressione litostatica verticale efficace.
- Peso di volume (γ); riferimenti: Terzaghi & Peck (1948-1967); Bowles (1982).

Un'indagine geofisica, è stata inoltre effettuata al fine di caratterizzare dal punto di vista sismico, il sottosuolo dell'area in esame. Lo scopo dell'indagine è stata la caratterizzazione sismica del sottosuolo e, in particolare, l'individuazione delle discontinuità sismiche nonché la profondità del bedrock geofisico.

Sono state inoltre stimate le velocità di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,eq}$) come espressamente richiesto dalla normativa vigente (NTC), e le frequenze di vibrazione del terreno.

A tal fine è stata eseguita una registrazione di rumore sismico ambientale a stazione singola in seguito elaborata con la tecnica di Nakamura (*HVSR*).

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

I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

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

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Sara s.r.l. modello "**Tromino Geobox**". Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro ad alta definizione con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz.

Dati riepilogativi:

Numero tracce:	3
Durata registrazione:	1200 s
Frequenza di campionamento:	300,00 Hz
Numero campioni:	360000
Direzioni tracce:	Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale

Le prospezioni sismiche e le elaborazioni dei dati, sono state svolte dallo scrivente, lo stesso giorno dell'esecuzione delle indagini.

Per una corretta ricostruzione sismica del sottosuolo e una buona stima delle onde V_s è necessario adottare una modellizzazione numerica che può essere rappresentata dalla seguente equazione [3.2.1 delle NTC]:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

$V_{s,eq}$ = valore di velocità equivalente delle onde di taglio [m/s]; H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s (30 m in caso di V_{s30}); h_i = spessore dello strato i – esimo [m]; v_i = velocità delle onde V_s all'interno dello strato i – esimo [m/s]. Le elaborazioni e i risultati dell'indagine geofisica eseguita tramite tecnica Tromino, sono riportati in allegato.

Dall'analisi dell'estratto della tavola di "Pericolosità idraulica" allegata al P.A.I. (*Tav. n. 86 – ultimo agg. Decreto Segretariale n. 46 del 05.08.2014*) si ricava che l'area oggetto d'intervento viene a ricadere all'interno della zona di pericolosità idraulica P1 Moderata, poiché veniamo a ricadere all'interno di porzioni di territorio ove vi sono informazioni di possibili situazioni di dissesto idraulico, e che sono individuate in cartografia con un apposito tematismo.

Tale piano, dal 2022 viene sostituito dal primo aggiornamento del Progetto PGRA (Piano Gestione Rischio Alluvioni 2021 – 2027), adottato con Delibera n. 3/2021 in data 04/02/2022.

Si evidenzia, di conseguenza, che dalla consultazione della "*Carta della Pericolosità Idraulica*" tratta dal Piano di Gestione del Rischio Alluvioni – Mappe della pericolosità e del rischio alluvioni, 2021 - 2027 a cura dell' *Autorità di Bacino Distrettuale delle Alpi Orientali (Direttiva 2007/60/CE – D.Lgs 23/02/2010 n. 49)*, come l'intervento di progetto viene a collocarsi all'interno della zona di pericolosità idraulica classificata come P1 – Moderata (colore verde), mentre altresì a livello di rischio idraulico veniamo a collocarci all'interno della zona di pericolosità R1 – Moderato.

Come riportato in allegato V: "*Norme tecniche di attuazione*" dell'aggiornamento e revisione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni, art. 13 – Aree classificate a Pericolosità moderata (P1): "*Nelle aree classificate a pericolosità moderata P1 possono essere consentiti tutti gli interventi di cui alle aree P3A, P3B, P2 secondo le disposizioni di cui agli articoli 12 e 13, nonché gli interventi di ristrutturazione edilizia di edifici. L'attuazione degli interventi e delle trasformazioni di natura urbanistica ed edilizia previsti dai piani di assetto e uso del territorio vigenti alla data di adozione del Piano e diversi da quelli di cui agli articoli 12 e 13 e dagli interventi di ristrutturazione edilizia, è subordinata alla verifica della compatibilità idraulica condotta sulla base della scheda tecnica allegata alle presenti norme (All. A punti 2.1 e 2.2) solo nel caso in cui sia accertato il superamento del rischio specifico medio R2. Le previsioni contenute nei piani urbanistici attuativi che risultano approvati alla data di adozione del Piano si conformano alla disciplina di cui al comma 2. Tutti gli interventi e le trasformazioni di natura urbanistica ed edilizia che comportano la realizzazione di nuovi edifici, opere pubbliche o di interesse pubblico, infrastrutture, devono in ogni caso essere collocati a una quota di sicurezza idraulica pari ad almeno 0,5 m sopra il piano campagna. Tale quota non si computa ai fini del calcolo delle altezze e dei volumi previsti negli strumenti urbanistici vigenti alla data di adozione del Piano*".

Dall'esame invece della "*Carta Idrogeologica*" allegata al PAT del Comune di Selvazzano Dentro (*Elaborato 2A alla scala 1:10.000 – anno 2016 di cui è presente un estratto a pagina 13*), si nota altresì come l'intervento in questione viene a collocarsi all'interno di settori classificati come "area soggetta ad inondazioni periodiche" ed "area allagata da evento storico", ma non "*area a deflusso difficoltoso*".

Andando altresì ad esaminare altre fonti come la "*Carta della Pericolosità Idraulica*" alla scala 1:10.000 (*ultimo agg. anno 2016*) allegata al P.A.T. del Comune di Selvazzano Dentro, si nota come il settore ove è previsto l'intervento di progetto viene a ricadere all'esterno di aree classificate come "aree esondabili o a periodico ristagno idrico" in base a quanto indicato dal P.T.C.P. (Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale di Padova), inoltre ricade all'esterno di aree con criticità da P.R.G. (Piano Regolatore Comunale) classificate come alta o media, viene a ricadere all'esterno di aree soggette ad allagamenti in base ad informazioni fornite dai Consorzi di Bonifica, viene a ricadere al di fuori di aree con criticità diffuse in ambito urbano in base alle criticità da Piano Comunale delle Acque (P.d.A.), viene altresì a ricadere in aree classificate come pericolosità derivante dai fiumi maggiori (Alluvione 1966), in base ai dati della Protezione Civile Provinciale di Padova, ed infine viene a ricadere in "Zone di attenzione" in base alle criticità idrogeologiche del P.A.I.

Infine viene a collocarsi in corrispondenza di: "linee preferenziali di sviluppo insediativo residenziale (areale di espansione A07)".

Secondo i dati desunti dai documenti disponibili o forniti dagli Enti, buona parte del territorio comunale di Selvazzano Dentro è, infatti, soggetto a "dissesto idrogeologico" secondo la definizione

prevista dalla normativa regionale; ciò a causa di diversi fattori come la presenza di estese zone urbanizzate ed impermeabilizzate con conseguente occasionale e locale insufficienza delle rete di scolo locale, la falda localmente subaffiorante, una rete di canali che presentano problemi di locali allagamenti o ristagni idrici in occasione di intensi eventi meteorologici, allagamenti causati dai fiumi o la condizione della rete fognaria.

Da notare inoltre come il presente intervento viene a collocarsi, ai fini della compatibilità geologica così come prevista dalle Norme Tecniche del P.A.T. anno 2016 (art. 12 – commi 4 e 5) e dalla “Carta delle Fragilità” alla scala 1:10.000 allegata al medesimo P.A.T., in classe di compatibilità II ovvero terreni idonei a condizione (per definizione terreni in cui i presupposti geologici e idrogeologici, puntuali o complessivi, determinano elementi di riduzione alle possibilità edificatorie, in generale a causa della minima soggiacenza della falda freatica e della bassa permeabilità dei terreni superficiali, in particolare per cause idrologiche e idrauliche).

Per quanto riguarda il comma 4 del sopracitato art. 12 delle N.T.A. del P.A.T. del Comune di Selvazzano Dentro, si ricorda che la presente relazione tecnica di fatto rispetta quanto contenuto nelle disposizioni presenti nel Cap. 6 “Progettazione geotecnica” delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) e successive modifiche e aggiornamenti (D.M. 17/01/2018), con la ricostruzione tra l’altro del modello geologico del sottosuolo e le verifiche geotecniche che sono state effettuate in linea con quanto previsto da tale normativa.

Per quanto riguarda il comma 5, l’intervento in questione viene a ricadere all’interno della Carta delle Fragilità nella sottocategoria: “terreni idonei a condizione di tipo d): in aree a deflusso difficoltoso o esondabili, derivanti anche da allagamenti storici” (ovvero aree che nel tempo sono state interessate da fenomeni di esondazione dei corsi d’acqua, o di allagamento per difficoltà di deflusso durante eventi piovosi intensi).

Tali perimetri sono ricavati dalle indicazioni delle aree a criticità idraulica che provengono da indicazioni dei Consorzi di Bonifica competenti per territorio, dal P.T.C.P. della Provincia di Padova, dal Piano delle Acque del Comune di Selvazzano Dentro, e dal P.A.I. dell’Autorità di Bacino.

Per questo tipo di aree sono state realizzate le relative indagini geotecniche come le tre prove penetrometriche e la prova sismica, si è misurata la profondità della prima falda, e si è determinata la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione.

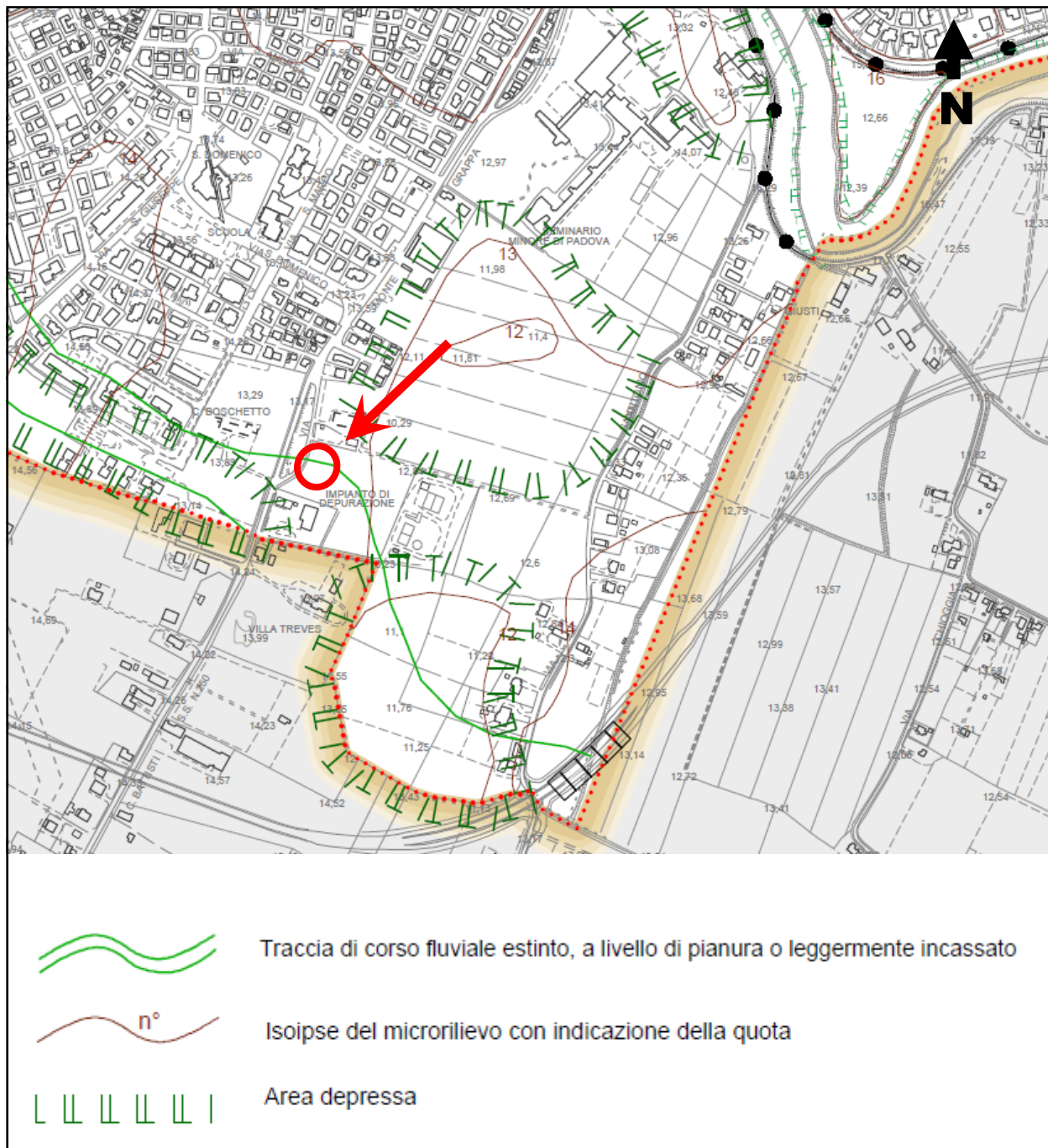
In tali zone, si prescrive in linea con quanto stabilito dalle N.T.A. del P.A.T. anno 2016, che: “*Nel caso di edificazione di nuovi edifici o di interventi su edifici esistenti che modifichino quantitativamente e qualitativamente la distribuzione dei carichi sul terreno, dovranno essere svolte indagini geologiche, geotecniche e idrogeologiche che permettano di determinare la situazione idrogeologica e la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, ponendo una particolare attenzione alla valutazione degli stati limite di esercizio a causa della compressibilità delle argille causata anche dallo stato di saturazione in cui si trovano. La relazione geologica dovrà indicare la compatibilità degli interventi con i terreni interessati, gli eventuali interventi atti a eliminare le incompatibilità riscontrate e la tipologia fondazionale più appropriata. In relazione all’assetto idrogeologico non è ammessa la realizzazione di strutture interrato. In ogni caso, le strutture devono prevedere: il piano di imposta dei fabbricati dovrà essere fissato a una quota superiore al piano campagna medio circostante (non inferiore a cm.50), da definire in base all’analisi della morfologia del contesto e al tirante idrico previsto; l’attuazione di adeguati accorgimenti tecnici al fine di evitare infiltrazioni ed essere completamente stagne e non collegate direttamente con le reti di smaltimento bianche e nere.*”

Sempre dall’analisi della Carta delle Fragilità, si evidenzia inoltre come l’intervento di progetto viene a collocarsi in una fascia di territorio classificata come “aree soggette a dissesto idrogeologico – area esondabile o a periodico ristagno idrico”, per le quali si prescrive l’osservanza dell’art. 13 – commi 1-9 sempre delle Norme Tecniche del P.A.T.

5 – RELAZIONE GEOLOGICA

5.1 - Ubicazione e inquadramento geomorfologico del sito

Il territorio comunale di Selvazzano Dentro è situato nella bassa pianura veneta, ed è caratterizzato da una morfologia pianeggiante e degradante verso ESE, con le quote maggiori attorno a *18 m s.l.m.* situate nella parte occidentale del territorio comunale al confine con quello di Saccolongo, ed i valori minimi sono toccati invece nell'estremità sud-orientale (*circa 11 m s.l.m.*) sia in destra sia in sinistra Bacchiglione.



Estratto della Carta Geomorfologica allegata al PAT del Comune di Selvazzano Dentro

L'area d'intervento, si trova in un settore di pianura alluvionale pianeggiante del territorio comunale di Selvazzano Dentro, al di fuori del centro abitato principale e nei pressi della località di Tencarola e quasi al confine con il comune di Abano Terme, e dall'esame della cartografia ufficiale si nota come i terreni si trovano ad una quota media di circa 13.00 metri s.l.m.

Sempre in questa zona di pianura, la morfologia si presenta spesso estremamente variabile, essendo caratterizzata da un microrilievo che testimonia la presenza di dossi e depressioni collegati ad antichi percorsi fluviali, nei quali spesso si può intuire la posizione e l'andamento di antichi paleovalvei.

La morfologia territoriale risulta così in generale "ondulata" a causa della presenza di fasce di alto morfologico, legato ai paleovalvei, e di fasce intermedie più depresse, corrispondenti alle antiche conche di decantazione interfluviali.

La geomorfologia locale è stata quindi influenzata principalmente dal corso del sistema dei fiumi Brenta-Bacchiglione.

Come si può notare anche dall'estratto a pagina precedente della "*Carta Geomorfologica*" alla scala 1:10000 allegata al PAT del Comune di Selvazzano Dentro dell'anno 2016 e dalla "*Carta Geomorfologica della Regione Veneto*" presente in allagato, l'intervento in questione viene proprio a collocarsi in prossimità in un'area contraddistinta dalla presenza di diversi paleovalvei, e non comunque all'interno di aree depresse ma in vicinanza.

Il rilevamento di superficie non ha evidenziato nel sito di progetto la presenza di zone di instabilità, di erosione superficiale o di precarietà geomorfologica. Allo stato attuale non vi sono inoltre processi morfogenici o dissesti in atto e/o potenziali.

5.2 – Inquadramento geologico del sito – modellazione geologica

La pianura alluvionale Veneta è costituita da un materasso quaternario, con uno spessore che arriva anche a centinaia di metri, formatosi grazie agli apporti solidi dei principali fiumi alpini: il Brenta, il Piave, l'Adige e il Tagliamento.

Questi fiumi hanno generato grandi apparati deposizionali, definiti "megafan" in recenti studi geomorfologici (Mozzi *et al.*, 2003; Fontana *et al.*, 2004 ; Mozzi, 2005) ai quali si affiancano sistemi di minore estensione, alimentati da corsi d'acqua d'origine prealpina e di risorgiva; tra i più importanti si ricordano quelli dei fiumi Astico, Bacchiglione, Sile e Cellina-Livenza.

In particolare il territorio del Comune di Selvazzano Dentro, si inserisce nella porzione meridionale del megafan alluvionale del fiume Brenta, in particolare "la pianura Olocenica del Brenta con apporti del Bacchiglione", arrivando a lambire la parte settentrionale della pianura dell'Adige.

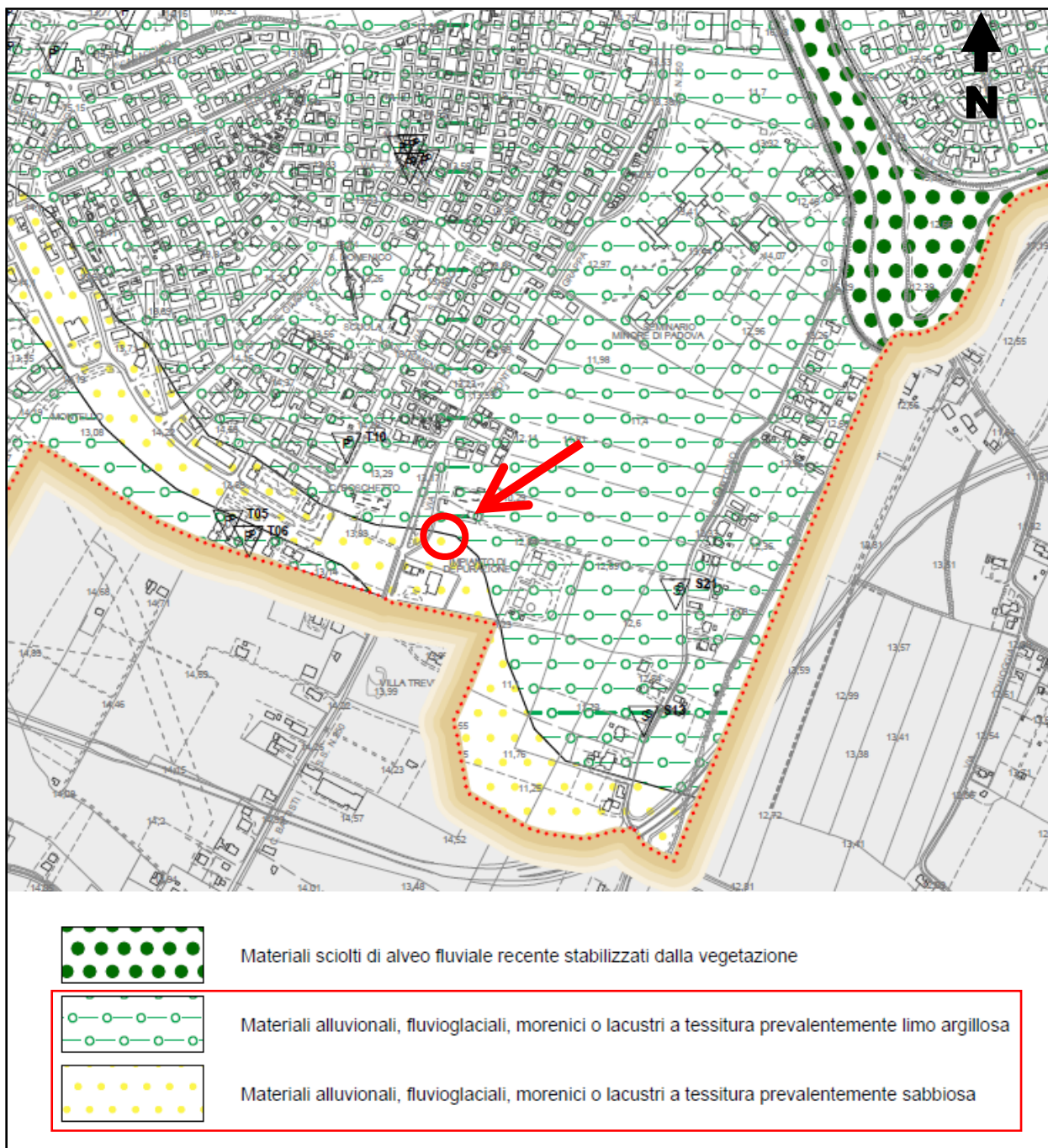
L'area è quindi caratterizzata principalmente dalla presenza di terreni di origine alluvionale depositati dal sistema dei Fiumi Brenta-Bacchiglione: il sottosuolo, nella parte superficiale, è costituito da una successione di prevalenti sedimenti limoso-argillosi cui si alternano livelli sabbioso-limosi.

Dal punto di vista geolitologico generale, all'interno del Comune di Selvazzano Dentro sono presenti in generale nei primi 3.00 m di profondità terreni di origine alluvionale, depositati nelle fasi di acme e quelle posteriori dell'ultima glaciazione dal F. Brenta e nell'Olocene da direttrici fluviali del Brenta e in parte dal Bacchiglione, e sono rappresentati da depositi limoso-argillosi cui sono affiancati o alternati corpi canalizzati sabbiosi e sabbioso-limosi. Tali successioni sono caratterizzate da un'estrema variabilità sia in senso orizzontale sia verticale e non sempre è possibile estrapolare correlazioni stratigrafiche.

Più in profondità, le litologie diventano a prevalenza limoso-sabbiosa: tali depositi talora presentano spessori complessivi notevoli con la presenza, a profondità inferiori a 5.00 m dal p.c., di

litotipi sabbiosi e ghiaiosi. In profondità, i corpi di canale possono saldarsi con altri corpi sabbiosi sottostanti fino a raggiungere spessori di una decina di metri.

Andando ad esaminare la cartografia locale disponibile, dall'estratto della Carta Litologica allegata al PAT del Comune di Selvazzano Dentro si evidenzia come la zona ove è previsto l'intervento di nuova costruzione di edifici residenziali, viene a collocarsi in un settore di territorio classificato come: "Materiali alluvionali, fluvioglaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo argillosa", al confine con un settore di: "Materiali alluvionali, fluvioglaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente sabbiosa".



Estratto della Carta Litologica allegata al PAT del Comune di Selvazzano Dentro

Con riferimento altresì alle prove penetrometriche svolte, il terreno può essere suddiviso nella seguente stratigrafia locale:

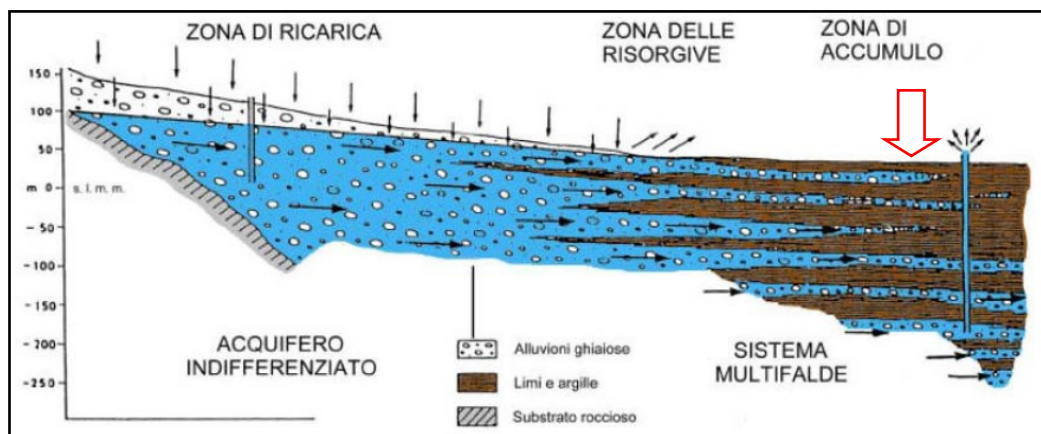
<i>Strato</i>	<i>Profondità (m)</i>	<i>Natura terreno</i>
1	da p.c. a - 0.50	Terreno vegetale superficiale di natura prevalentemente coesiva
2	da - 0.50 a - (2.30 - 2.80)	Argille limose e limi argillosi di varia consistenza in prevalenza
3	da - (2.30 - 2.80) a - 7.00	Sabbie limose e limi sabbiosi di medio alto addensamento in prev.

5.3 – Inquadramento idrografico e idrogeologico del sito

Dal punto di vista idrografico, i corsi d'acqua principali sono dati sicuramente dal fiume Bacchiglione che scorre a Nord dell'intervento di progetto ad una distanza di circa 1.00 km con andamento meandriforme e con direzione circa Nord Ovest – Sud Est, e da una rete secondaria di canali, di scoli consorziali e non, oltre che di fossati interpoderali.

Per quanto riguarda la circolazione idrica sotterranea, l'area di Selvazzano Dentro è posta nella bassa pianura, a sud del limite inferiore delle risorgive, ed è caratterizzata da uno spessore di oltre 500 metri di depositi sciolti. Tali depositi sono prevalentemente formati da una alternanza di livelli di sabbie, argille e limi, riferibili ai depositi fluvioglaciali ed alluvionali del sistema Brenta-Bacchiglione.

Questo significa che dal punto di vista idrogeologico vi è una progressiva differenziazione stratigrafica del sottosuolo e si passa, procedendo da nord a sud, da un sistema indifferenziato monofalda ad un sistema multifalde formato da una falda freatica (che viene a giorno in corrispondenza della "fascia delle risorgive") e da più falde in pressione, separate tra loro. I due sistemi sono strettamente collegati tra loro e la fascia delle ghiaie dell'alta pianura rappresenta l'area di ricarica dell'intero sistema idrogeologico.



Schema idrogeologico della pianura veneta

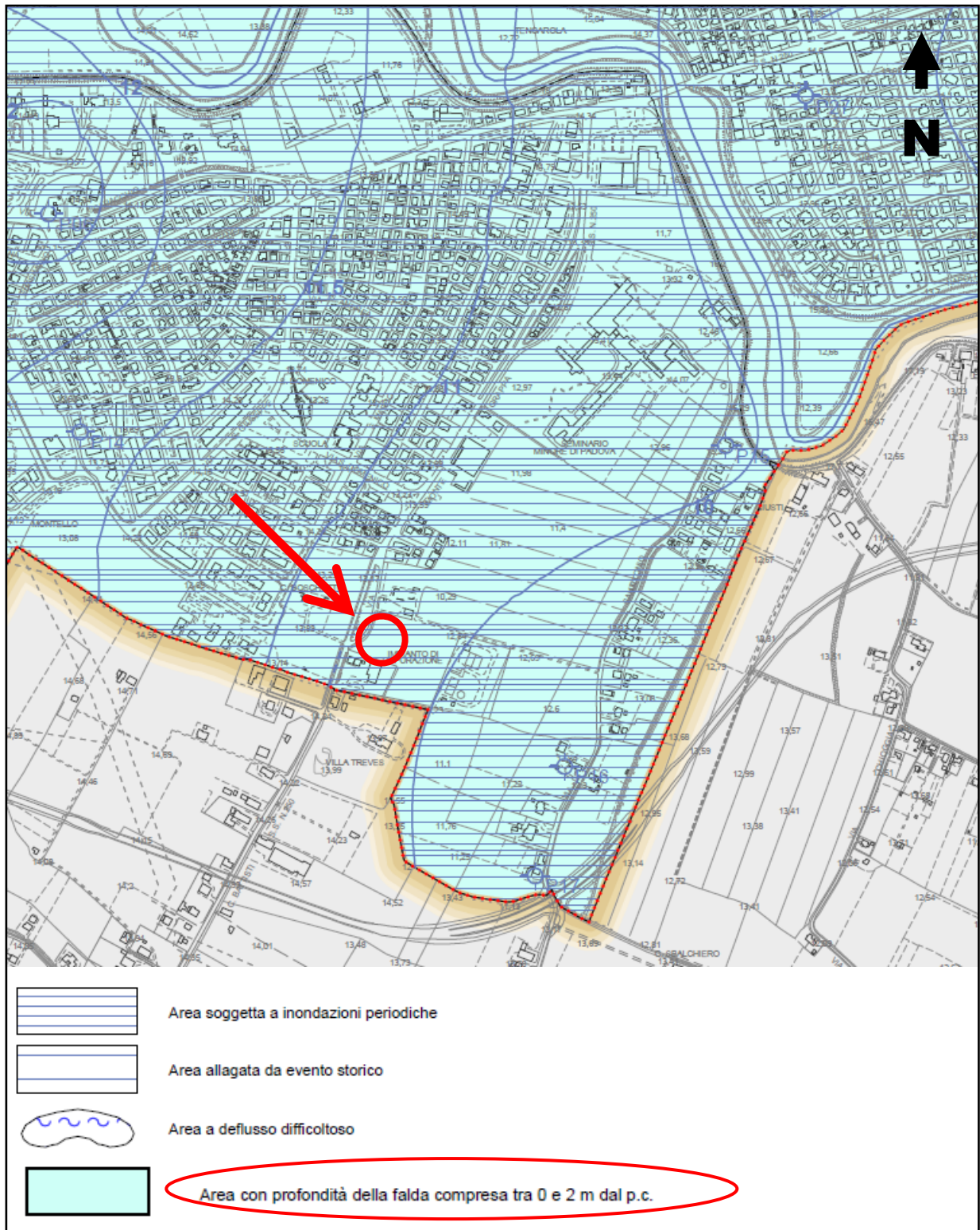
Gli acquiferi, contenuti entro gli orizzonti ghiaioso-sabbiosi, sono generalmente in pressione visto che le aree di ricarica dell'alta pianura sono ad una quota assoluta più alta rispetto a quella degli acquiferi considerati. In questo settore di pianura è quindi presente un sistema multifalde, che è costituito da un complesso eterogeneo di livelli acquiferi, rappresentati da una falda freatica superficiale e da livelli semiconfinati più o meno lentiformi. In particolare gli acquiferi si sviluppano alle profondità di 23-36 m; 52-55 m, 60-64 m, 75-77 m e 81-85 m.

Durante l'esecuzione dell'indagine in situ, è stata rilevata presenza di **terreni saturi**. Il livello piezometrico locale, è stato misurato il giorno stesso l'esecuzione delle varie prove penetrometriche (4 maggio 2023), ed il risultato della misurazione è riassunto nella tabella seguente:

<i>Prova</i>	<i>Data</i>	<i>Prof. falda (m) rispetto al p.c.</i>
DIN1	04/05/23	-1,70
DIN2	04/05/23	-1,60
DIN3	04/05/23	-1,30

Tali valori di profondità, risultano in linea e compatibili rispetto a quanto riportato nella “*Carta Idrogeologica*” (anno 2016) allegata al P.A.T. del Comune di Selvazzano Dentro di cui è presente un estratto a pagina seguente, ove si può notare come l’intervento in questione viene a collocarsi in una zona classificata come: “*area con profondità falda freatica compresa tra 0.00 e 2.00 metri dal p.c.*”, come tutto il territorio comunale.

Ricordiamo infine che il valore della profondità di falda può comunque variare stagionalmente ed in base alle precipitazioni atmosferiche, e che può sicuramente risalire od eventualmente abbassarsi dai valori sopra riportati. Le oscillazioni della falda in questi terreni, sono generalmente dell’ordine di circa (50 ÷ 100) cm. o poco più.

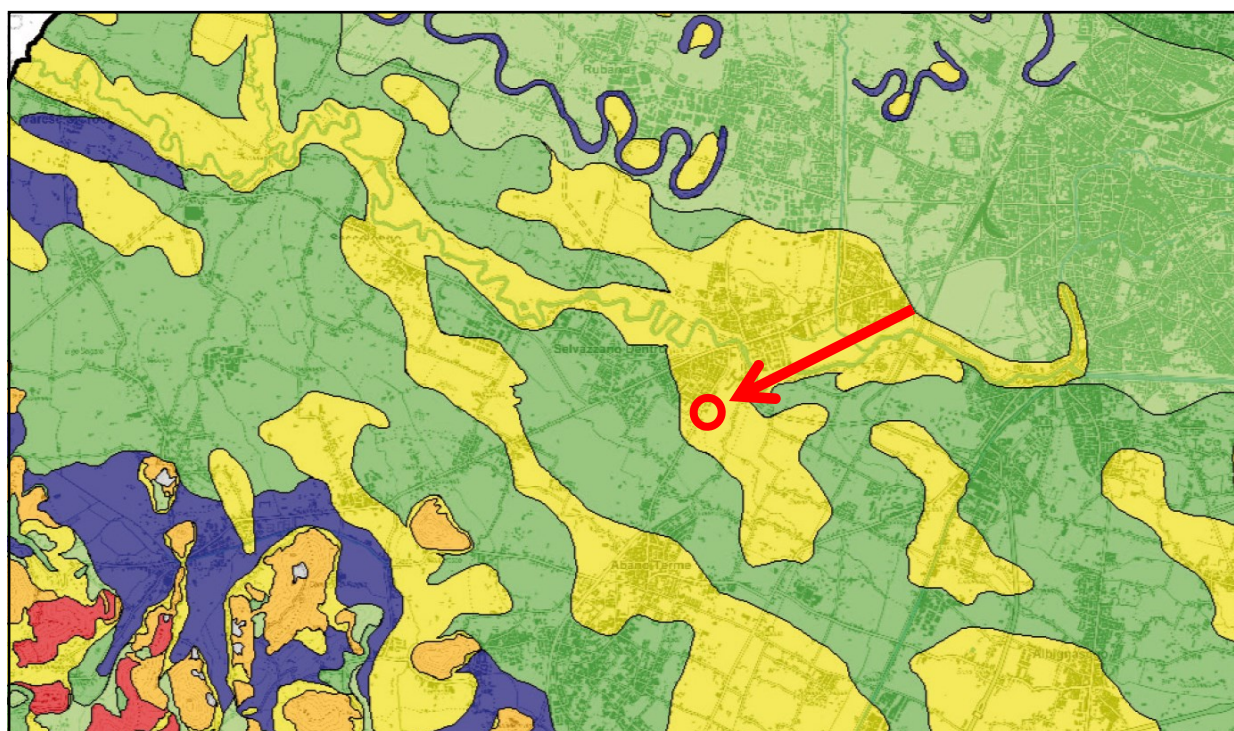


Estratto della Carta Idrogeologica allegata al PAT del Comune di Selvazzano Dentro

5.4 – Considerazioni sulla permeabilità dei suoli

Per quanto riguarda la determinazione della permeabilità dei terreni ove è previsto l'intervento di nuova edificazione di edifici del tipo civile-residenziale, si farà riferimento al recente lavoro di ricerca che ha portato alla realizzazione della "Carta della Permeabilità dei Suoli" della Provincia di Padova, (anno 2013), realizzato a cura dell'ARPAV Servizio Osservatorio Suoli e Bonifiche.

Tale lavoro ha comportato la realizzazione di un volume che, come riportato dalle note Arpav: "presenta la cartografia dei suoli della provincia di Padova risultato di un lungo lavoro di rilevamento e analisi condotto sul territorio padovano. Esso rappresenta un utile strumento nelle scelte di pianificazione e sviluppo del territorio e costituisce un ulteriore contributo alla realizzazione della cartografia dettagliata dei suoli di tutte le province del Veneto già realizzata per le province di Venezia e Treviso".



Classi di permeabilità

- bassa
- da bassa a moderatamente bassa
- moderatamente bassa
- da moderatamente bassa a moderatamente alta
- moderatamente alta
- da moderatamente alta ad alta
- alta

Classe	Molto bassa	Bassa	Mod. bassa	Mod. alta	Alta	Molto alta
Ksat (µm/s)	<0,01	0,01-0,1	0,1-1	1-10	10-100	>100

Estratto della Carta della Permeabilità dei Suoli (da Arpav)

Dall'estratto della Carta della Permeabilità dei Suoli sopra riportato, si evince come l'intervento in questione si colloca in un settore di classe di permeabilità definito come “*moderatamente alta*”.

La permeabilità (o conducibilità elettrica satura K_{sat}) è una proprietà del suolo che esprime la capacità di essere attraversato dall'acqua. Si riferisce alla velocità del flusso dell'acqua attraverso il suolo saturo, in direzione verticale.

In base alla velocità del flusso dell'acqua attraverso il suolo saturo, sono state distinte 6 classi di permeabilità, e come sopra menzionato per l'intervento in questione veniamo a ricadere nella classe definita moderatamente bassa caratterizzata da un coefficiente di permeabilità:

$$K_{sat} = (1 \div 10) \mu\text{m/s} = (10^{-6} \div 10^{-5}) \text{ m/s}$$

Quindi valore tipico di miscele di terreni superficiali in prevalenza limoso-sabbiosi e limoso-argillosi, tali da garantire un drenaggio in prevalenza mediocre da povero con tendenza a divenire talora buono. (sec. *Casagrande e Fadum, 1940 – vedi tabella di seguito*).

k (m/s)	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	10^{-11}
Drenaggio	buono				povero			praticamente impermeabile				
	Ghiaia pulita	Sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			Sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			terreni impermeabili, argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici				

Tabella valori di permeabilità secondo Casagrande e Fadum

La tabella seguente riporta invece una classificazione del terreno dal punto di vista idrogeologico sulla base del valore di permeabilità K .

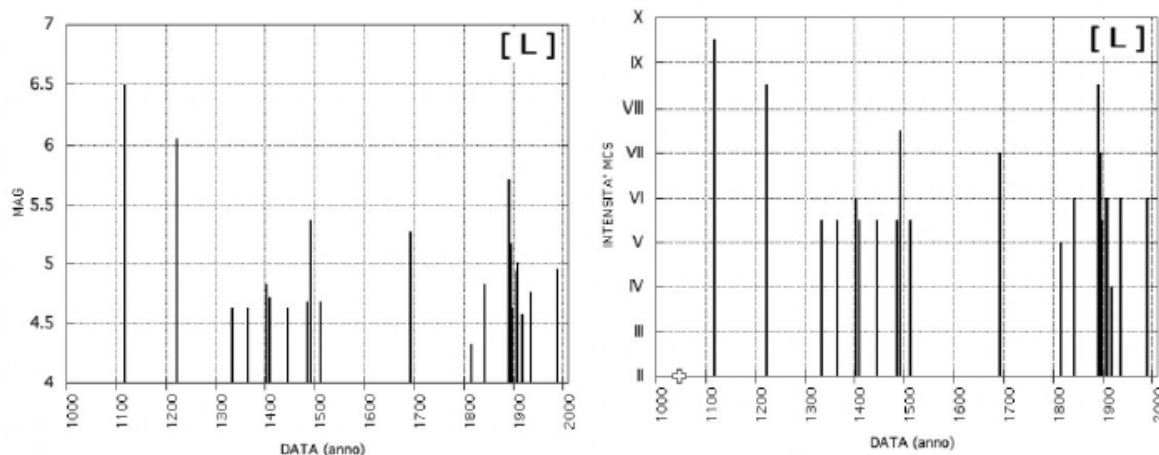
Grado di permeabilità	valore di k (m/s)
alto	superiore a 10^{-3}
medio	$10^{-3} \div 10^{-5}$
basso	$10^{-5} \div 10^{-7}$
molto basso	$10^{-7} \div 10^{-9}$
impermeabile	minore di 10^{-9}

6 – RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA DI BASE DEL SITO

6.1. Sismicità del sito

Questa regione, identificata dal distretto sismico Lessini-Schio (da *Distretti sismici del Veneto*, M. Sugan E L. Peruzza, 2011) si estende dai fronti di accavallamento più esterni del sistema delle Giudicarie Meridionali ad ovest, fino alla Flessura Pedemontana ad est, e comprende i Monti Lessini, la fascia della Linea Schio-Vicenza, e i rilievi dei Monti Berici e dei Colli Euganei. La transizione dal dominio pede-alpino a quello pedeappenninico avviene nella pianura padana. L'area è interessata da faglie prevalentemente trascorrenti, disposte NO-SE. La fascia Schio Vicenza separa strutture plicative ad est (terminazione occidentale del sistema della Valsugana VV, flessura pedemontana), dai Lessini posti ad ovest. Essi rappresentano un settore meno deformato, ponte, per alcuni autori, all'avampaese indeformato che si estende a NE di Venezia.

Il distretto dei Lessini è una zona potenzialmente interessata da due forti eventi medioevali, e alcuni eventi che hanno superato la soglia del danno ($I_0=VI$ MCS), ben documentati nel Rinascimento e dalla fine dell'Ottocento. In quest'area ricadono graficamente gli epicentri derivati da informazioni macrosismiche, dei disastrosi eventi di Verona del 3 gennaio 1117 ($MW=6,49$, $I_0=IX-X$ MCS) e del Basso Bresciano del 25 dicembre 1222 ($MW=6,05$, $I_0=VIII-IX$ MCS).



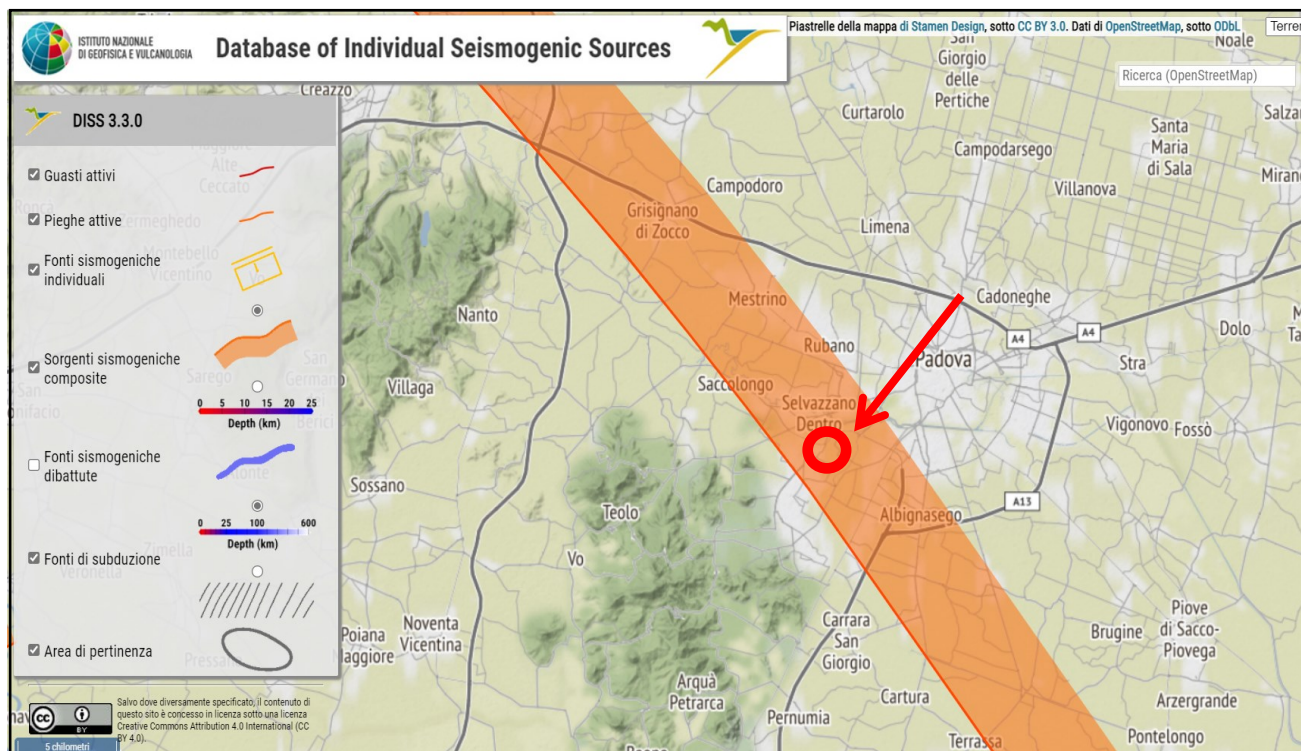
Sismicità storica nel tempo del distretto Lessini-Schio (L); fonte dati CPTI04 criticamente rivisto (Molin et al., 2008) e integrato.

In quest'area, il database DISS vers. 3.1.1 individua alcune sorgenti sismogeniche composite (ITCS073, ITCS002, ITCS007, Thiene-Cornuda), mentre il massimo potenziale sismogenico dell'area è attribuito alla sorgente Adige Plain (ITCS076, magnitudo massima ipotizzata pari a 6,7) individuata quale potenziale elemento strutturale sepolto (Burrato et al., 2003), cui si riconduce la sorgente del terremoto veronese del 1117.

Per quanto riguarda in particolare l'area in cui andrà ad eseguirsi l'intervento di progetto, veniamo in questo caso a ricadere all'interno di una Zona Sismogenetica (M 5.5) (secondo DISS - INGV).

Come si può anche vedere nella figura di pagina seguente, il lineamento tettonico che interessa l'area è noto come "*linea Schio-Vicenza*"; si tratta di un sistema di faglie che hanno ribassato la parte orientale da quella occidentale della pianura padano-veneta.

Da considerare quindi, relativamente all'aspetto sismico, che la zona è interessata dalla presenza di un lineamento tettonico capace di generare eventi sismici con Magnitudo massima pari a 5.5.



Mapa ricavata da dati del DISS (Database of Individual Seismogenic Sources) nella quale si vede che l'area di interesse ricade in zona sismogenetica.

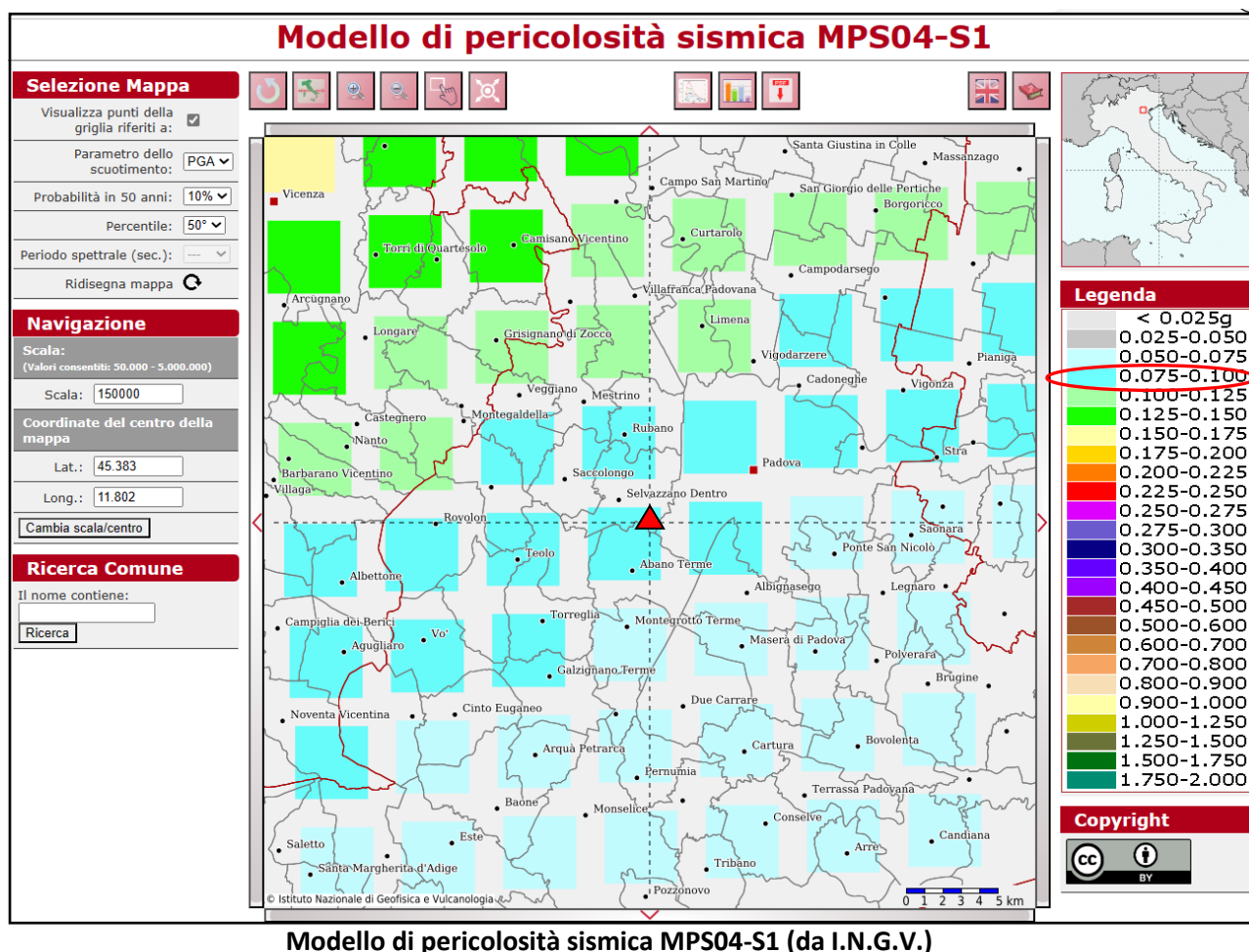
6.2. Pericolosità sismica di base

Sulla base dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri nr.3274/2003 – “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*” - inserisce il Comune di Selvazzano Dentro nella classe 4 con grado di accelerazione orizzontale al suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni $< 0.05g$ e con accelerazione orizzontale di ancoraggio allo spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) pari a $0.05g$.

Con riferimento invece al testo dell'Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006 “*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*”, il sito in studio risulta caratterizzato da un valore di A_g , con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi di Cat. A, compreso **tra $0,075g$ e $0,100g$** .

La Regione Veneto, con D.G.R. 71 del 22/01/08, pur confermando per gli aspetti amministrativi la classificazione dei Comuni del Veneto di cui l'allegato I della D.C.R. 67/03, recepisce quanto stabilito dalla O.P.C.M. 3519/06 riguardo le calcolazioni, riferite alle Norme Tecniche previgenti all'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 e delle successive NTC 2018.

Secondo la nuova zonizzazione sismica del territorio Veneto (Del. G.R. n. 244 del 09/03/2021, Aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche del Veneto), il Comune **Selvazzano Dentro** è stato inserito in **Zona 3**. Come precedentemente affermato, sono stati assegnati alla zona 3 i comuni con un valore di accelerazione a_g/g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni compreso tra 0.05 e 0.15 g e con accelerazione massima convenzionale di ancoraggio dello spettro elastico pari a $0.15g$.



In accordo con quanto previsto dalla normativa vigente, nella valutazione dell'azione sismica si dovrà tenere conto di possibili fenomeni di amplificazione dovuti a particolari condizioni litologiche e topografiche (D.M. 17.01.2018 – cap. 3.2.).

In relazione a questo, nelle aree di pianura l'elemento di maggiore criticità è rappresentato dal possibile manifestarsi di fenomeni di liquefazione nei terreni granulari con falda superficiale.

6.3. Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

La pericolosità sismica di base costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La determinazione è stata eseguita secondo l'approccio semplificato previsto dal § 3.2.2 delle NTC, con i seguenti risultati:

Classificazione della categoria di sottosuolo secondo quanto previsto nella tabella 3.2.II delle NTC agg. 17.01.2018: il sottosuolo, a partire dal livello del piano di posa delle fondazioni, può essere assimilato a categoria 'C':

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s”.

Classificazione delle condizioni topografiche secondo quanto previsto nella tabella 3.2.III delle NTC agg. 17.01.2018: la superficie topografica può essere classificata come appartenente alla

categoria T1 (superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$), in quanto il sito presenta superficie piana.

A tale proposito non sussistono nel sito in esame effetti di amplificazione del moto sismico dovuti alla topografia, in particolare per irregolarità morfologiche quali rilievi allungati, scarpate di altezza maggiore a 30 m, pendii con inclinazione maggiore di 15° .

Si ricorda infine che la categoria "C" del sottosuolo qui presente, è stata definita anche nel dettaglio in seguito ai risultati dell'indagine sismica (H.V.S.R.) eseguita a cura dello scrivente nel lotto di progetto, ed i cui risultati sono riportati in allegato alla presente relazione da pag. 46 in poi.

6.4. Determinazione dello spettro di risposta

Le norme stabiliscono che il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo (nel nostro caso il sito di progetto) è costituito dallo spettro di risposta elastico. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato), riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

La forma dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali dipende da alcuni parametri (S , T_B , T_C e T_D), che variano in funzione del tipo di sottosuolo, ove S rappresenta un fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (categoria del suolo di fondazione - S_s) e della topografia S_T , ove $S = S_s \times S_T$, e T_B , T_C e T_D sono i periodi (s) che separano i diversi rami dello spettro.

A questo punto volendo usare il programma di calcolo che fornisce gli **spettri di risposta** rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il sito in esame è necessario fornire i seguenti parametri di input:

1. Coordinate geografiche sito: Longitudine λ_{ED50} : $11,801725^\circ$ Latitudine ϕ_{ED50} : $45,383043^\circ$
2. Vita nominale della struttura: $V_N \geq 50$ anni
3. Classe d'uso: classe II
4. Coefficiente d'uso: $C_u = 1$
5. Periodo di riferimento: $V_R = 50$ anni
6. Categoria sottosuolo: C
7. Categoria topografica: T1
8. Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente: **5%**

Il risultato, in termini dei parametri utilizzati per la definizione delle forme spettrali, è sintetizzato nella tabella seguente:

	SL	P_{VR}	T_R	a_g	F_o	T_C^*	S	T_b	T_c	T_D	F_v
sle	Operatività	81%	30	0,307	2,51	0,21	1,50	0,12	0,37	1,72	0,59
sle	Danno	63%	50	0,371	2,55	0,25	1,50	0,14	0,42	1,75	0,66
slu	Salv. Vita	10%	475	0,828	2,66	0,33	1,50	0,17	0,50	1,93	1,04
slu	Collasso	5%	975	1,068	2,62	0,34	1,50	0,17	0,51	2,03	1,16

In particolare:

- Vita di riferimento, $V_R = 50$ anni
- Tempo di ritorno SLV, $Tr = 475$ anni
- Tempo di ritorno SLD, $Tr = 50$ anni
- Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock, $ag/g = 0.084$
- Accelerazione orizzontale massima attesa nel sito, $A_{max} = ag/g \cdot S = 0.084 \cdot 1.50 = 0.126$

Data l'accelerazione orizzontale massima attesa, si riportano in allegato gli spettri di progetto in termini di pseudo-accelerazione in funzione del periodo di vibrazione, conformi al D.M. 14/01/2008 per suolo C, e per un valore del fattore di struttura q allo SLV (per es. $q=3$), funzione della capacità dissipativa anelastica del fabbricato.

In termini di spettro di progetto, l'accelerazione orizzontale cui sarà sottoposto il fabbricato varierà sia in funzione della struttura e dei materiali costituenti che dell'altezza dal piano di posa fondazioni.

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico).

Dallo spettro di risposta e dai parametri da esso ricavati, si ottiene il **coefficiente sismico** K_{hk} :

Inerzia del terreno $K_{hk} = \beta_s \times S \times ag/g = 0.20 \times 1.5 \times 0.084 =$	0,025
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima β_s (Tab. 7.11.I del NTU)	0,20

6.5 Comportamento del terreno granulare sotto l'azione dei carichi ciclici (sisma)

La liquefazione è un particolare stato di comportamento dei terreni non coesivi saturi, che si verifica durante l'azione di un terremoto.

La causa principale di tale fenomeno è dovuta alla nascita di sovrappressioni interstiziali, indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche, che provocano un comportamento simile a quello di un fluido.

Questi terreni, che si trovano in condizioni non drenate, subiscono, a seguito dell'azione delle onde sismiche di tipo S (trasversali), una perdita di resistenza al taglio, per la quale non sono più garantite le condizioni di stabilità, fino al raggiungimento di una nuova configurazione d'equilibrio compatibile con la nuova, diminuita, resistenza.

Durante la liquefazione le tensioni tangenziali mobilizzanti, indotte dal terremoto, incrementano le pressioni neutre in modo tale da rendere nulle le tensioni efficaci e quindi annullando la resistenza al taglio.

Il meccanismo di azione della liquefazione è così rapido che induce una riduzione di pressione efficace ad indice dei vuoti costante e dipende dallo stato di addensamento del terreno; per i terreni sciolti la riduzione di volume produce un incremento delle pressioni idrauliche mentre per i terreni densi il comportamento è inverso. Ne consegue che i terreni granulari sciolti sono suscettibili del fenomeno della liquefazione.

L'obiettivo del presente paragrafo è quello di capire lo stato di addensamento dei terreni granulari presenti e, conseguentemente, valutare la loro suscettibilità alla liquefazione.

Per verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione, vanno impiegate le procedure che nell'Ingegneria geotecnica sismica vengono denominate come 'metodi semplificati' (Robertson e Wride, 1997).

Tali metodi sono basati su prove geotecniche di tipo corrente (prove penetrometriche) e sulla valutazione, ad ogni quota z del deposito, del fattore di sicurezza:

$$FSL = CRR/CSR \times MSF \quad \text{dove:}$$

CRR = resistenza normalizzata (rispetto alla tensione efficace verticale iniziale σ'_{v0}) che può essere valutata attraverso abachi, in funzione di parametri desunti da prove in sito.

CSR = tensione indotta dal terremoto, in funzione del picco di accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento e un coefficiente riduttivo dell'azione sismica.

MFR = fattore di scala che può essere valutato in funzione della magnitudo dei terremoti attesi.

Tra i metodi semplificati, quelli basati su prove CPT o SPT sono particolarmente raccomandati.

Con il presente metodo viene definito e calcolato anche l'Indice del potenziale di liquefazione LPI (Iwasaki, 1978; NCEER 1998), per tenere conto del fatto che in superficie si risente dell'effetto cumulativo della liquefacibilità degli strati sottostanti.

Utilizzando i profili ottenuti dalle prove penetrometriche è stata stimata, per ciascuna verticale indagata, la pericolosità di liquefazione sismica secondo il metodo semplificato di Robertson e Wride (1998), modificato secondo le indicazioni suggerite dal NCEER (1998) e da Boulanger & Idriss (2014). Nell'analisi sono stati adottati i dati sulla posizione della falda, un valore comune del fattore di amplificazione stratigrafico pari a 1.5, un valore di accelerazione su terreno rigido di riferimento di 0.084g, e pertanto una PGA pari a 0.126g, e una magnitudo attesa pari a quella corrispondente alla zona sismogenetica di appartenenza del sito o stimata con il metodo della disaggregazione ($M_w = 5.50$). Inoltre si è assunto un fattore di scala della magnitudo, MSF , pari a 1.8 (stimato sulla base di quanto suggerito nell'EC8 e delle indicazioni suggerite da Youd et al., 2001). I risultati sono sintetizzati, per ciascuno dei profili esaminati, in termini di profili di FSL e dell'indice del potenziale di liquefazione (LPI) con la profondità e riportato nella figura seguente.

Come mostra la figura di seguito, nel caso in esame pur essendo presenti sabbie limose di medio addensamento sotto falda, il fattore di sicurezza FSL rimane sempre maggiore dell'unità e l'indice del potenziale di liquefazione LPI rimane sempre pari a zero con la profondità; pertanto si può ritenere che per i terreni indagati il rischio dovuto alla liquefazione può considerarsi molto basso o trascurabile.

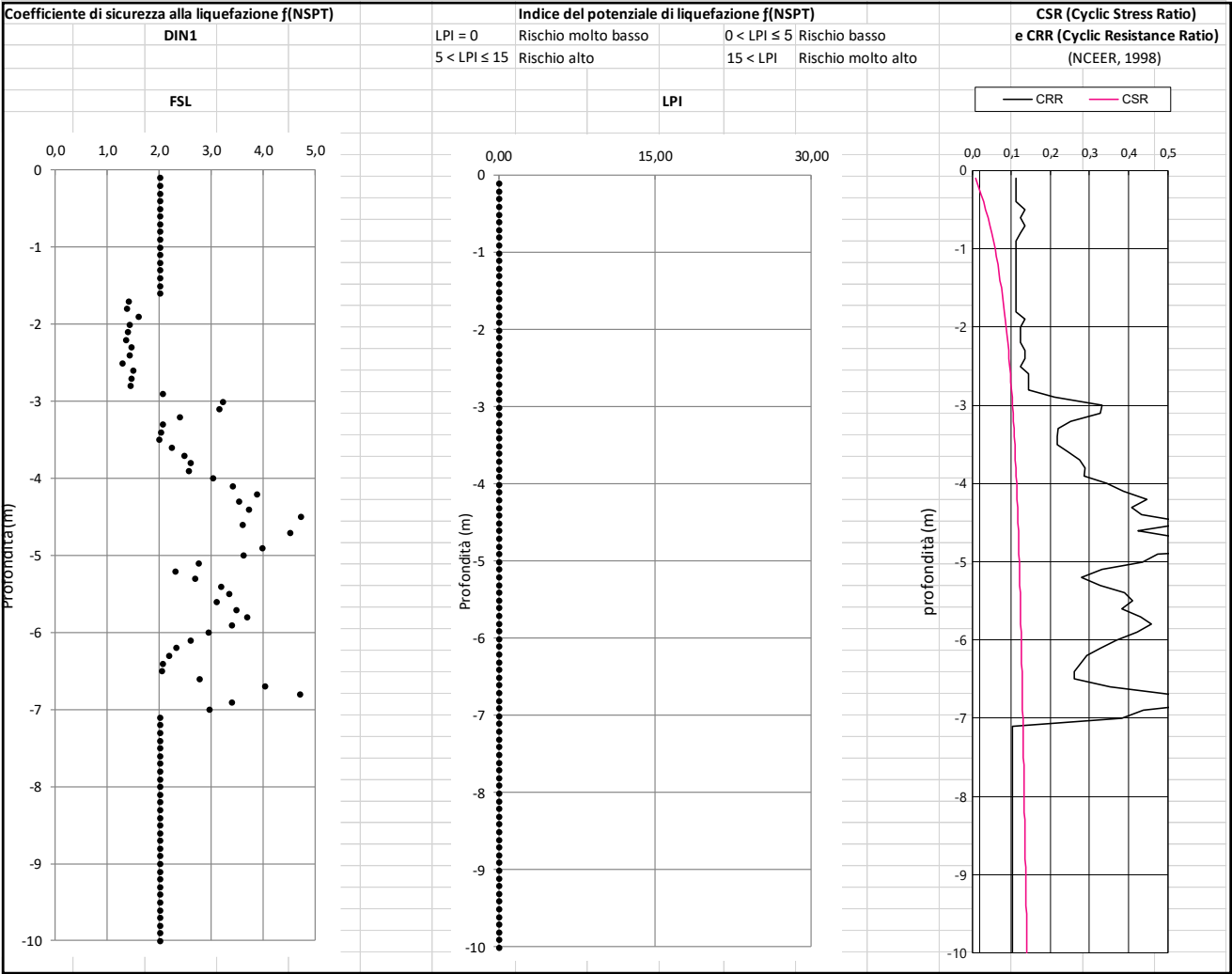


Fig. 1 - Verifica rischio di liquefazione su prova DIN1 (Robertson e Wride, 1997; NCEER 1998)

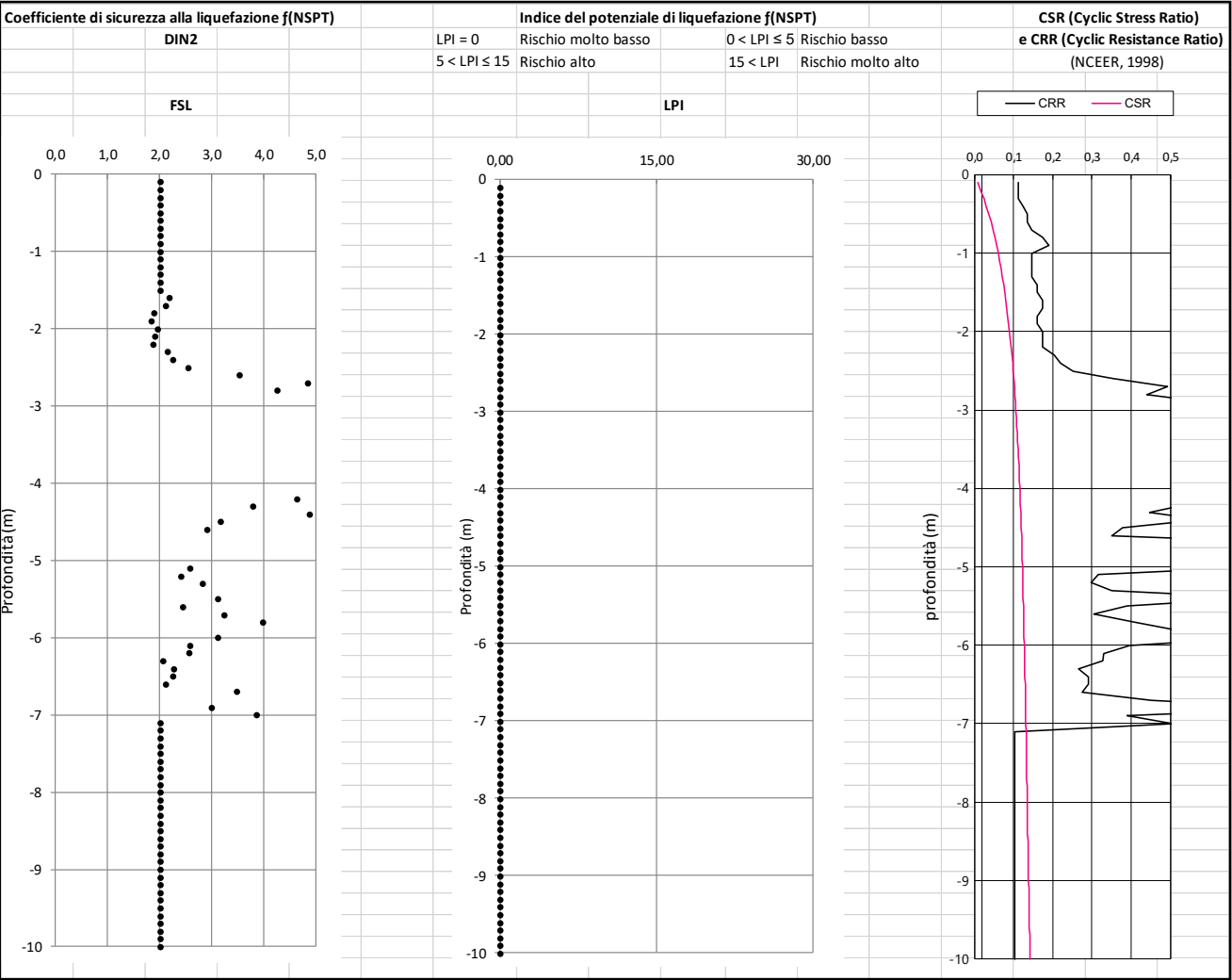


Fig. 2 - Verifica rischio di liquefazione su prova DIN2 (Robertson e Wride, 1997; NCEER 1998)

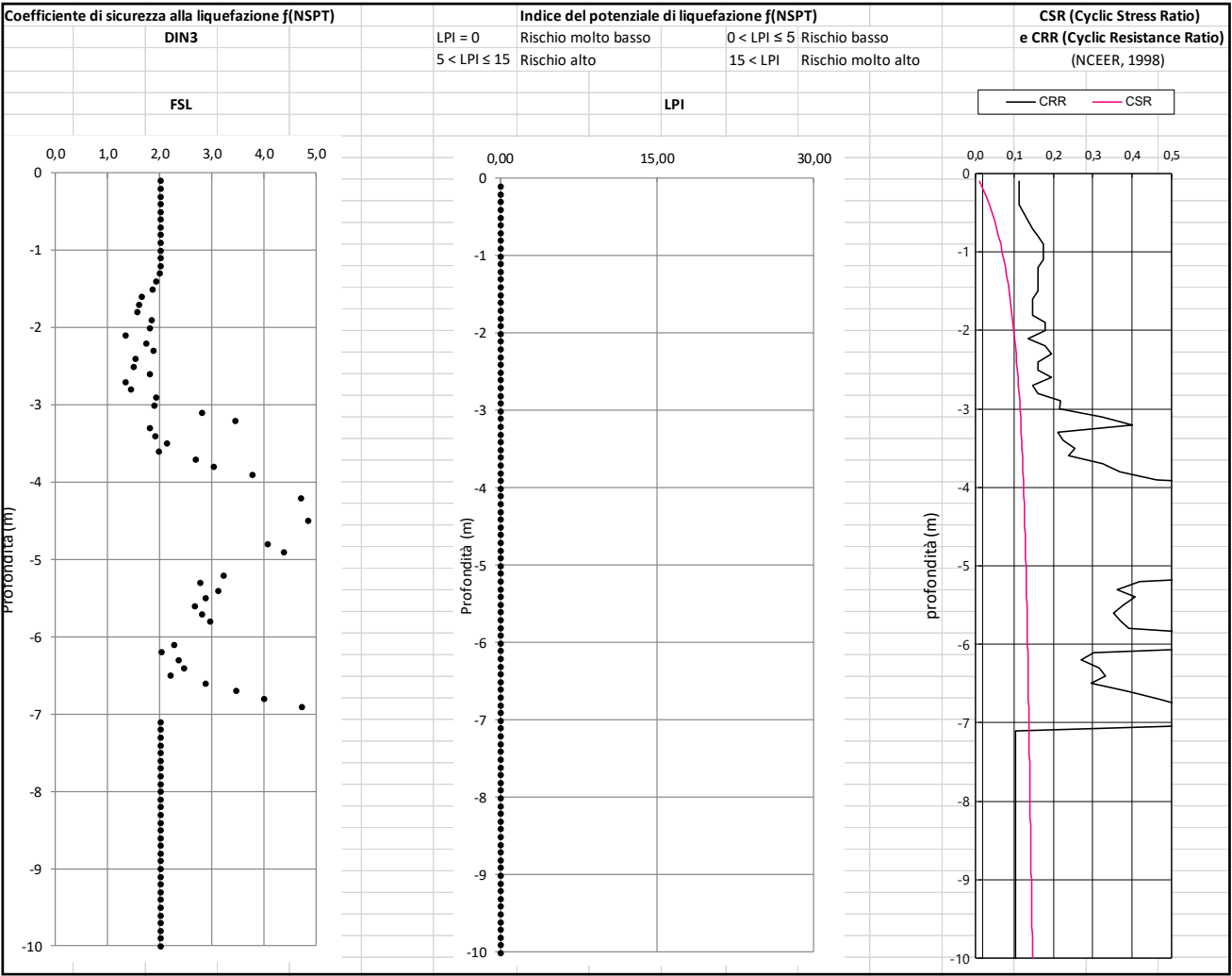


Fig. 3 - Verifica rischio di liquefazione su prova DIN3 (Robertson e Wride, 1997; NCEER 1998)

7 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 – Premessa

Sulla scorta del modello geologico realizzato, dovrà essere identificato un modello geotecnico che sintetizzi in maniera organica le caratteristiche fisico - meccaniche del sito in esame, in funzione delle verifiche da eseguire e delle interazioni opera - terreno. La finalità è quella di definire un modello geotecnico rappresentativo delle caratteristiche fisico - meccaniche dei terreni derivanti dalla ricostruzione dell'assetto litostratigrafico (Modello Geologico Locale) per la formulazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni e delle pressioni neutre.

Il Modello Geotecnico definisce uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso per unità litotecniche omogenee che devono essere caratterizzate opportunamente in relazione allo specifico problema; il volume significativo, variabile a seconda del problema geotecnico da affrontare, deriva da quanto ricostruito nella relazione geologica, come precedentemente esposto. La scelta dei parametri geotecnici dovrà essere eseguita sulla scorta delle indicazioni delle NTC 2018: il valore caratteristico di un parametro geotecnico deve derivare da una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro stesso, per ogni stato limite considerato. Di seguito vengono effettuate le Verifiche della sicurezza e delle prestazioni delle opere di fondazione (NTC §6).

7.2 – Caratterizzazione e modellazione geotecnica del sito

In questo paragrafo, si vuole definire il **Modello Geotecnico del Sottosuolo** relativo ai terreni che costituiscono il Volume Significativo interessato dalle fondazioni.

La descrizione della stratigrafia individuata, con l'indicazione delle proprietà geotecniche dei terreni, è stata effettuata considerando i risultati delle prove penetrometriche qui realizzate (*DIN1, DIN2 e DIN3 come da planimetria allegata*), ed altre informazioni disponibili che si sono reperite per la zona in questione.

Oltre all'analisi delle prove penetrometriche eseguite per il presente progetto, lo scrivente ha infatti tenuto conto anche dei risultati di altre indagini eseguite ed informazioni reperite per dei lotti vicini al lotto in questione, e delle informazioni derivanti dallo studio geologico del P.A.T. del Comune di Selvazzano Dentro. In base alla profondità media rispetto al p.c. o dal punto di inizio dell'indagine, è stato possibile individuare la seguente successione di strati, indicando a ciascuno di essi i principali parametri geotecnici medi:

Successione stratigrafica locale - Rif. indagini DIN1, DIN2 e DIN3:

STRATO N° 1

Profondità : da p.c. a – 0.50 m.

Classifica : *Terreno vegetale superficiale di natura prevalentemente coesiva*

: Numero colpi: $N_{10} = 1 \div 3$ colpi $N_{SPT} = 2$ colpi

: Resistenza alla punta: $R_{pd} = 4 \div 12$ Kg/cm²

: Peso di volume: $\gamma = 18$ kN/m³

STRATO N° 2

Profondità	: da - 0.50 m. a - (2.30 ÷ 2.80) m.		
Classifica	: <i>Argille limose e limi argillosi in prevalenza, che si presentano molli e di bassa consistenza nel settore indagine DIN1, mentre si presentano di media consistenza e misti a livelli di limi sabbiosi nel settore delle indagini DIN2 e DIN3.</i>		
Consistenza	: Numero colpi:	$N_{10} = 1 \div 8$ colpi	$N_{SPT} = 3$ colpi
	: Resistenza alla punta:	$R_{pd} = 4 \div 28$ Kg/cm ²	
	: Coesione:	$C_u = 25 \div 65$ kPa	
	: Peso di volume:	$\gamma = 18$ kN/m ³	

STRATO N° 3

Profondità	: da - (2.30 ÷ 2.80) m. a - 7.00 m. (max profondità investigata)		
Classifica	: <i>Sabbie limose e limi sabbiosi di medio e talora alto addensamento in prevalenza</i>		
Addensamento	: Numero colpi:	$N_{10} = 9 \div 48$ colpi	$N_{SPT} = 18$ colpi
	: Resistenza alla punta:	$R_{pd} = 31 \div 156$ Kg/cm ²	
	: Angolo d'attrito:	$\phi = 31^\circ \div 33^\circ$	
	: Densità relativa	$D_r = 40\% \div 50\%$	
	: Peso di volume:	$\gamma = 19$ kN/m ³	

VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Secondo l'Eurocodice 7 e le NTC2008, i valori caratteristici X_k consistono in una stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite. Il § C6.2.2.4 della Circolare 617/2009 illustra chiaramente come tali valori debbano essere scelti. In particolare: *“Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni; basti pensare, ad esempio, all'effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata.”*

Nell'ipotesi che la struttura di fondazione prevista sia una platea, quest'ultima è tale da coinvolgere elevati volumi di terreno con possibile compensazione delle eterogeneità stratigrafiche; mentre nel caso che le strutture di fondazione siano nastriformi (continue), queste ultime sono tali da coinvolgere modesti volumi di terreno, in quanto generalmente si ipotizza piccolo volume per la rottura alla base dei pali.

Pertanto nel primo caso i valori caratteristici saranno ubicati in prossimità dei valori medi, mentre nel secondo caso tali valori saranno prossimi ai valori minimi.

8 – CONSIDERAZIONI SULLA EDIFICABILITA'

Il presente studio ha riguardato la compatibilità geologica del sito per la realizzazione delle future costruzioni all'interno dei lotti residenziali di progetto, attraverso la ricostruzione dei caratteri litostratigrafici, idrogeologici, geomorfologici e geostutturali dell'area.

La superficie fondiaria complessiva prevista dal presente Piano di Lottizzazione C2/43 di via Montegrappa risulta come superficie fondiaria di 5.682 m², composta da quattro lotti residenziali, opere di urbanizzazione che comprendono strade private interne e marciapiedi, parcheggi e aree di manovra, ed aree verdi di pertinenza.

Il progetto prevede, per quanto trattato e previsto alla data della presente relazione, la realizzazione di quattro edifici del tipo civile-residenziale bifamiliare con estensione in pianta di 250 m² ognuno, tutti dotati di due piani fuori terra e senza piani interrati.

Al momento della stesura della presente relazione, non risultano noti i carichi trasmessi dalle strutture previste al terreno. In base alle indagini eseguite si può d'altra parte affermare e si è verificato che i terreni dell'area in oggetto provengono da ambienti deposizionali in prevalenza di tipo alluvionale, in cui si sedimentavano terreni fini argillosi e limosi, alternati a depositi di sabbie più o meno addensate, che comunque nell'area del Piano di Lottizzazione tendono a prevalere dopo i 3.00 metri circa di profondità (con i risultati delle indagini che si hanno a disposizione).

Si tratta quindi di terreni granulari in prevalenza ma che più superficialmente nei primi metri si presentano coesivi di media ed anche bassa consistenza e quindi compressibili, che possono dare luogo a cedimenti per consolidazione, per cui risulta necessario trasmettere sul terreno di fondazione una pressione ridotta e distribuita il più omogeneamente possibile, per evitare l'insorgere di cedimenti differenziali, e quindi deformazioni permanenti non compatibili con i requisiti di funzionalità degli edifici.

Le tipologie fondazionali da adottare (che si presume saranno tutte del tipo a platea), andranno di volta in volta considerate in base alla specificità del sito ed alle risultanze sperimentali acquisite.

Va infatti osservato il fatto che le indagini qui realizzate in data 04/05/2023 non hanno caratterizzato nel dettaglio l'intera area di futura costruzione, trattandosi di un'indagine conoscitiva generale.

In presenza di terreni che presentano discrete caratteristiche geotecniche, in generale si potranno impiegare fondazioni dirette del tipo continuo o a platea. Ove il sottosuolo presentasse, invece, proprietà meccaniche scadenti per l'esistenza di strati superficiali argillosi altamente compressibili, si potrà eventualmente ricorrere a fondazioni profonde mediante una palificazione, per trasferire i carichi in profondità.

La falda idrica come valori misurati con freatimetro nei fori delle 3 indagini eseguite, si attesta al momento delle indagini ad una profondità di circa – (1.30 ÷ 1.70) m dal piano campagna, per cui durante l'edificazione delle strutture fuori terra senza piani interrati, non vi saranno importanti perturbazioni dell'assetto idrogeologico dell'area.

Sulla base del progetto definitivo di ciascun edificio e note le tensioni trasmesse al terreno, in relazione alla tipologia fondazionale, dovranno essere verificati la capacità portante e le interazioni struttura - terreno, anche alla luce delle nuove *"Norme Tecniche per le Costruzioni"*.

Nel nostro caso non essendoci piani interrati si può prevedere che gli scavi saranno di profondità modesta, tali da non fare utilizzo di opere provvisorie di sostegno per garantire la stabilità dei fronti di scavo stessi.

Una prima valutazione della capacità portante o resistenza del terreno di fondazione, può essere eseguita ipotizzando una fondazione a platea impostata alla quota di -0.50 m dal piano campagna attuale, con terreni di intradosso del tipo coesivo (argille, limi, limi argillosi dello strato n.1), ed adottando i seguenti parametri:

dimensioni fondazione:

- | | |
|--------------------------------|------------------|
| - tipologia: | platea |
| - dimensioni: | 24×10 m |
| - profondità piano fondazione: | -0.50 m da p.c. |
| - incastro fondazione: | D = 0.5 m |

parametri terreno (strato n.1):

- | | |
|-------------------------|---|
| - angolo di attrito: | $\phi = 0^\circ$ |
| - Coesione non drenata: | $c_u = 50$ kPa (nel settore indagini DIN2 e DIN3) |
| - Coesione non drenata: | $c_u = 25$ kPa (nel settore indagine DIN1) |
| - Peso di volume: | $\gamma = 18$ kN/mc |

Introducendo i parametri geotecnici e dimensionali in una delle formule per il calcolo della capacità portante di fondazione (*Hansen, 1970*) per fondazioni dirette in terreni coesivi, il valore di progetto della resistenza del terreno di fondazione R_d è stimato pari a circa 125 kPa nel settore indagini DIN2 e DIN3, ed andrà ad assumere un valore di circa 65 KPa nel settore dell'indagine DIN1 applicando un coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_R = 2.3$ (approccio 2 delle nuove NTC 2018), ma tali valori che peraltro presentano una discreta differenza a causa della diversa consistenza del terreno coesivo per i primi metri di profondità, rimangono indicativi e dovranno essere riconfermati con l'esecuzione di ulteriori indagini specifiche, per ogni edificio all'interno dello proprio lotto di competenza.

La falda idrica come precedentemente ricordato, si attesta in occasione delle indagini eseguite (maggio 2023) ad una profondità di circa $-(1.30 \div 1.70)$ m dal piano campagna, ed è soggetta a stagionali fluttuazioni con variazioni dell'ordine di alcuni decimetri.

9 – CONCLUSIONI

Il progetto in questione prevede ove sono state eseguite le indagini per la realizzazione di edifici del tipo civile-residenziale nel P.d.L. C2/43, quattro costruzioni di tipologia bifamiliare a due piani fuori terra e sparse all'interno dell'area oggetto del presente studio.

Sulla scorta dei rilievi e degli studi geomorfologici ed idrogeologici, e delle indagini geotecniche e sismiche effettuate nell'area di intervento, si possono trarre le seguenti conclusioni:

Dal punto di vista geomorfologico, il sito è ubicato in un settore centrale della provincia di Padova, in una zona pianeggiante con quote di circa (13.00 ÷ 12.00) metri s.l.m. e con pendenze molto lievi. Il sito in oggetto è ubicato in corrispondenza della medio bassa pianura padovana la cui morfologia si presenta spesso estremamente variabile, caratterizzata da lineamenti a tratti meandriiformi, testimonianza della presenza di dossi e depressioni collegati ad antichi percorsi fluviali (paleoalvei). Le opere in progetto non alterano in modo significativo la morfologia del territorio, ed in particolare non modificano le quote del terreno. Non si sono rilevate all'interno dell'area di progetto la presenza di zone di instabilità, di erosione superficiale o di precarietà geomorfologica. Allo stato attuale non vi sono processi morfogenici o dissesti in atto e/o potenziali.

Dal punto di vista geologico, il sottosuolo risulta costituito in prevalenza per i primi (2.30 ÷ 2.80) metri di profondità dal p.c. da argille limose e limi argillosi che si presentano di bassa consistenza nel settore dell'indagine DIN1, mentre si presentano di media consistenza con livelli di limi sabbiosi nel settore delle indagini DIN2 e DIN3. A questi primi strati coesivi fanno seguito terreni granulari formati da sabbie limose e limi sabbiosi di medio e talora alto addensamento, fino alla massima profondità qui investigata di 7.00 metri dal p.c. Il progetto di lottizzazione e la costruzione di edifici della tipologia prevista, non modificano la geologia del luogo né interferiscono con essa. Nella presente relazione è stata fatta una caratterizzazione geotecnica generale dell'area di lottizzazione, ma si ricorda che gli aspetti geotecnici specifici dovranno essere valutati nella progettazione di ogni singolo edificio o struttura nel proprio lotto di appartenenza ai sensi delle normative vigenti, con l'esecuzione di indagini commisurate a ciascun progetto che avrà allegata la sua specificata Relazione Geologica e Geotecnica.

Dal punto di vista idrogeologico, si evidenzia che è stata rilevata una falda freatica ad profondità stabilizzata di circa (1.30 ÷ 1.70) metri da p.c. e pertanto, considerate le oscillazioni stagionali legate al regime delle piogge, si suppone che essa non andrà ad interferire con l'esecuzione delle opere in progetto; nel caso si renderebbe necessario l'utilizzo di un impianto di emungimento del tipo a "Well Point" o con pompa sommersa. Si raccomanda comunque di prevedere un'adeguata impermeabilizzazione delle strutture di fondazione anche se superficiali, ed un sistema di smaltimento delle acque efficace e adeguatamente dimensionato. Altresì devono essere evitati, nel modo più assoluto, sversamenti o contatti di acqua di raccolta delle opere sotterranee con la falda, al fine di scongiurare possibili fenomeni di inquinamento.

Dal punto di vista delle acque superficiali, il progetto comporterà un aumento di portata nella rete di scolo rispetto alla situazione attuale, ciò in particolar modo per la superficie edificabile mentre per le aree a strade e parcheggi si raccomanda di adottare pavimentazioni drenanti. Comunque si suggerisce di limitare al minimo le superfici impermeabili prevedendo pavimentazioni esterne permeabili, inoltre di evitare la chiusura, tombinatura o riduzione di sezione diicoli o fossi esistenti, e per quanto riguarda le strade di urbanizzazione, per queste ultime dovranno essere previste adeguate scoline laterali. In generale si consiglia di sovradimensionare tutte le opere di smaltimento delle acque in ragione della crescente intensità dei fenomeni meteorici e, allo stesso tempo, ottenere una diminuzione dei tempi di corrvazione. Per la verifica di compatibilità di queste portate con la rete di scolo locale, si rimanda di conseguenza alla specifica relazione idraulica che non è oggetto della presente trattazione.

Dal punto di vista della fragilità del territorio, non vi sono elementi che precludono la realizzazione delle opere del P.d.L. C2/43, a condizione di rispettare quanto contenuto nell'art. 12 commi 4 e 5 delle Norme Tecniche allegate al P.A.T. del Comune di Selvazzano Dentro poiché veniamo a ricadere in "terreni idonei a condizione di tipo d): in aree a deflusso difficoltoso o

esondabili, derivanti anche da allagamenti storici”: “Nel caso di edificazione di nuovi edifici o di interventi su edifici esistenti che modifichino quantitativamente e qualitativamente la distribuzione dei carichi sul terreno, dovranno essere svolte indagini geologiche, geotecniche e idrogeologiche che permettano di determinare la situazione idrogeologica e la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, ponendo una particolare attenzione alla valutazione degli stati limite di esercizio a causa della compressibilità delle argille causata anche dallo stato di saturazione in cui si trovano. La relazione geologica dovrà indicare la compatibilità degli interventi con i terreni interessati, gli eventuali interventi atti a eliminare le incompatibilità riscontrate e la tipologia fondazionale più appropriata. In relazione all’assetto idrogeologico non è ammessa la realizzazione di strutture interrato. In ogni caso, le strutture devono prevedere: il piano di imposta dei fabbricati dovrà essere fissato a una quota superiore al piano campagna medio circostante (non inferiore a cm.50), da definire in base all’analisi della morfologia del contesto e al tirante idrico previsto; l’attuazione di adeguati accorgimenti tecnici al fine di evitare infiltrazioni ed essere completamente stagne e non collegate direttamente con le reti di smaltimento bianche e nere.” In base altresì al Progetto PGRA (Piano Gestione Rischio Alluvioni 2021 – 2027), a cura dell’ Autorità di Bacino Distrettuale delle Alpi Orientali, veniamo a collocarci all’interno della zona di pericolosità idraulica classificata come P1 – Moderata (colore verde), mentre a livello di rischio idraulico veniamo altresì a collocarci all’interno della zona a rischio moderato R1 di colore verde: *“Tutti gli interventi e le trasformazioni di natura urbanistica ed edilizia che comportano la realizzazione di nuovi edifici, opere pubbliche o di interesse pubblico, infrastrutture, devono in ogni caso essere collocati a una quota di sicurezza idraulica pari ad almeno 0,5 m sopra il piano campagna. Tale quota non si computa ai fini del calcolo delle altezze e dei volumi previsti negli strumenti urbanistici vigenti alla data di adozione del Piano”*.

Dal punto di vista della sismicità del sito, dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal seguente studio attraverso anche l’esecuzione di indagine H.V.S.R. e dalle indicazioni normative, si prevede l’inserimento del sito d’indagine nella **Categoria C**. Il sito presenta un potenziale rischio di liquefazione classificato come basso, mentre dal punto di vista geomorfologico il sito è stabile per un ampio raggio anche in presenza di azioni sismiche. Non sussistono effetti di amplificazione del moto sismico dovuti alla topografia, in particolare per irregolarità morfologiche e pendii con inclinazione maggiore di 15°.

In conclusione, a seguito delle verifiche geologiche e geotecniche eseguite all’interno dell’area del P.d.L. C2/43, gli interventi edilizi risultano fattibili rispettando le limitazioni e prescrizioni riportate nei relativi articoli delle Norme Tecniche allegate al PAT del Comune di Selvazzano Dentro, e delle Norme Tecniche di Attuazione dell’Aggiornamento e Revisione del Piano di Gestione Rischio Alluvioni.

Alla luce delle considerazioni sopra esposte, pur in presenza di criticità (che sono superabili rispettando le normative vigenti sopra menzionate e quanto riportato nel presente capitolo), si ritiene il progetto del presente Piano di Lottizzazione (C2/43) compatibile dal punto di vista geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismico locale.

Selvazzano D., lì 17 maggio 2023

Dott. Geol. Alberto Dinali



Coordinate geografiche della località in esame				
Input da Comuni d'Italia	LON	LAT	Tolleranza	
	[°]	[°]	[°]	[km]
Località	11,802	45,383	0,001	0,136

Coordinate geografiche dei 4 punti del reticolo				
ID	LON	LAT	DIST [°]	[km]
12963	11,784	45,373	0,016	1,780
12964	11,855	45,374	0,039	4,285
12741	11,782	45,423	0,042	4,707
12742	11,853	45,424	0,055	6,070

VITA DELLA STRUTTURA

Vita nominale V_N 50 [anni]
 Classe d'uso C_U II
 Vita di riferimento V_R 50 [anni]

CARATTERISTICHE SISMICHE TERRENO

Topografia T_1
 Coeff. topografico S_T 1,0
 Categoria suolo C

	SL	P_{VR}	T_R	a_g	F_o	T_C^*	S	Tb	T_C	T_D	F_v
sle Operatività	81%	30	0,307	2,51	0,21	1,50	0,12	0,37	1,72	0,59	
sle Danno	63%	50	0,371	2,55	0,25	1,50	0,14	0,42	1,75	0,66	
slu Salv. Vita	10%	475	0,828	2,66	0,33	1,50	0,17	0,50	1,93	1,04	
slu Collasso	5%	975	1,068	2,62	0,34	1,50	0,17	0,51	2,03	1,16	

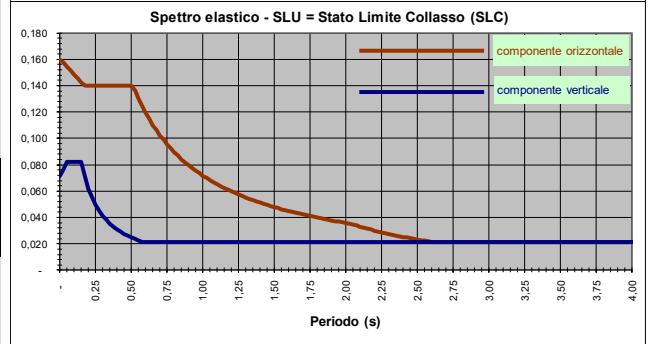
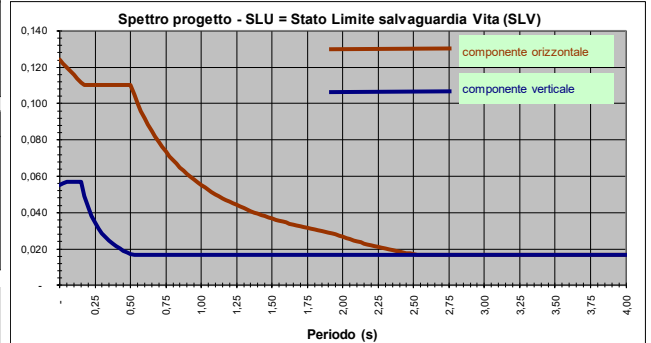
SMORZAMENTO E FATTORE DI STRUTTURA

Smorzamento viscoso equivalente: $\xi = 5,0$
 Behavior factor adottato: $q = 3,00$ ← sisma orizzontale
 Behavior factor adottato: $q = 1,50$ ← sisma verticale

SPETTRI ELASTICI SLU DI PROGETTO

Tr = 475 anni (SLV)
 Tr = 975 anni (SLC)

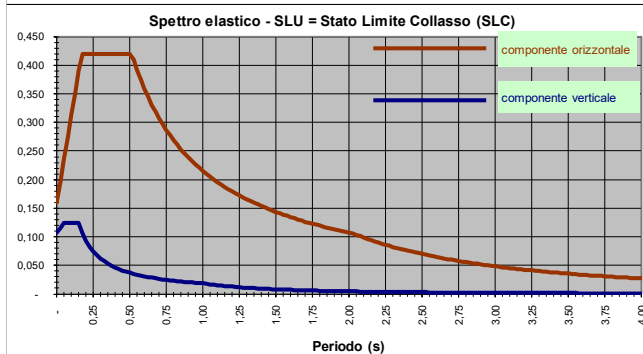
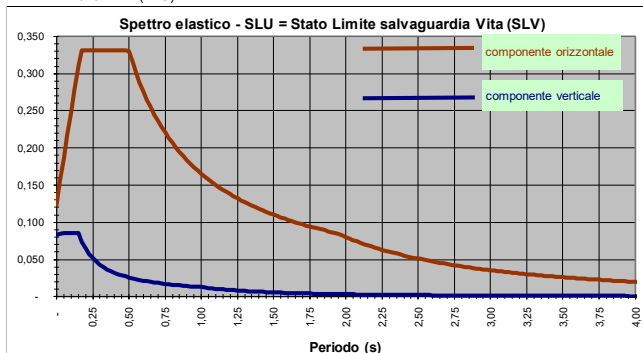
Spettro normalizzato S_d/g (accelerazione/gravità)



SPETTRI ELASTICI SLU

Tr = 475 anni (SLV)
 Tr = 975 anni (SLC)

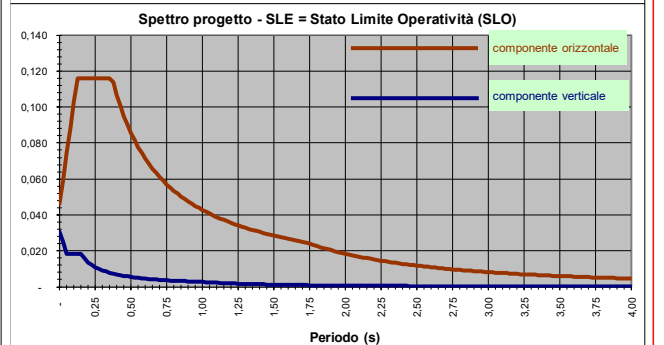
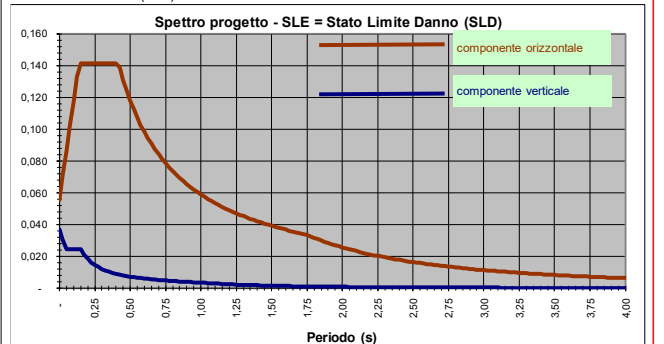
Spettro normalizzato S_d/g (accelerazione/gravità)



SPETTRI ELASTICI SLE DI PROGETTO

Tr = 50 anni (SLD)
 Tr = 30 anni (SLO)

Spettro normalizzato S_d/g (accelerazione/gravità)



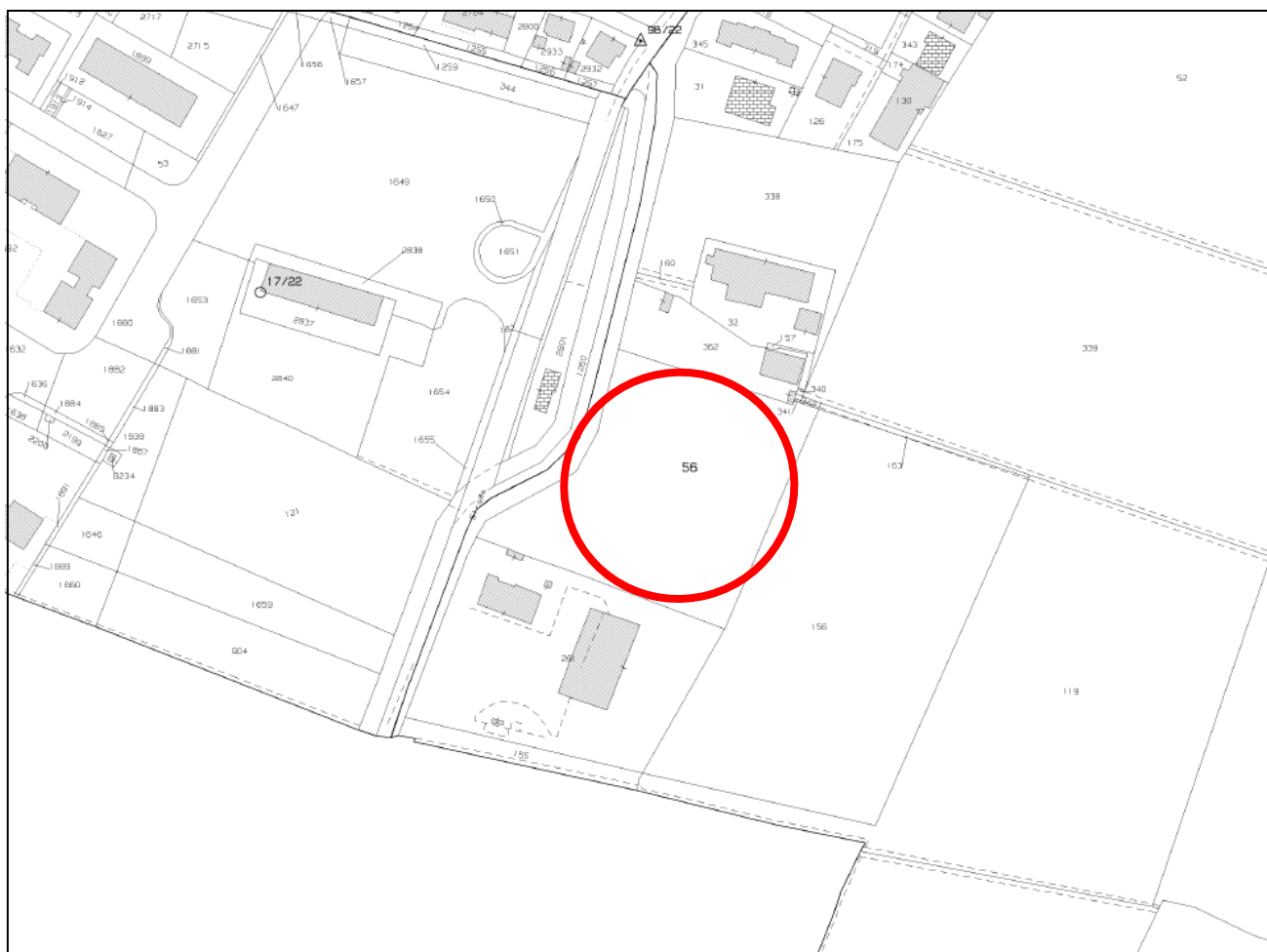
Parametri sismici e spettri di risposta



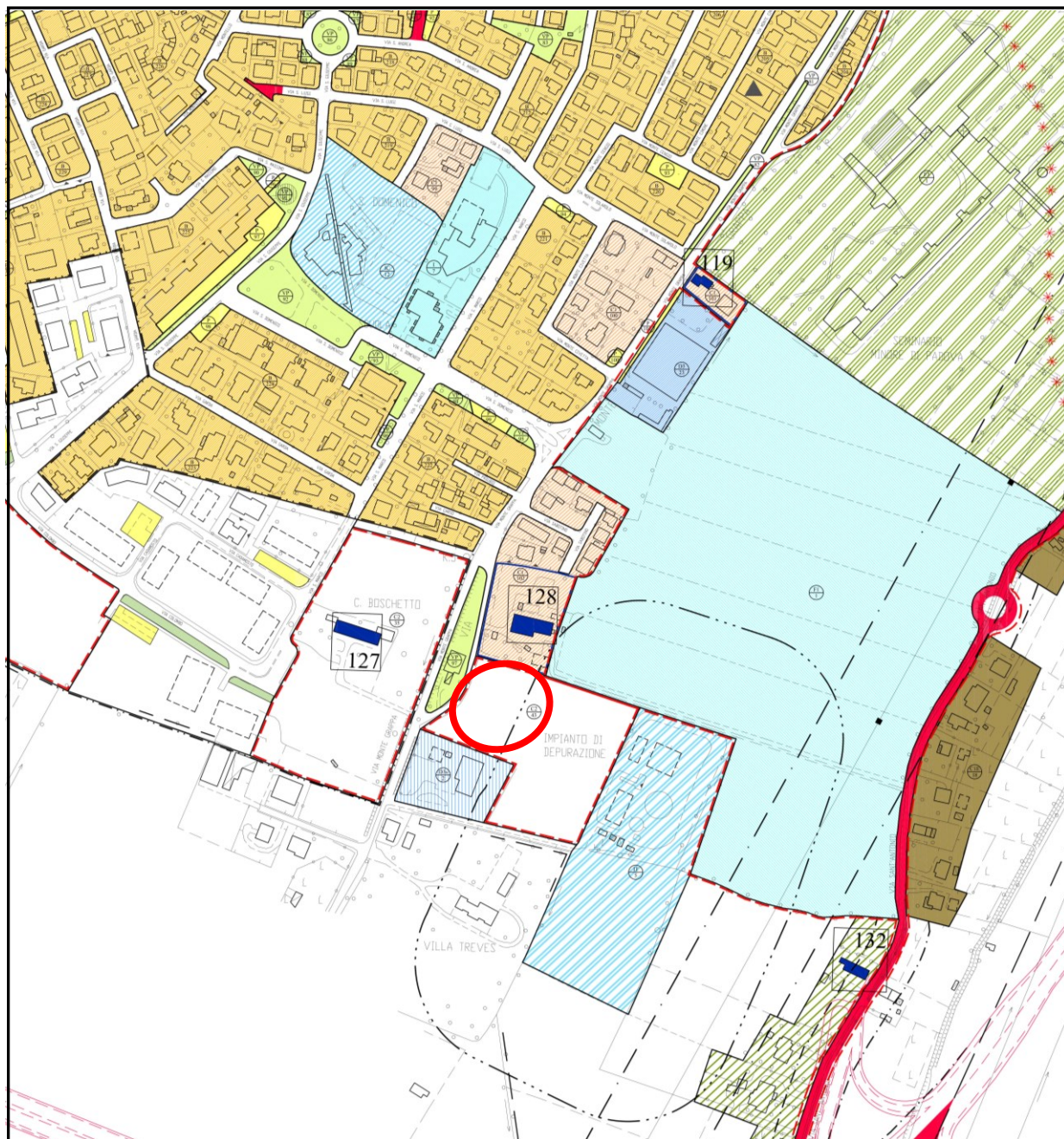
Inquadramento generale su ortofoto (da Google Earth)



Inquadramento particolare su ortofoto (da Google Earth)



Estratto di Mappa alla scala 1:2000 (Foglio 23 – Part. 56)



Estratto di P.I. del Comune di Selvazzano Dentro (Z.T.O. C2/43)



Planimetria del P.d.L. con ubicazione delle indagini eseguite
(DIN = prova penetrometrica; HVSr = indagine sismica)

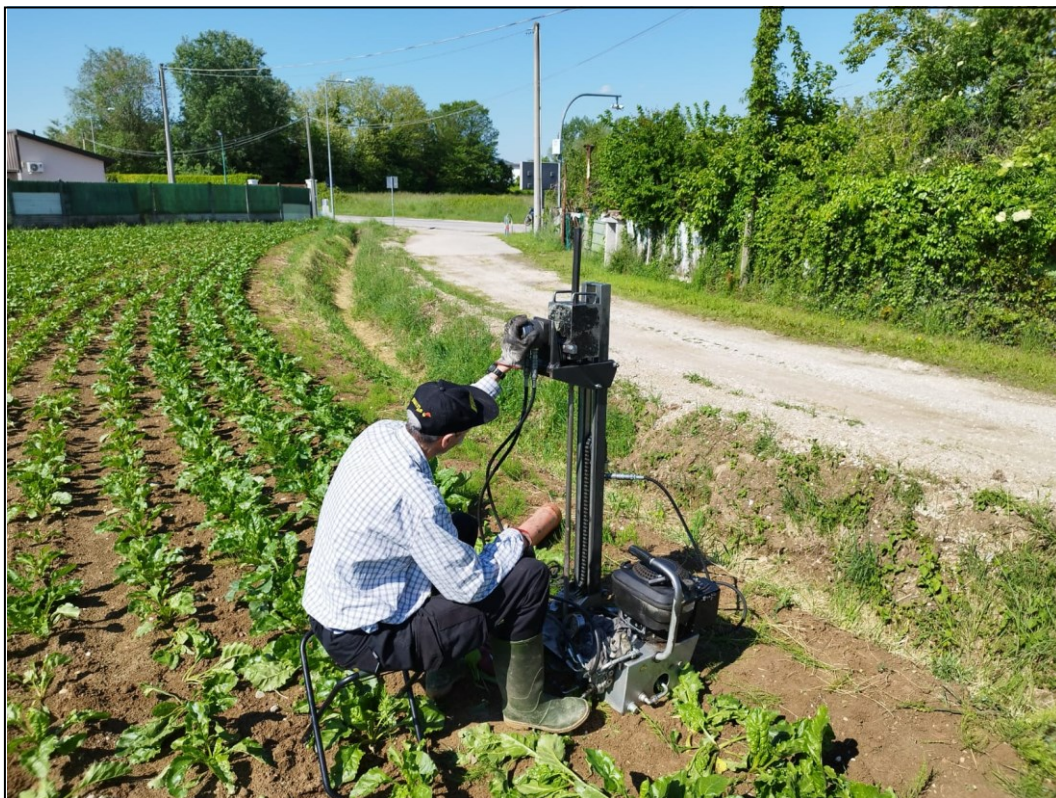


Foto esecuzione indagine DIN1



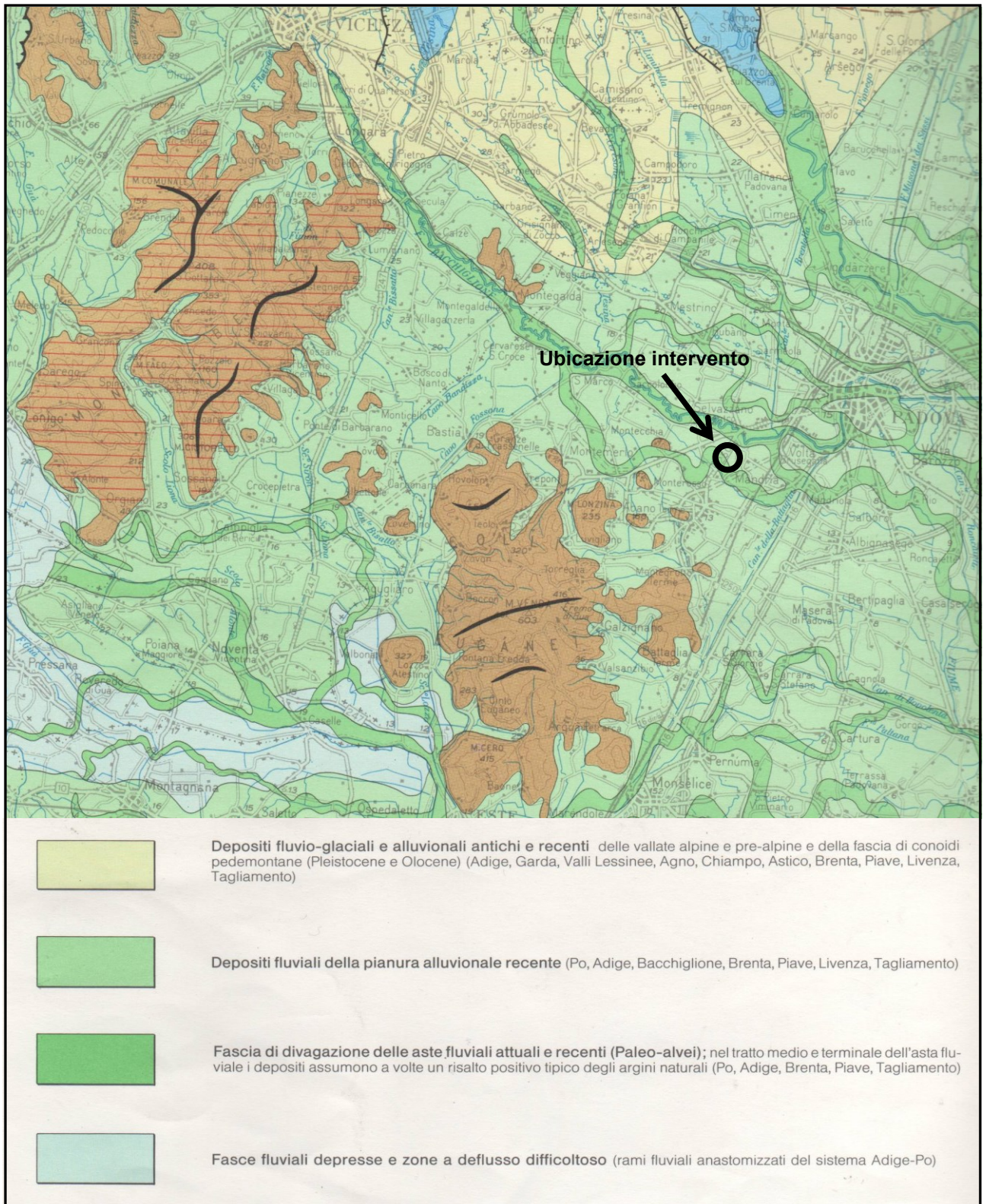
Foto esecuzione indagine DIN2



Foto esecuzione indagine DIN3



Foto esecuzione indagine HVSR



Estratto della “Carta delle unità geomorfologiche del Veneto”

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : DM-30 (60°)

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

CARATTERISTICHE TECNICHE : DM-30 (60°)

MASSA BATTENTE	M = 30.00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0.20 m
MASSA SISTEMA BATTUTA	Ms = 13.60 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 35.70 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 10.0000 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 1.00 m
MASSA ASTE PER METRO	Ma = 2.40 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0.80 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0.10$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(10) $\Rightarrow$ Relativo ad un avanzamento di 10 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI

RENDIMENTO SPECIFICO x COLPO	$Q = (MH)/(A\delta) = 6.00 \text{ kg/cm}^2$	(prova SPT : $Q_{spt} = 7.83 \text{ kg/cm}^2$)
COEFF. TEORICO RENDIMENTO	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 0.766$	(teoricamente : $N_{spt} = \beta_t N$)

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 = massa battente (altezza caduta H)
P = massa totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm ² = 0.098067 MPa $\approx$ 0,1 MPa
1 MPa = 1 MN/m ² = 10.197 kg/cm ²
1 bar = 1.0197 kg/cm ² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 1

- committente : Immobiliare Veneta Veggiano Srl
- lavoro : Piano di Lottizzazione C2/43
- località : Selvazzano Dentro (Pd) - Via Monte Grappa

- data prova : 04/05/2023
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : 1.70 m da quota inizio
- data emiss. : 04/05/2023

- note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0.00 - 0.10	1	3.9	1	3.50 - 3.60	12	40.6	4
0.10 - 0.20	1	3.9	1	3.60 - 3.70	14	47.4	4
0.20 - 0.30	1	3.9	1	3.70 - 3.80	15	50.8	4
0.30 - 0.40	1	3.9	1	3.80 - 3.90	15	48.6	5
0.40 - 0.50	3	11.7	1	3.90 - 4.00	18	58.3	5
0.50 - 0.60	2	7.8	1	4.00 - 4.10	20	64.7	5
0.60 - 0.70	3	11.7	1	4.10 - 4.20	22	71.2	5
0.70 - 0.80	2	7.8	1	4.20 - 4.30	21	68.0	5
0.80 - 0.90	1	3.7	2	4.30 - 4.40	22	71.2	5
0.90 - 1.00	1	3.7	2	4.40 - 4.50	25	80.9	5
1.00 - 1.10	1	3.7	2	4.50 - 4.60	22	71.2	5
1.10 - 1.20	1	3.7	2	4.60 - 4.70	25	80.9	5
1.20 - 1.30	1	3.7	2	4.70 - 4.80	30	97.1	5
1.30 - 1.40	1	3.7	2	4.80 - 4.90	24	74.5	6
1.40 - 1.50	1	3.7	2	4.90 - 5.00	23	71.4	6
1.50 - 1.60	1	3.7	2	5.00 - 5.10	19	59.0	6
1.60 - 1.70	1	3.7	2	5.10 - 5.20	16	49.7	6
1.70 - 1.80	1	3.7	2	5.20 - 5.30	19	59.0	6
1.80 - 1.90	3	10.6	3	5.30 - 5.40	22	68.3	6
1.90 - 2.00	2	7.1	3	5.40 - 5.50	23	71.4	6
2.00 - 2.10	2	7.1	3	5.50 - 5.60	22	68.3	6
2.10 - 2.20	2	7.1	3	5.60 - 5.70	24	74.5	6
2.20 - 2.30	3	10.6	3	5.70 - 5.80	25	77.6	6
2.30 - 2.40	3	10.6	3	5.80 - 5.90	24	71.5	7
2.40 - 2.50	2	7.1	3	5.90 - 6.00	22	65.6	7
2.50 - 2.60	4	14.2	3	6.00 - 6.10	20	59.6	7
2.60 - 2.70	4	14.2	3	6.10 - 6.20	18	53.6	7
2.70 - 2.80	4	14.2	3	6.20 - 6.30	17	50.7	7
2.80 - 2.90	9	30.5	4	6.30 - 6.40	16	47.7	7
2.90 - 3.00	16	54.1	4	6.40 - 6.50	16	47.7	7
3.00 - 3.10	16	54.1	4	6.50 - 6.60	22	65.6	7
3.10 - 3.20	12	40.6	4	6.60 - 6.70	28	83.4	7
3.20 - 3.30	10	33.8	4	6.70 - 6.80	30	89.4	7
3.30 - 3.40	10	33.8	4	6.80 - 6.90	26	74.5	8
3.40 - 3.50	10	33.8	4	6.90 - 7.00	24	68.8	8

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DM-30 (60°)**

- M (massa battente)= **30.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.20 m** - A (area punta)= **10.0000 cm²** - D(diam. punta)= **35.70 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(10) [$\delta = 10$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 2

- committente : Immobiliare Veneta Veggiano Srl
- lavoro : Piano di Lottizzazione C2/43
- località : Selvazzano Dentro (Pd) - Via Monte Grappa

- data prova : 04/05/2023
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : 1.60 m da quota inizio
- data emiss. : 04/05/2023

- note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0.00 - 0.10	1	3.9	1	3.50 - 3.60	32	108.3	4
0.10 - 0.20	1	3.9	1	3.60 - 3.70	37	125.2	4
0.20 - 0.30	1	3.9	1	3.70 - 3.80	46	155.6	4
0.30 - 0.40	2	7.8	1	3.80 - 3.90	48	155.4	5
0.40 - 0.50	3	11.7	1	3.90 - 4.00	40	129.5	5
0.50 - 0.60	3	11.7	1	4.00 - 4.10	30	97.1	5
0.60 - 0.70	4	15.7	1	4.10 - 4.20	34	110.1	5
0.70 - 0.80	6	23.5	1	4.20 - 4.30	22	71.2	5
0.80 - 0.90	7	26.0	2	4.30 - 4.40	25	80.9	5
0.90 - 1.00	4	14.9	2	4.40 - 4.50	20	64.7	5
1.00 - 1.10	4	14.9	2	4.50 - 4.60	19	61.5	5
1.10 - 1.20	4	14.9	2	4.60 - 4.70	29	93.9	5
1.20 - 1.30	4	14.9	2	4.70 - 4.80	33	106.8	5
1.30 - 1.40	5	18.6	2	4.80 - 4.90	32	99.3	6
1.40 - 1.50	5	18.6	2	4.90 - 5.00	28	86.9	6
1.50 - 1.60	6	22.3	2	5.00 - 5.10	18	55.9	6
1.60 - 1.70	6	22.3	2	5.10 - 5.20	17	52.8	6
1.70 - 1.80	5	18.6	2	5.20 - 5.30	20	62.1	6
1.80 - 1.90	5	17.7	3	5.30 - 5.40	29	90.0	6
1.90 - 2.00	6	21.3	3	5.40 - 5.50	22	68.3	6
2.00 - 2.10	6	21.3	3	5.50 - 5.60	18	55.9	6
2.10 - 2.20	6	21.3	3	5.60 - 5.70	23	71.4	6
2.20 - 2.30	8	28.3	3	5.70 - 5.80	26	80.7	6
2.30 - 2.40	9	31.9	3	5.80 - 5.90	30	89.4	7
2.40 - 2.50	11	39.0	3	5.90 - 6.00	23	68.5	7
2.50 - 2.60	16	56.7	3	6.00 - 6.10	20	59.6	7
2.60 - 2.70	20	70.9	3	6.10 - 6.20	20	59.6	7
2.70 - 2.80	19	67.3	3	6.20 - 6.30	16	47.7	7
2.80 - 2.90	22	74.4	4	6.30 - 6.40	18	53.6	7
2.90 - 3.00	34	115.0	4	6.40 - 6.50	18	53.6	7
3.00 - 3.10	32	108.3	4	6.50 - 6.60	17	50.7	7
3.10 - 3.20	33	111.7	4	6.60 - 6.70	26	77.5	7
3.20 - 3.30	31	104.9	4	6.70 - 6.80	33	98.3	7
3.30 - 3.40	28	94.7	4	6.80 - 6.90	24	68.8	8
3.40 - 3.50	32	108.3	4	6.90 - 7.00	28	80.3	8

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DM-30 (60°)**

- M (massa battente)= **30.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.20 m** - A (area punta)= **10.0000 cm²** - D(diam. punta)= **35.70 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(10) [δ = 10 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 3

- committente : Immobiliare Veneta Veggiano Srl
- lavoro : Piano di Lottizzazione C2/43
- località : Selvazzano Dentro (Pd) - Via Monte Grappa

- data prova : 04/05/2023
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : 1.30 m da quota inizio
- data emiss. : 04/05/2023

- note :

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0.00 - 0.10	1	3.9	1	3.50 - 3.60	11	37.2	4
0.10 - 0.20	1	3.9	1	3.60 - 3.70	16	54.1	4
0.20 - 0.30	1	3.9	1	3.70 - 3.80	18	60.9	4
0.30 - 0.40	1	3.9	1	3.80 - 3.90	21	68.0	5
0.40 - 0.50	2	7.8	1	3.90 - 4.00	27	87.4	5
0.50 - 0.60	3	11.7	1	4.00 - 4.10	27	87.4	5
0.60 - 0.70	4	15.7	1	4.10 - 4.20	24	77.7	5
0.70 - 0.80	5	19.6	1	4.20 - 4.30	25	80.9	5
0.80 - 0.90	6	22.3	2	4.30 - 4.40	27	87.4	5
0.90 - 1.00	6	22.3	2	4.40 - 4.50	25	80.9	5
1.00 - 1.10	6	22.3	2	4.50 - 4.60	27	87.4	5
1.10 - 1.20	5	18.6	2	4.60 - 4.70	26	84.2	5
1.20 - 1.30	5	18.6	2	4.70 - 4.80	24	77.7	5
1.30 - 1.40	5	18.6	2	4.80 - 4.90	25	77.6	6
1.40 - 1.50	5	18.6	2	4.90 - 5.00	28	86.9	6
1.50 - 1.60	4	14.9	2	5.00 - 5.10	29	90.0	6
1.60 - 1.70	4	14.9	2	5.10 - 5.20	22	68.3	6
1.70 - 1.80	4	14.9	2	5.20 - 5.30	20	62.1	6
1.80 - 1.90	2	7.1	3	5.30 - 5.40	22	68.3	6
1.90 - 2.00	2	7.1	3	5.40 - 5.50	21	65.2	6
2.00 - 2.10	3	10.6	3	5.50 - 5.60	20	62.1	6
2.10 - 2.20	2	7.1	3	5.60 - 5.70	21	65.2	6
2.20 - 2.30	3	10.6	3	5.70 - 5.80	22	68.3	6
2.30 - 2.40	1	3.5	3	5.80 - 5.90	29	86.4	7
2.40 - 2.50	1	3.5	3	5.90 - 6.00	32	95.4	7
2.50 - 2.60	3	10.6	3	6.00 - 6.10	18	53.6	7
2.60 - 2.70	4	14.2	3	6.10 - 6.20	16	47.7	7
2.70 - 2.80	5	17.7	3	6.20 - 6.30	19	56.6	7
2.80 - 2.90	9	30.5	4	6.30 - 6.40	20	59.6	7
2.90 - 3.00	9	30.5	4	6.40 - 6.50	18	53.6	7
3.00 - 3.10	15	50.8	4	6.50 - 6.60	23	68.5	7
3.10 - 3.20	18	60.9	4	6.60 - 6.70	26	77.5	7
3.20 - 3.30	9	30.5	4	6.70 - 6.80	28	83.4	7
3.30 - 3.40	10	33.8	4	6.80 - 6.90	30	86.0	8
3.40 - 3.50	12	40.6	4	6.90 - 7.00	32	91.7	8

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DM-30 (60°)**

- M (massa battente)= **30.00 kg** - H (altezza caduta)= **0.20 m** - A (area punta)= **10.0000 cm²** - D(diam. punta)= **35.70 mm**

- Numero Colpi Punta N = **N(10)** [$\delta = 10 \text{ cm}$]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA

DIN 1

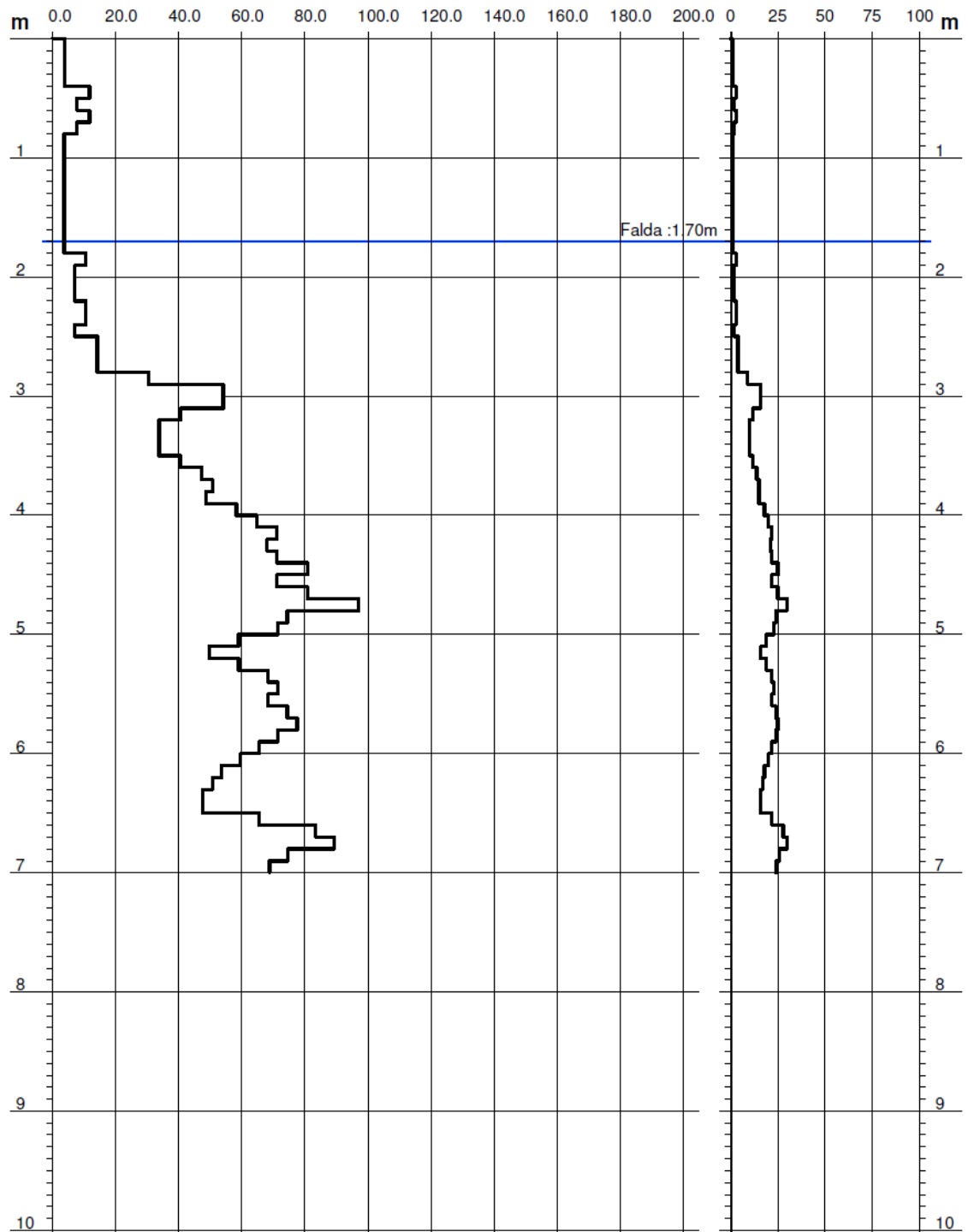
Scala 1: 50

- committente : Immobiliare Veneta Veggiano Srl
- lavoro : Piano di Lottizzazione C2/43
- località : Selvazzano Dentro (Pd) - Via Monte Grappa

- data prova : 04/05/2023
- quota inizio : Piano campagna
- prof. falda : 1.70 m da quota inizio
- data emiss. : 04/05/2023

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese"

N = N(10) n° colpi $\delta = 10.00$ cm



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA

DIN 2

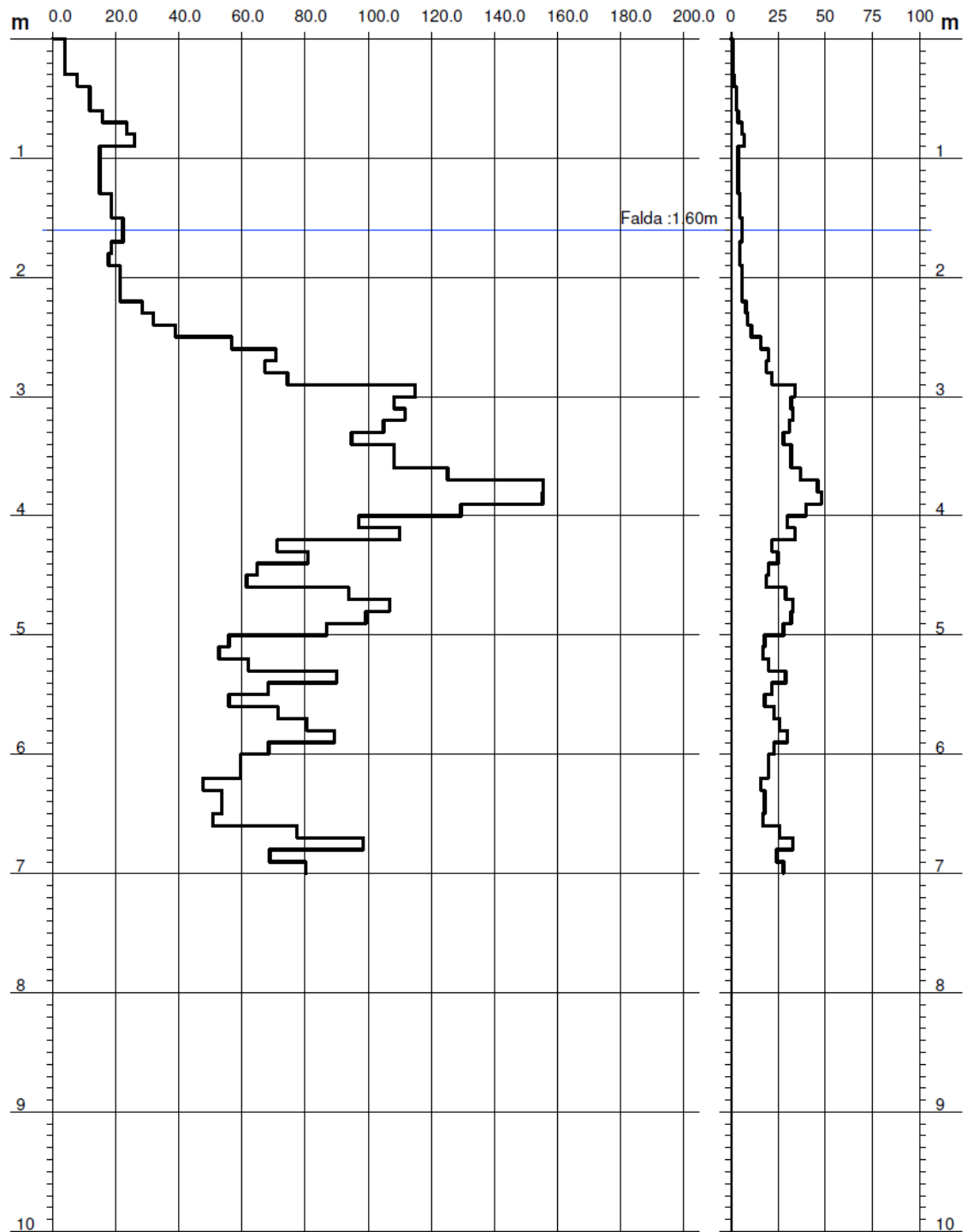
Scala 1: 50

- committente : Immobiliare Veneta Veggiano Srl
 - lavoro : Piano di Lottizzazione C2/43
 - località : Selvazzano Dentro (Pd) - Via Monte Grappa

- data prova : 04/05/2023
 - quota inizio : Piano campagna
 - prof. falda : 1.60 m da quota inizio
 - data emiss. : 04/05/2023

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese"

N = N(10) n° colpi $\delta = 10.00$ cm



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA RESISTENZA DINAMICA PUNTA

DIN 3

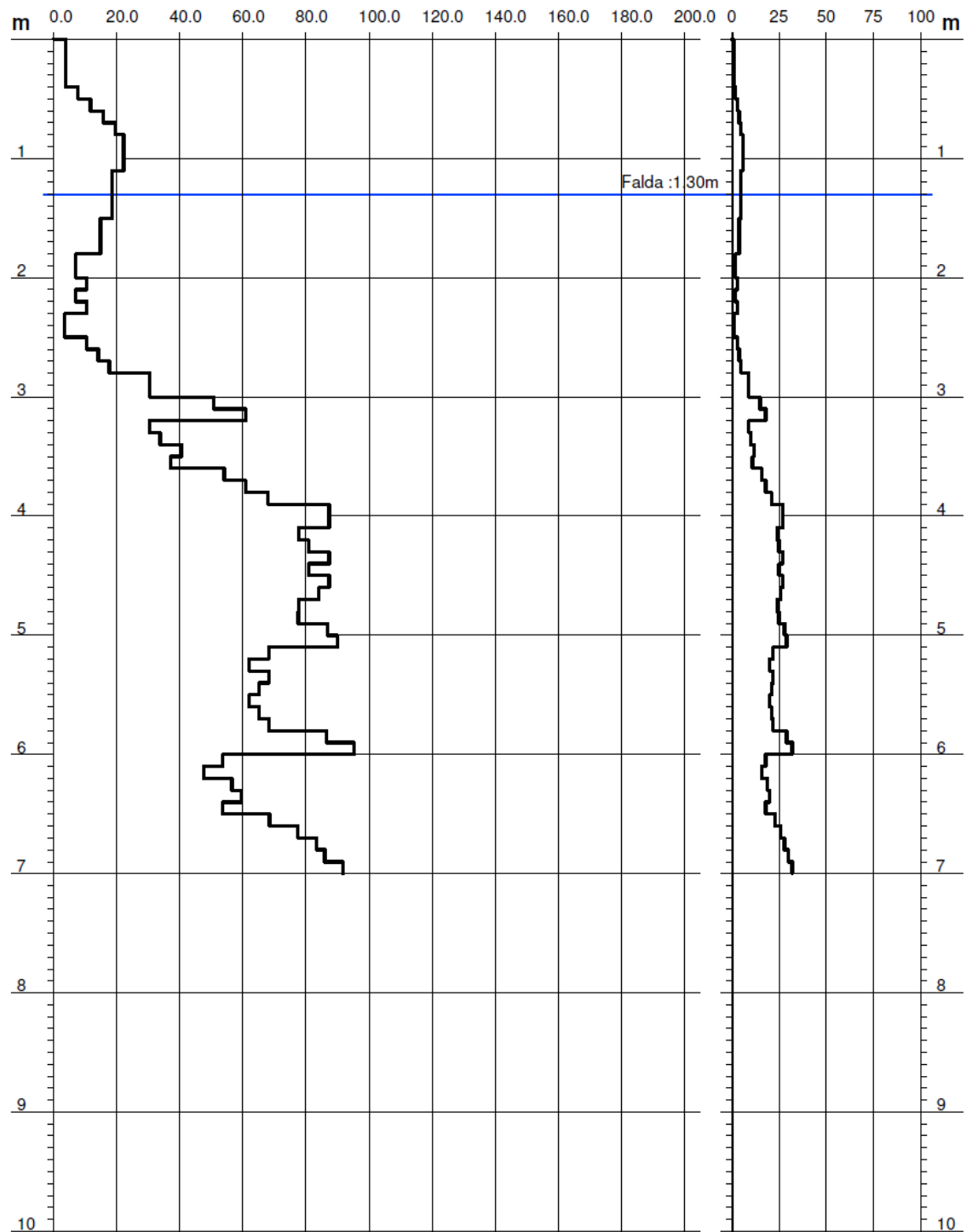
Scala 1: 50

- committente : Immobiliare Veneta Veggiano Srl
 - lavoro : Piano di Lottizzazione C2/43
 - località : Selvazzano Dentro (Pd) - Via Monte Grappa

- data prova : 04/05/2023
 - quota inizio : Piano campagna
 - prof. falda : 1.30 m da quota inizio
 - data emiss. : 04/05/2023

Rpd (kg/cm²) Resistenza dinamica alla punta, formula "Olandese"

N = N(10) n° colpi $\delta = 10.00$ cm



METODOLOGIA HVSR (RAPPORTI SPETTRALI)

La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Nakamura, 1989) è completamente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimento di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale.



Sismografo triassiale in dotazione con sensori ortogonali da 4,5 Hz e convertitore A/D 24 bit

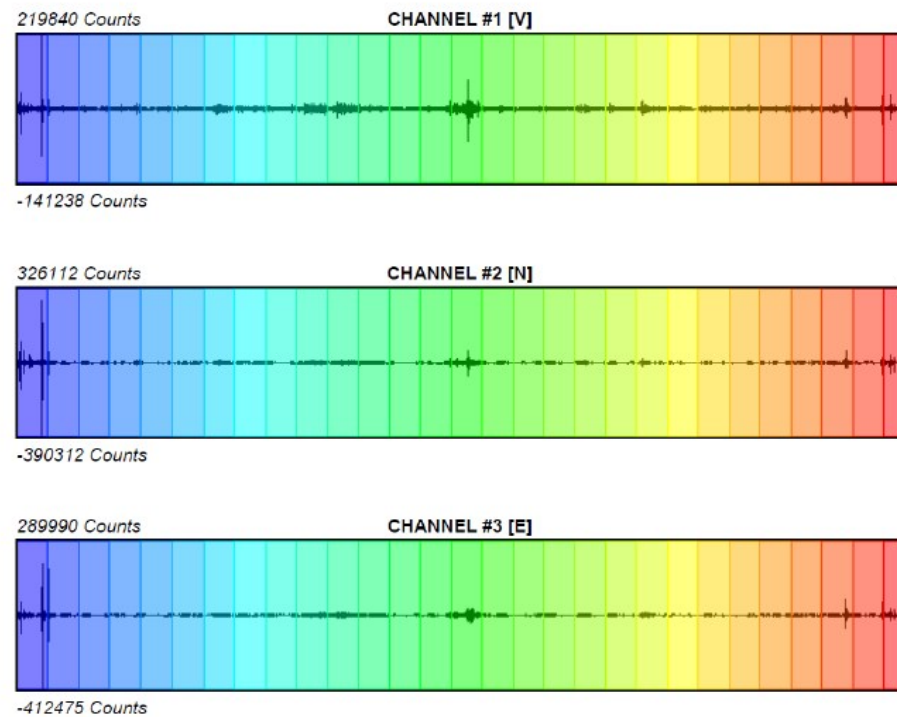
Nome progetto:	Indagine HVSR
Committente:	Immobiliare Veneta Veggiano S.r.l.
Cantiere:	Piano di Lottizzazione C2/23
Località:	Via Monte Grappa - Selvazzano Dentro (Pd)
Data:	04/05/2023 - ore 12.00.53

Tracce in Input

Dati riepilogativi:

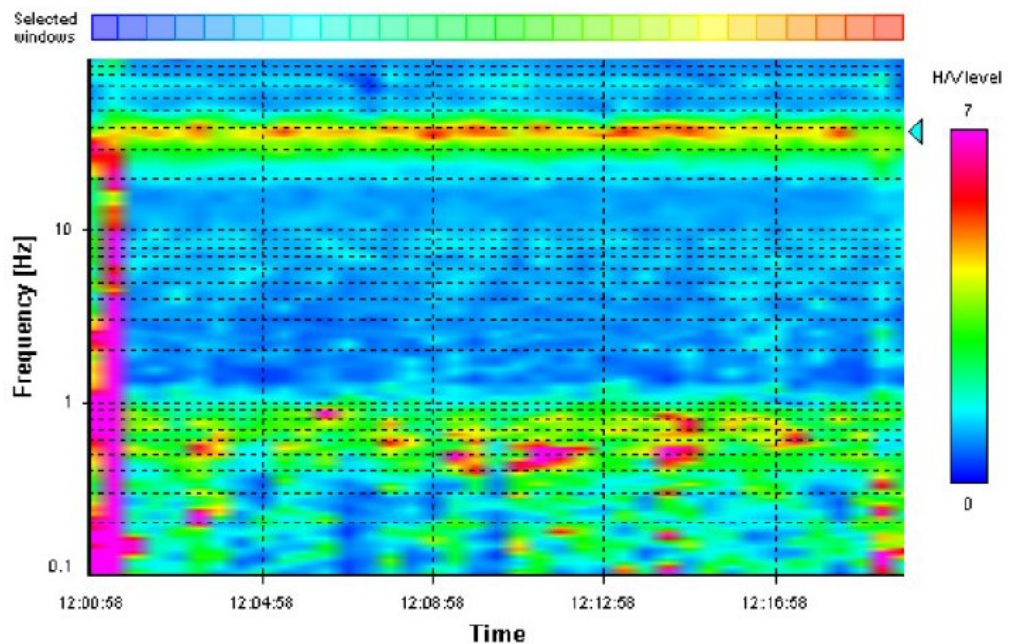
Numero tracce:	3
Durata registrazione:	1200 s
Frequenza di campionamento:	300 Hz
Numero campioni:	360000
Direzioni tracce:	Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale

Grafici tracce della terna di sensori ortogonali:



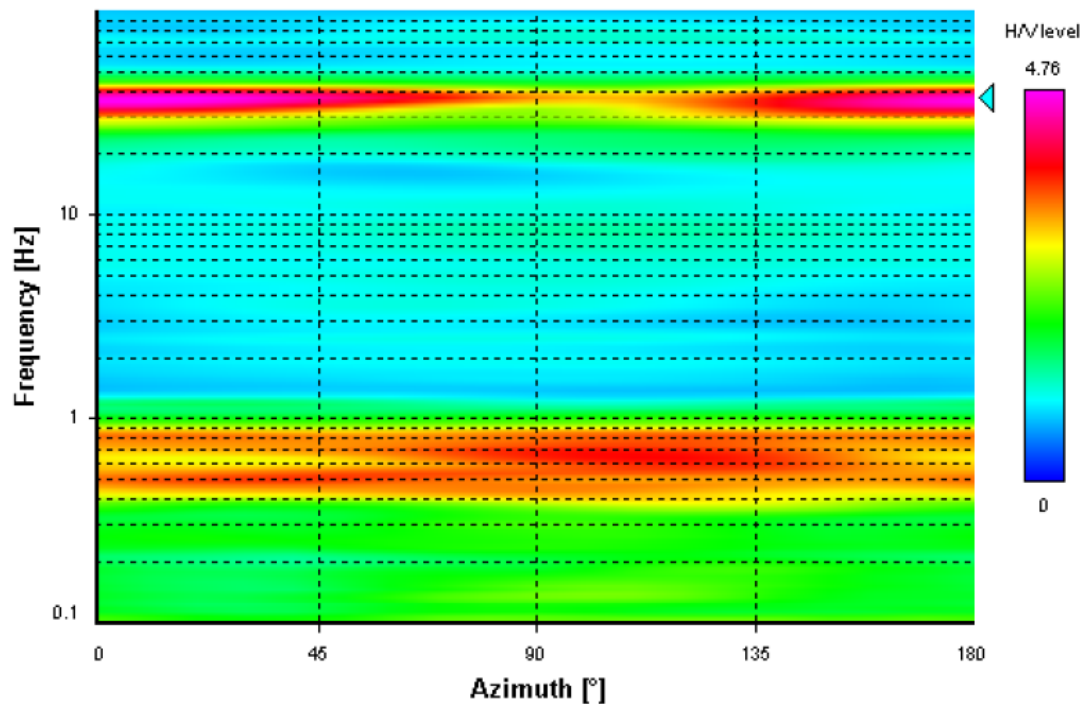
L'acquisizione temporale evidenzia una certa rumorosità di fondo discreta intervallata da alcuni eventi distinti (traffico veicolare)

HVSR time-frequency analysis (30 seconds windows)



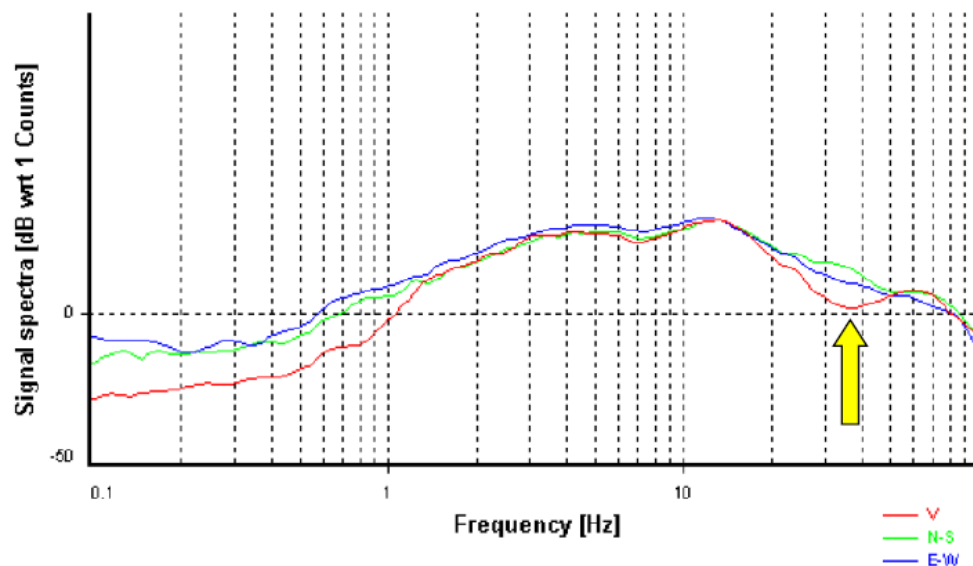
Stabilità del segnale (serie temporale H/V); si nota una certa continuità nel tempo in particolare del picco a circa 37,80 Hz

HVSR directional analysis



Direzionalità del segnale (si nota un evidente segnale a 37,80 Hz circa che risulta non polarizzato pertanto di probabile natura litologica)

Signal spectra average



HVSR: Spettri dei singoli sensori; in rosso sensore verticale, in blu e verde sensori orizzontali; le differenze tra le ampiezze di spettro tra i sensori orizzontali e quello verticale determinano i massimi della funzione H/V; laddove tutte le componenti subiscono un aumento dell'ampiezza spettrale si è in presenza di transienti, mentre il picco litologico è riconoscibile laddove le componenti orizzontali aumentano mentre quella verticale contestualmente diminuisce (freccia gialla)

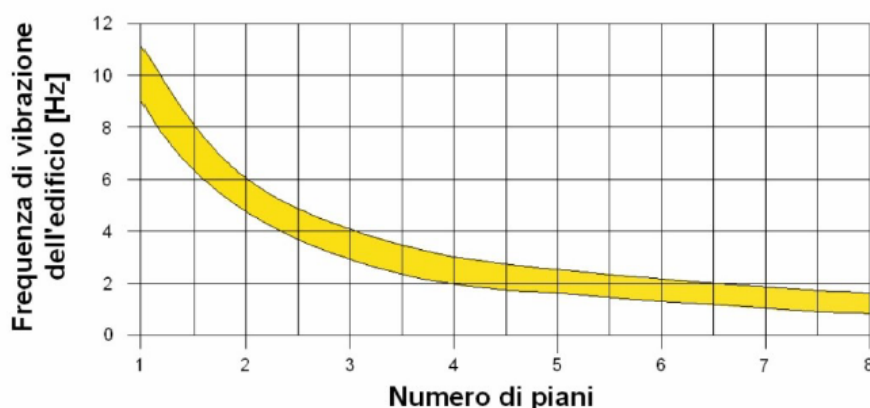
Tale tecnica costituisce una parte importante nella valutazione del rischio sismico di un determinato sito perché permette di calcolarne la frequenza fondamentale o frequenza di risonanza.

La **frequenza caratteristica di risonanza** di un sito rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici/strutture in termini di risposta sismica locale. Si dovranno quindi adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la medesima frequenza di vibrazione del terreno per evitare effetti di “doppia risonanza”, estremamente pericolosi.

La **frequenza fondamentale di risonanza** di una struttura può essere misurata eseguendo le misurazioni all'interno della stessa. In seguito sarà possibile confrontarla con quella del terreno su cui sorge per comprendere al meglio il rischio sismico a cui è sottoposto l'edificio in caso di sisma. Infatti la pericolosità è dovuta per l'effetto della doppia risonanza terreno – struttura (esistente o di progetto) laddove risultino coerenti i valori della frequenza di sito e quelli della struttura in analisi, per la quale il periodo fondamentale, se non direttamente misurato, può essere preliminarmente stimato dalla relazione:

$$T_{ed} \approx Ch^{3/4} \approx n/10$$

dove: T_{ed} è il periodo dell'edificio, h è la sua altezza ed n è il numero di piani; mentre il parametro $C = 0,050$ (edifici in muratura), $C = 0.075$ (edifici in muratura e calcestruzzo), $C = 0.085$ (edifici a telaio in calcestruzzo).



Le vibrazioni sismiche ambientali (rumore sismico) sono onde sismiche di bassa energia con ampiezze dell'ordine di 10^{-4} - 10^{-2} mm (Okada, 2003). In riferimento al contenuto in frequenza, il rumore sismico è anche chiamato microtremore se contiene alte frequenze (in genere maggiori di 0.5 Hz) e microsisma per basse frequenze. Per quanto riguarda l'origine del rumore sismico, è certo che le sorgenti dei microsismi sono le perturbazioni atmosferiche sugli oceani che si propagano come onde superficiali sui continenti, mentre le sorgenti dei microtremori sono le attività antropiche come il traffico veicolare, le attività industriali etc. e si propagano come onde superficiali di Rayleigh. Le misure puntuali di rumore sismico possono essere utilizzate per la stima sia degli effetti di sito (funzione di amplificazione), sia degli effetti sulle costruzioni nel rispetto della normativa che ne stabilisce la soglia massima (UNI9916).

In relazione agli effetti di sito, l'analisi delle misure di rumore sismico può essere condotta con tre metodi:

- Spettri di Fourier

- Rapporti spettrali
- Rapporti spettrali H/V

Tra questi quello che sembra fornire i risultati migliori è quello dei Rapporti spettrali H/V noto anche come metodo HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) o metodo di Nakamura.

La tecnica dei rapporti spettrali H/V consiste nel calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H (generalmente lo spettro H viene calcolato come media degli spettri di Fourier delle componenti orizzontali NS ed EW) e della componente verticale V. Il metodo è applicabile alle misure di rumore registrate in una singola stazione posta su sedimenti. Il metodo è stato introdotto da scienziati giapponesi agli inizi degli anni '70, tra i quali Nogoshi e Igarashi (1971) e Shiono et al. (1979), che indagarono sul significato fisico del rapporto H/V e mostrarono la sua relazione diretta con la curva di ellitticità delle onde di Rayleigh. Essi conclusero che il picco massimo di ampiezza si verifica alla frequenza di risonanza fondamentale della copertura di terreni. Nel 1989, Nakamura propose in inglese il rapporto H/V come stima affidabile della funzione di trasferimento delle onde S per un dato sito. Le argomentazioni usate da Nakamura sono estremamente qualitative e si basano sull'ipotesi che i microtremori siano originati da sorgenti molto locali, come il traffico vicino al sismometro, e siano onde di Rayleigh che si propagano in un solo strato su un semispazio. Tale tecnica, ampiamente utilizzata da anni nel settore sismologico, di recente viene sempre più impiegata in campo geotecnico / ingegneristico per derivare i seguenti parametri:

- la frequenza fondamentale di risonanza F_0 dei terreni presenti nel sottosuolo;
- la stima del profilo del terreno in termini delle velocità V_s e V_p e della densità e quindi delle velocità V_s nei primi 30 m (ed oltre) dal piano campagna, attraverso opportuni metodi di inversione;
- la frequenza fondamentale di risonanza di una struttura e i relativi modi di vibrare.

ELABORAZIONE HVSR

Rapporto spettrale H/V

Strumento: SARA SR04-GEOBOX 4.5 Hz

Formato dati: 16 byte

Fondo scala [mV]: 51

Inizio registrazione: 04/05/2023 12:00:53 Fine registrazione: 04/05/2023 12:20:53

Nomi canali: NORTH-SOUTH; EAST-WEST; UP-DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h 20' 00"

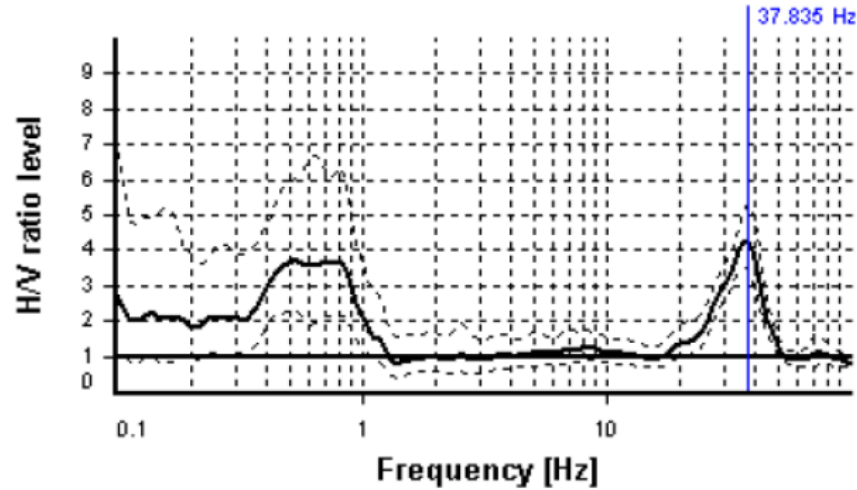
Analizzato 99.68% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 300 Hz

Lunghezza finestre: 60 s

Tipo di lisciamiento: Konno-Ohmachi

Lisciamiento: 5%

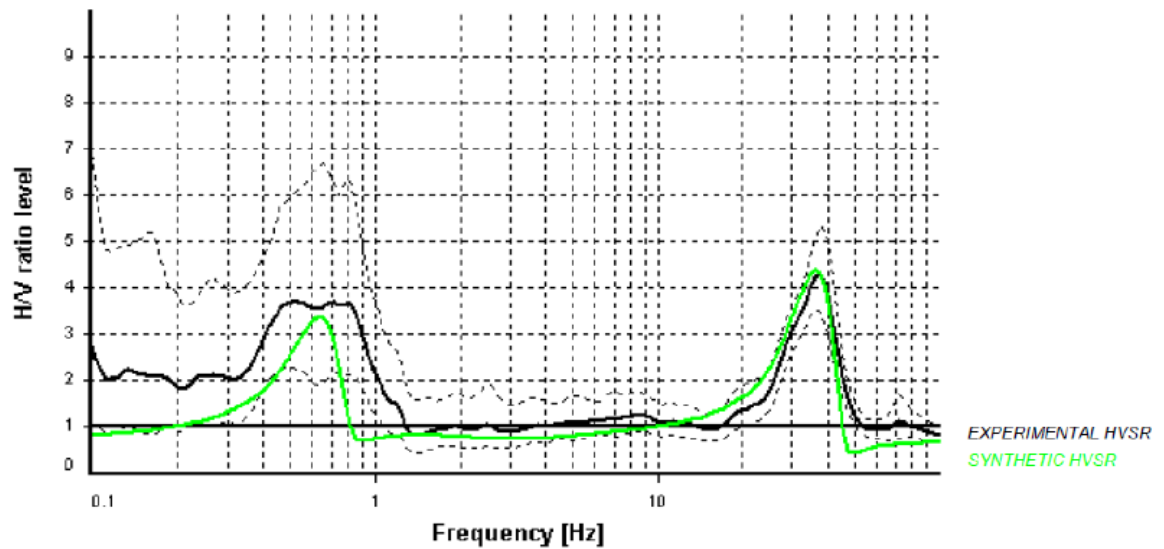
Risultati:**CRITERI SESAME**Grafici rapporto spettrale H/V

HVSr curve reliability criteria		
$f_0 > 10 / L_w$	29 valid windows (length > 0.26 s) out of 29	OK
$n_c(f_0) > 200$	45401.55 > 200	OK
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$	Exceeded 0 times in 29	OK
HVSr peak clarity criteria		
$\exists f \text{ in } [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f) < A_0/2$	26.12675 Hz	OK
$\exists f^+ \text{ in } [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	45.52935 Hz	OK
$A_0 > 2$	4.3 > 2	OK
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	4.52% <= 5%	OK
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	2.21914 >= 1.89173	NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	1.24065 < 1.58	OK
Overall criteria fulfillment		OK

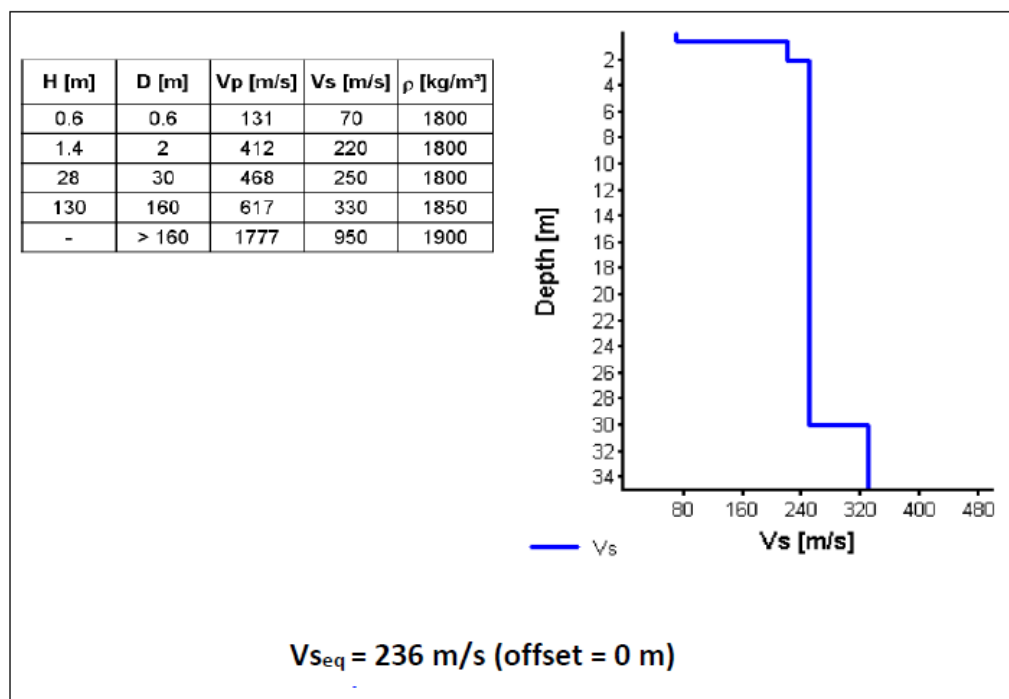
L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_T e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\epsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Synthetic HVSR modelling



Fitting della curva H/V sperimentale; corrispondenza tra la curva sperimentale (in nero) e la curva di sintesi (in verde) 0,0045 0,112 0,003



Modello sismostratigrafico HVSR e Profilo di Vs mediante inversione (curva migliore corrispondente ai valori di confidenza più bassi)

Analisi dei risultati

La modellazione in onde di taglio indica la presenza di una successione di sismostrati con velocità di taglio crescenti in profondità; non sono presenti inversioni di velocità (tratti particolarmente lunghi della curva in cui il rapporto $H/V < 1$).

Si riscontra un sismo strato superficiale con $V_s \approx 70$ m/s dello spessore di 0.60 m. corrispondente a materiale superficiale di bassa consistenza, segue poi un sismo strato con $V_s \approx 220$ m/s circa dello spessore di 2.00 metri per la presenza di depositi coesivi limoso argillosi di media consistenza in prevalenza; in seguito vi sono due sismostrati con V_s da 250 m/s a 330 m/s per la presenza di depositi alluvionali dello spessore di circa 158 metri tipici di questa zona di pianura (alternanze di strati sabbiosi e strati limoso argillosi). L'ammasso roccioso più o meno compatto o quel materiale che, dal punto di vista sismico, si comporta come tale (ghiaie, talora cementate / conglomerati: bedrock geofisico – $V_s \approx 950$ m/s) è individuabile ad una profondità che si stima maggiore di 160 metri.

Per quanto riguarda l'analisi della curva H/V si evince quanto segue:

La curva H/V presenta due evidenti picchi (con apprezzabile ampiezza del rapporto H/V); un primo picco alla frequenza di 0.50 Hz circa correlato ad un contrasto di impedenza profondo (oltre 160 metri), ed un secondo picco alla frequenza di 38 Hz circa correlato ad un passaggio litologico superficiale tra terreni coesivi e granulari, intorno ai 3.00 metri di profondità.

Nella tabella precedente (SESAME Criteria) è illustrato la qualità del segnale acquisito in base al progetto SESAME (Linee guida 2005). Per l'affidabilità della Curva HVSR devono essere positivi i primi tre parametri mentre per avere un chiaro e pulito segnale del picco massimo devono essere soddisfatti almeno cinque dei sei criteri successivi.

La frequenza fondamentale di sito non è quindi determinabile con precisione poiché non risultano soddisfatti tutti i criteri del protocollo SESAME per un picco chiaro ed isolato, ma può essere approssimato al picco a $f_0 = 37,244 \pm 2,219$ Hz ($T = 0.026$ s). Tale valore è di interesse ingegneristico per strutture elevate (maggiori di 6 piani).

STIMA $V_{s(eq)}$

Dai profili sismo stratigrafici è possibile calcolare il parametro V_s (eq), ai sensi del D.M. 17/01/2018, attraverso la seguente espressione, quindi stimare la categoria del suolo di fondazione:

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

dove h_i e $V_{s,i}$ indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori e H la profondità del substrato definito come la formazione costituito da roccia o terreno molto rigido caratterizzato da $V_s > 800$ m/s (se tale substrato è a profondità maggiori di 30 m allora $H = 30$). La proposta della nuova normativa conclude che il sito verrà classificato sulla base del valore di V_s (eq) eliminando di fatto le categorie S1 e S2 per le quali si dovrà ricorrere ad una analisi sismica di livello 3 (Risposta Sismica Locale). Viene eliminata inoltre la possibilità di ricavare la categoria del sottosuolo mediante N_{spt30} e $Cu30$; sostanzialmente viene enfatizzata l'importanza del parametro V_s che com'è noto è il parametro geofisico che meglio rappresenta la variabilità geotecnica dei materiali geologici presenti nel sottosuolo.

In base alle determinazioni svolte si evince che la velocità media delle onde di taglio fino alla profondità di 30 m dal piano campagna (p.c.) e dalla quota -1.0 m risulta:

Valore Vs eq dal p.c.: 236 m/s $\pm$ 20%

Valore Vs eq a -1.00 m dal p.c.: 252 m/s $\pm$ 20%

Il valore numerico del parametro di cui sopra permette di stimare la seguente categoria sismica del suolo di fondazione:

Categoria	Descrizione
A	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.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine 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
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine 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.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine 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.
E	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.