

PAC_28

RELAZIONE GEOLOGICA

1.4D

luglio 2017
DATA

P.A.C. DI INIZIATIVA PRIVATA N.28
di Viale Grande - Pordenone - loc. Torre

COMUNE DI PORDENONE
Provincia di Pordenone

TERRENI IN VIA PERUZZA
FOGLIO N.15
MAPP.LI N. 44 – 970 – 1926 – 1928

Committente: DEL BEN GIUSEPPE COSTRUZIONI S.r.l.

Proprietario: DEL BEN GIUSEPPE COSTRUZIONI S.r.l.

RELAZIONE GEOLOGICA
RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

Dott. Geol. Hallen Ruoso



ROVEREDO IN PIANO

FEBBRAIO 2017

INDICE

1	PREMESSA	3
2	INQUADRAMENTO	5
2.1	<u>GEOMORFOLOGIA</u>	5
2.2	<u>IDROGRAFIA</u>	5
2.3	<u>GEOLOGIA E STRATIGRAFIA</u>	6
2.4	<u>IDROGEOLOGIA</u>	7
2.5	<u>INQUADRAMENTO GEODINAMICO E LINEAMENTI GEOLOGICI</u>	8
3	INDAGINI ESEGUITE	9
4	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO	13
4.1	<u>GEOLOGIA E STRATIGRAFIA SPECIFICA DEL SITO</u>	13
4.2	<u>RISULTATI ANALISI DI LABORATORIO SU CAMPIONI PRELEVATI</u>	15
4.3	<u>MODELLO GEOTECNICO</u>	16
4.4	<u>RISPOSTA SISMICA DEL SITO</u>	17
4.5	<u>PROFILO DI VS E DETERMINAZIONE DEL VS30</u>	21
4.6	<u>IDROGEOLOGIA SPECIFICA DEL SITO</u>	22
4.7	<u>LIQUEFAZIONE DEL TERRENO SPECIFICA DEL SITO IN ESSAME</u>	23
4.8	<u>TETTONICA E RISCHIO SISMICO</u>	24
5	ANALISI DEI DATI	26
5.1	<u>CALCOLO PORTANZA DEL TERRENO</u>	27
5.2	<u>OSSERVAZIONI GEOTECNICHE</u>	36
6	CONCLUSIONI	38
	ALLEGATI 1	40
	ALLEGATI 2	47
	ATLANTE FOTOGRAFICO	65

1 PREMESSA

Su incarico dello studio Da Re Engineering S.r.l. e per conto della ditta DEL BEN GIUSEPPE COSTRUZIONI S.r.l. è stata eseguita un'indagine geologica e geotecnica finalizzata alla definizione delle caratteristiche dei terreni di fondazione presenti nell'area interessata dal progetto di costruzione di nuove unità abitative ad uso residenziale, situata nel Comune di Pordenone (PN), via Peruzza – loc. Torre.

La presente relazione descrive, pertanto, le condizioni morfologiche, geologiche, idrogeologiche e sismiche generali dell'area, riporta i risultati delle indagini geognostiche eseguite e fornisce valutazioni sulla natura stratigrafica e geotecnica dei terreni presenti; ciò in ottemperanza alle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008, nonché al D.M. L.L. P.P. del 11/03/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno, delle terre e delle opere di fondazione" (Pubbl. G.U. Suppl. n° 127, del 01/06/1988) ed alle successive istruzioni applicative (Circolare M. LL.PP. n. 30483 del 24/09/88).

Inoltre, poiché il territorio del comune di Pordenone ricade in zona sismica caratterizzata da episodi con intensità significativa e, talora, è costituito da terreni a mediocri o scarse caratteristiche geotecniche, è necessario, come richiesto dal P.R.G.C., che ogni progetto costruttivo ed ogni intervento sul terreno osservi scrupolosamente i dispositivi di legge in materia di dimensionamento ed interazione terreno – struttura e che, quindi, le relazioni geologiche siano allegate agli elaborati di progetto in quanto ne sono parte integrante.

Considerata la tipologia del progetto e le sue dimensioni, nonché la stratigrafia presente nell'area interessata (ricavata da dati esistenti in possesso) e le condizioni geomorfologiche locali osservate durante un sopralluogo preliminare effettuato in data 23/01/2017, è stato deciso di eseguire un'indagine geologica realizzando 4 trincee esplorative e 2 indagini sismiche passive HVSR. Inoltre, durante le fasi di esecuzione delle trincee esplorative stesse, è stato prelevato un campione di terreno rimaneggiato da analizzare in laboratorio geotecnico.

L'ubicazione delle indagini realizzate è riportata in Fig.2 dell'Allegato1. I risultati ottenuti sono stati poi confrontati con le informazioni già in possesso per ricavare la stratigrafia del terreno ed elaborare il modello geotecnico, in accordo, dunque, con quanto previsto dalle Norme Tecniche del P.R.G.C. e con le normative Europee NTC 08.

L'inquadramento geologico è basato sullo studio geologico allegato al Piano Regolatore Generale del Comune di Pordenone, su precedenti relazioni redatte dallo scrivente e relative ad aree situate in prossimità del sito indagato, nonché su elaborati e testi in possesso.

I risultati dei calcoli geotecnici e le conclusioni tecniche di seguito riportate si devono intendere valide solo per fondazioni con dimensioni e tipologia specificate nel cap. 5, in funzione dei carichi previsti indicati dal progettista.

Alla presente relazione sono allegate:

ALLEGATI 1

- Figura 1: Inquadramento geografico con ubicazione area d'indagine
- Figura 2: Inquadramento di dettaglio ed ubicazione punti d'indagine
- Figura 3: Estratto carta geologica del Friuli Venezia Giulia (scala 1:150000) con ubicazione sito
- Figura 4: Carta geologica e tettonica schematica delle Prealpi Orientali (tratta da Istituto di geologia di Milano – Centro di studio per la stratigrafia e petrografia delle Alpi Centrali – C.N.R. Milano)
- Figura 5: Sezione litostratigrafica longitudinale della Pianura Pordenonese
- Figura 6: Direzioni principali delle conoidi della Pianura Veneto – Friulana
- Figura 7: Zonizzazione secondo P.R.G.C. Pordenone
- Figura 8: Carta litologica P.R.G.C. Pordenone
- Figura 9: Carta idrogeologica P.R.G.C. Pordenone

ALLEGATI 2

- Reports analisi di laboratorio su campione C1
- Reports indagini e grafici HVS1 e HVS2

ATLANTE FOTOGRAFICO

2 INQUADRAMENTO

2.1 GEOMORFOLOGIA:

L'area in esame è ubicata in Comune di Pordenone (PN), più precisamente in via Peruzza, località Torre (fig.1-2 dell'Allegato1); è inserita in un contesto residenziale a medio-bassa densità abitativa ed al catasto il terreno risulta censito al Foglio 15, mappali n°44 – 970 – 1926 – 1928.

Questa zona è situata al passaggio tra l'alta e la bassa pianura pordenonese, in particolare nel settore centro-settentrionale della provincia di Pordenone stessa.

L'evoluzione morfologica del territorio in esame è stata condizionata dall'azione dei Torrenti Cellina e Meduna che hanno costituito un vasto conoide "...il cui apice è allo sbocco del bacino montano, e che occupa gran parte della provincia" (F. Seriani *"Variante generale al vigente P.R.G. conseguente alla decadenza dei vincoli urbanistici – relazione geologica"*, 1998). Nello specifico, il sito indagato si trova in corrispondenza dell'unghia del conoide del Cellina la quale definisce un territorio pianeggiante e regolare che degrada verso sud con una pendenza di circa 1 – 1,5 %.

Pertanto, il territorio esaminato si presenta morfologicamente sub-pianeggiante e regolare, privo della presenza di scarpate e terrazzi alluvionali, caratterizzato da una quota di 43 metri sul livello medio del mare. Dal sopralluogo eseguito sul posto non sono emerse evidenze di potenziali dissesti in atto in quanto non sussistono i presupposti, mentre osservando la foto satellitare (fig.1 dell'Allegato1) non sono presenti, nelle vicinanze del sito, corsi d'acqua significativi che possano avere effetti di esondazione all'interno dell'area stessa.

2.2 IDROGRAFIA:

Nelle immediate vicinanze del sito in esame non è presente una rete idrografica ben definita in quanto i terreni ghiaiosi presenti fin dalla superficie del suolo drenano in profondità le acque di qualsiasi provenienza. "Il reticolo superficiale di questa zona è costituito unicamente da canalette irrigue che trovano la loro alimentazione da condotte provenienti dal lago di Barcis e dai canali adduttori". (F. Seriani *"Variante generale al vigente P.R.G. conseguente alla decadenza dei vincoli urbanistici – relazione geologica"*, 1998).

La mancanza di alvei fluviali, torrenti o rii, aree lacustri o paludose, ecc. presuppone che la zona in studio non risulta essere soggetta a subire fenomeni di esondazione in quanto non esistono i presupposti (Fig.1 dell'Allegato1).

Inoltre, secondo quanto indicato nella relazione geologica allegata al P.R.G., il territorio del Comune di Pordenone "...presenta una piovosità media annua di 1194 mm con valori più elevati in autunno e primavera 335 mm e 329 mm. ...In una giornata si possono avere 230 mm con $T_r = 100$ anni e punte orarie di 40 mm con $T_r = 5$ anni. Lo smaltimento della pioggia avviene attraverso il reticolo dei fossi e la percolazione nei terreni ghiaiosi permeabili" (F. Seriani *"Variante generale al vigente P.R.G. conseguente alla decadenza dei vincoli urbanistici – relazione geologica"*, 1998).

2.3 GEOLOGIA E STRATIGRAFIA

La natura dei materiali costituenti il sottosuolo dell'area in cui insiste il sito in esame, è nota, nelle sue linee generali, grazie a numerosi dati relativi a perforazioni ed indagini geognostiche già eseguite in zona.

Il territorio in esame appartiene, come tutta la pianura pordenonese e più in generale la pianura friulana, alla microplacca Adria che deriva dalla interferenza tra il sistema tettonico dinarico e quello alpino. La pianura "...rappresenta il complesso sedimentario di età terziaria dell'avampaese della catena subalpina orientale, rimodellato da una coltre quaternaria deposta negli ultimi 23 milioni di anni, per uno spessore complessivo variabile da 500 a 1100 metri." (M.M.. Pivetta *"PRGC 08 Sesto al Reghena"*, 2008). Nel territorio comunale di Pordenone il basamento del quaternario è stato individuato tra i 400 e i 500 m di profondità dal piano campagna.

I depositi più profondi individuano successioni stratigrafiche di tipo marino che si alternano a strati di deposizione continentale. Questi ultimi divengono sempre più frequenti fino a prevalere mano a mano che si risale verso l'alto della sequenza geologica. Pertanto si può affermare che i depositi alluvionali che costituiscono la pianura pordenonese sono stati prodotti "... dall'avvicinarsi di episodi di trasgressione e di regressione marina riconducibili a fattori tettonici e climatici" (M.M.. Pivetta *"PRGC 08 Sesto al Reghena"*, 2008).

Durante la genesi della pianura pordenonese, nel processo di selezione naturale che operarono i corsi d'acqua, le alluvioni di conoide si differenziarono dal punto di vista granulometrico in due associazioni principali: una costituita da alluvioni grossolane (ciottoli e ghiaie), localizzata nella fascia pedemontana, ed una rappresentata da materiali più fini (sabbie, limi ed argille) individuata più a valle. Questa situazione

geologica ha determinato una suddivisione della pianura pordenonese in Alta Pianura e Bassa Pianura, separate dalla fascia delle risorgive, caratterizzate, quindi, da aspetti idrogeologici ben distinti.

L'area oggetto d'indagine è ubicata nella medio-alta pianura Pordenonese; dal punto di vista litologico essa fa parte di quella porzione dell'alta pianura il cui sottosuolo è caratterizzato dalla presenza prevalente di materiali ghiaiosi grossolani, appartenenti alle varie conoidi alluvionali del Meduna e del Cellina, "che si sono depositate in tempi diversi, sovrapponendosi ed anastomizzandosi tra loro. Verso monte queste conoidi ghiaiose si sovrappongono direttamente; verso valle appaiono separate da orizzonti limoso – argillosi." (A. Dal Prà, R. Antonelli *"Indagini geologico – tecniche sul sottosuolo della pianura alluvionale dei torrenti Cellina e Meduna"*, 1979) (vedi fig.5 dell'Allegato1).

Le alluvioni grossolane presenti nella fascia settentrionale a monte della linea delle risorgive, in cui si trova anche il sito esaminato, sono costituite da elementi calcarei ed arenacei in più o meno abbondante matrice limoso – sabbiosa, matrice che, localmente, può divenire prevalente e caratterizzare così il sedimento nell'ambito di depositi lentiformi allungati soprattutto in senso nord – sud. Tuttavia i livelli a granulometria più fine sono poco frequenti.

In generale l'assetto stratigrafico di questo territorio vede la presenza nel sottosuolo di materiali ghiaiosi molto addensati. Secondo gli studi di Dal Prà e Antonelli, la composizione media di queste alluvioni è caratterizzata da ghiaie per il 70%, da sabbie per il 26% ed infine da limi per il rimanente 4% con una porosità media intorno all'8%, valore piuttosto basso che testimonia un loro notevole costipamento.

Nel caso specifico, l'area esaminata, secondo quanto indicato nella relazione geologica allegata al P.R.G.C. di Pordenone, è ubicata all'interno della fascia rappresentata da depositi ghiaioso sabbiosi (GS) (vedi fig.8 dell'Allegato1). Pertanto questi depositi sono dotati di buone ed ottime caratteristiche geotecniche garantendo, di regola, buona portanza e cedimenti trascurabili, mentre le facies appaiono essere granulometricamente ben gradate ed omogenee con la presenza di una matrice sabbioso – limosa più evidente negli strati superficiali.

2.4 IDROGEOLOGIA:

I depositi sopra descritti sono ad alta permeabilità pertanto l'assetto idrogeologico è caratterizzato da un unico acquifero indifferenziato che, verso sud, si evolve in un sistema multifalde ad acquiferi differenziati e sovrapposti al di sotto della falda freatica.

L'andamento del corpo idrico sotterraneo presenta un deflusso con direzione principale nord – sud e componenti prevalenti nord/ovest – sud/est. Le quote delle isofreatiche sono comprese tra 30 – 35 m s.l.m.m., ossia ad una profondità compresa tra 8 – 13 m dal piano campagna (vedi fig.9 dell'Allegato1).

La sua alimentazione è dovuta all'infiltrazione delle acque meteoriche, alla dispersione dei Fiumi Cellina e Meduna, all'infiltrazione delle acque d'irrigazione e alle dispersioni delle condutture idrauliche per impianti irrigui ma, soprattutto, alle acque sotterranee provenienti dall'enorme bacino carsico del Cansiglio – Monte Cavallo dove si attuano importanti processi di ricarica dell'intera struttura idrogeologica della Pianura Pordenonese.

La disponibilità d'acqua di ogni falda è direttamente proporzionale alla permeabilità degli acquiferi (sabbie, sabbie limose, limi sabbiosi) ed allo spessore dell'acquifero. La permeabilità dipende soprattutto dalla percentuale di matrice limosa intasante presente nei depositi ghiaioso – sabbiosi, pertanto non risulta essere di immediata e semplice valutazione: in generale dove prevale la frazione sabbiosa è discreta, dove prevale la componente fine coesiva è ridotta ($10^{-2} - 10^{-7}$ cm/s). In particolare, nell'area in esame, "...la media del coefficiente di permeabilità K risulta di 8×10^{-2} cm/sec. Si tratta di un valore che può sembrare piuttosto basso per materiali ghiaiosi. Esso tuttavia viene giustificato dal forte costipamento delle alluvioni, evidenziato tra l'altro dalle prove di porosità". (A. Dal Prà, R. Antonelli "*Indagini geologico – tecniche sul sottosuolo della pianura alluvionale dei torrenti Cellina e Meduna*", 1979).

2.5 INQUADRAMENTO GEODINAMICO E LINEAMENTI GEOLOGICI:

Sebbene all'interno del territorio comunale di Pordenone non siano state rilevate strutture tettoniche sepolte di primaria importanza, esso è interessato più o meno direttamente nel suo strato litoide, al di sotto del materasso alluvionale, da tre importanti unità tettoniche limitrofe (fig. 4):

- Sovrascorrimento Periadriatico (Linea Barcis – Starasella)
- Linea di Budoia o Aviano
- Linea di Sacile

Il Sovrascorrimento Periadriatico è un elemento tettonico a carattere regionale costituito da una fascia di discontinuità e non da una singola frattura; mette a contatto la dolomia con le litologie cretacee, eoceniche e mioceniche ubicate a sud del sovrascorrimento stesso.

La linea di Budoia costeggia il margine sud – orientale del massiccio Cansiglio – Cavallo; essa accosta, lungo un piano orientato SW – NE ed immerso a nord, rocce calcaree con conglomerati, argille azzurre e scaglia. Secondo alcuni autori rappresenta una linea secondaria generata dal sistema del Sovrascorrimento Periadriatico

La linea di Sacile è un elemento tettonico sepolto che è stato individuato dalle perforazioni e dalle prospezioni geofisiche; questa linea, parallela alla linea di Budoia, giustificherebbe la depressione quaternaria della zona pedemontana. La sua origine è collegata ad una piega (sinclinale di Sacile) che rappresenta il risultato del processo di compressione con asse orientato NE – SW, ossia parallelo alla linea di Sacile stessa.

Nel Quaternario (neotettonica), si sono registrate attività sia in termini lineari che areali. In particolare questa porzione di pianura pordenonese è interessata da un generale abbassamento, che si manifesta in modo più accentuato lungo la linea di Carole, determinando un basculamento in direzione SW.

Si definisce “faglia”, la frattura di un ammasso roccioso con relativo spostamento (dislocazione) delle parti separate. Le fratture sono di tipo subverticale o con pendenze elevate e sono costituite da un insieme di fratture minori e microfratture isorientate che portano alla frammentazione degli ammassi rocciosi stessi lungo il piano di separazione, formando miloniti e cataclasiti.

Le “linee di sovrascorrimento”, invece, definiscono piani di dislocazione tettonica caratterizzati da basse inclinazioni o suborizzontalità, generalmente molto estesi, lungo i quali si sono spostati enormi volumi rocciosi.

3 INDAGINI ESEGUITE

Secondo il P.R.G.C. del Comune di Pordenone, l'area esaminata si trova in “**Zona A**” (vedi fig.7 dell'Allegato1) e pertanto le prove geognostiche vanno eseguite “...solo in occasione di opere totalmente o parzialmente sotterranee che interferiscono con la falda freatica al fine di valutare i dati idrogeologici della stessa” (F. Seriani “*Variante generale al vigente P.R.G. conseguente alla decadenza dei vincoli urbanistici – relazione geologica*”, 1998)

Al fine di definire la natura litostratigrafica, le caratteristiche geotecniche e la distribuzione spaziale dei terreni di fondazione presenti nel sottosuolo sono stati analizzati i risultati ottenuti dalla realizzazione di 4 trincee esplorative (T1, T2, T3 e T4) profonde ciascuna 3,5 m circa dal piano campagna. Inoltre, dalla trincea T2 è stato prelevato un campione rimaneggiato da analizzare in laboratorio e, infine, sono state eseguite 2 prospezioni sismiche passive per ricavare con precisione la categoria di suolo e verificare la continuità delle caratteristiche geotecniche dei terreni oltre la profondità raggiunta dalle singole trincee. I dati ottenuti sono stati confrontati sia con quelli già in possesso ricavati da indagini eseguite dallo scrivente in aree adiacenti, sia con quelli derivanti dalla relazione geologica allegata al P.R.G.C. di Pordenone.

Questa modalità d'indagine è stata ritenuta pienamente sufficiente in base alla conoscenza preliminare dei terreni in zona ed in relazione alle dimensioni dell'opera in progetto, in accordo con quanto richiesto nel P.R.G.C.. La profondità d'indagine è stata stabilita in fase preliminare e confermata in fase operativa.

Le prove sismiche passive sono state eseguite il 25 gennaio 2017, mentre le trincee esplorative il 30 gennaio 2017. Le relative ubicazioni sono riportate in Fig.2 dell'Allegato1.

➤ **Trincee esplorative**

La trincea esplorativa consiste nello scavo di una buca in prossimità (ma non all'interno) dell'area interessata dalla realizzazione delle fondazioni relative al progetto di nuova costruzione, in modo da verificare, riconoscere e valutare direttamente i primi strati di terreno interessati dallo scarico del peso della struttura da parte delle fondazioni stesse. Inoltre, tramite la trincea esplorativa è possibile verificare la presenza o meno d'acqua in prossimità della superficie del suolo o del piano di posa delle fondazioni. Per la realizzazione delle trincee esplorative è stata utilizzata una terna gommata.

➤ **Prove di laboratorio**

Durante le fasi di esecuzione delle trincee esplorative, è stato prelevato un campione di terreno rimaneggiato da analizzare in laboratorio geotecnico. Infatti, i terreni di fondazione presenti all'interno del sito indagato sono costituiti in prevalenza da depositi ghiaioso – sabbiosi e in percentuale minore da limi ed argille sabbiose. Sono proprio questi ultimi ad essere stati campionati ed analizzati per definirne le caratteristiche geotecniche specifiche. In particolare è stato prelevato un campione (C1) dalla trincea T2 alla profondità compresa tra 1,5 – 2,0 m dal piano campagna, riposto in sacchetto di polietilene, sigillato ermeticamente ed immediatamente contrassegnato indicando la trincea di provenienza e la profondità di prelievo.

Il campione è stato sottoposto ad un'analisi granulometrica, ne è stato valutato il peso specifico dei granuli ed il limite di consistenza liquido e plastico utilizzando l'abaco di Casagrande (Limiti di Consistenza di Atterberg) in quanto la componente coesiva ha una percentuale prevalente all'interno della composizione del campione prelevato. Infine è stata eseguita una prova di taglio diretta.

➤ **Prospezione sismica passiva (HVSR)**

Tramite la tecnica HVSR eseguita in sito, si può valutare in primo luogo la frequenza di vibrazione naturale di un sito. Successivamente, come ulteriore sviluppo, la stima del parametro normativo $V_{s,30}$ attraverso un processo di inversione del problema iniziale.

Per la realizzazione della prospezione sismica passiva è stato utilizzato il tromografo "Tromino": si tratta di un sismografo di dimensioni molto contenute che contiene tre sensori elettrodinamici ortogonali (velocimetri) e risponde ad un ampio range frequenziale (0,1 – 300 Hz). Il metodo di indagine utilizzato è quello a stazione singola dei rapporti spettrali (HVSR).

La sismica passiva si basa sulla misura dei microtremori che sono sempre presenti sulla superficie terrestre e sono generati da fenomeni naturali (vento, onde marine) e artificiali (attività antropiche). Il metodo HVSR consiste nello studio del rapporto spettrale tra la componente orizzontale del rumore e quella verticale (H/V spectrum). Il valore di tale rapporto è direttamente correlato con la frequenza di risonanza determinata dal passaggio tra due strati con una differenza significativa del contrasto di impedenza (velocità delle onde e densità del materiale). Considerando due strati con differente impedenza sismica, la frequenza di risonanza (f_r) è legata allo spessore e alla velocità delle onde di taglio V_s del primo strato dalla seguente relazione:

$$f_r = V_{s1} / 4 h$$

V_{s1} : velocità delle onde S del primo strato

h : spessore primo strato

Nello specifico, le ipotesi alla base della tecnica sono: una concentrazione di frequenze basse (tipicamente al di sotto dei 20 Hz), un'assenza di sorgenti periodiche e/o con contenuto in alte frequenze e che le sorgenti di rumore siano uniformemente distribuite intorno alla stazione di registrazione. Se queste sono soddisfatte, la tecnica può essere suddivisa nelle fasi che vengono di seguito illustrate.

Si esegue una registrazione del rumore ambientale lungo tre direzioni ortogonali tra loro (x, y, z) con una singola stazione. Tale registrazione deve essere effettuata, secondo le indicazioni del progetto SESAME, per una durata non inferiore ai 20 minuti.

Si esegue un'operazione detta di windowing, in cui le tre tracce registrate vengono suddivise in finestre temporali di prefissata durata. Secondo le indicazioni del succitato progetto SESAME tale dimensione, detta Long Period, deve essere almeno pari ai 20 secondi. Si ottiene così un insieme di finestre "long", che sono sincronizzate fra le tracce.

Queste finestre vengono filtrate in base a dei criteri che permettono di individuare l'eventuale presenza di transienti (disturbi temporanei con grandi contributi nelle frequenze alte) o di fenomeni di saturazione.

Per ciascuna delle finestre rimanenti, quindi ritenute valide, viene valutato lo spettro di Fourier. Quest'ultimo viene sottoposto a tapering e/o lisciamento secondo una delle varie tecniche note in letteratura e ritenute idonee al caso in analisi.

Successivamente si prendono in considerazione gli spettri delle finestre relative alle tracce orizzontali in coppia. Ovvero, ogni spettro di una finestra per esempio della direzione X, ha il suo corrispettivo per le finestre nella direzione Y, vale a dire che sono relative a finestre temporali sincrone. Per ognuna di queste coppie viene eseguita una somma tra le componenti in frequenza secondo un determinato criterio che può essere, ad esempio, una semplice media aritmetica o una somma euclidea.

Per ciascuna coppia di cui sopra, esiste lo spettro nella direzione verticale Z, ovvero relativo alla finestra temporale sincrona a quelle della coppia. Ogni componente in frequenza di questo spettro viene usato come denominatore nel rapporto con quello della suddetta coppia. Questo permette quindi di ottenere il ricercato rapporto spettrale H/V per tutti gli intervalli temporali in cui viene suddivisa la registrazione durante l'operazione di windowing.

Eseguendo per ciascuna frequenza di tali rapporti spettrali una media sulle varie finestre, si ottiene il rapporto spettrale H/V medio, la cui frequenza di picco (frequenza in cui è localizzato il massimo valore assunto dal rapporto medio stesso) rappresenta la deducibile stima della frequenza naturale di vibrazione del sito.

L'ulteriore ipotesi che questo rapporto spettrale possa ritenersi una buona approssimazione dell'ellitticità del modo fondamentale della propagazione delle onde di Rayleigh, permette di confrontare questi due al fine di ottenere una stima del profilo stratigrafico. Tale procedura, detta di inversione,

consente di definire il profilo sostanzialmente in termini di spessore e velocità delle onde di taglio. Avendo quindi una stima del profilo della velocità delle onde di taglio, è possibile valutarne il parametro normativo $V_{s,30}$.

4 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO

4.1 GEOLOGIA E STRATIGRAFIA SPECIFICA DEL SITO

Secondo quanto indicato nella carta litologica allegata al P.R.G.C. del comune di Pordenone l'area in esame rientra nella **zona A** (Fig.7 dell'Allegato1), ossia costituita da "...sedimenti ghiaiosi – sabbiosi ben addensati." (F. Seriani "*Variante generale al vigente P.R.G. conseguente alla decadenza dei vincoli urbanistici – relazione geologica*", 1998).

Infatti, analizzando i risultati emersi dalle indagini realizzate (trincee esplorative e sismica passiva) e confrontandoli con altri dati in possesso, appare evidente che entro i primi 100 m di profondità dal piano campagna prevalgono i depositi granulari costituiti da ghiaie e sabbie talora in matrice limosa, confermando la struttura stratigrafica sopra descritta. Solamente entro i primi 2,5 metri di profondità si osserva una presenza più frequente dei depositi limo-argillosi con sabbie molto fini riconosciuti un po' in tutta l'area indagata e che raggiunge la sua massima espressione in T2 dove diviene il deposito prevalente tra 0,6 – 1,8 m dal piano campagna.

In particolare si nota che lo strato di terreno vegetale costituito da limo con ghiaietto è presente su tutta la superficie indagata con uno spessore compreso tra 0,6 – 0,7 m dal p.c.; immediatamente dopo s'impostano i depositi granulari che, come già detto, sono caratterizzati dalla presenza di livelli più coesivi nei primi 2,5 m dal piano campagna. Nella trincea T1, ossia nella parte più a sud del sito, questi depositi limoso-argillosi con sabbie sono presenti tra 0,6 – 1,4 m (anche se con presenza di ghiaietto) e tra 2,0 – 2,5 m di profondità dal piano campagna. Nella trincea T2 (nord-ovest del sito), invece, sono riconoscibili con continuità tra 0,6 – 1,8 m, mentre in T3 (nord-est) non compaiono affatto. In T4, ubicata circa al centro dell'area indagata, i limi e argille sabbiose sono state osservate tra 1,8 – 2,3 m di profondità, sempre dal piano campagna.

Tabella 1: Interpretazione stratigrafica da trincea T1

Strato	Profondità dal piano campagna (m)	Litologia	Note
1	0,0 – 0,6	Terreno vegetale	Limi colore bruno con ghiaietto. Rari ciottoli diam. 8-10 cm
2	0,6 – 1,4	Limo ed argilla sabbiosa con ghiaietto	Ghiaie diam. 0,5-2 cm,arrotondate; depositi limo-argillosi colore marrone chiaro
3	1,4 – 2,0	Ghiaia e sabbia	Ghiaie medio-grosse, arrotondate, ciottoli diam. 10-15 cm; sabbie grossolane; matrice limosa marrone chiaro
4	2,0 – 2,5	Limo ed argilla sabbiosa	Sabbie molto fini, colore marrone chiaro, presenza di radici
5	2,5 – 3,5	Ghiaia e sabbia	Simili allo strato 3

Tabella 2: Interpretazione stratigrafica da trincea T2

Strato	Profondità dal piano campagna (m)	Litologia	Note
1	0,0 – 0,6	Terreno vegetale	Limi colore bruno con ghiaietto. Rari ciottoli diam. 8-10 cm
2	0,6 – 1,8	Limo ed argilla sabbiosa	Sabbie molto fini, colore marrone chiaro
3	1,8 – 3,5	Ghiaia e sabbia	Ghiaie medio-grosse, arrotondate, ciottoli diam. 10-15 cm; sabbie grossolane; matrice limosa marrone chiaro

Tabella 3: Interpretazione stratigrafica da trincea T3

Strato	Profondità dal piano campagna (m)	Litologia	Note
1	0,0 – 0,7	Terreno vegetale	Limi colore bruno con ghiaietto. Rari ciottoli diam. 8-10 cm
2	0,7 – 3,5	Ghiaia e sabbia	Ghiaie medio-grosse, arrotondate, ciottoli diam. 10-15 cm; sabbie grossolane; matrice limosa marrone chiaro

Tabella 4: Interpretazione stratigrafica da trincea T4

Strato	Profondità dal piano campagna (m)	Litologia	Note
1	0,0 – 0,6	Terreno vegetale	Limi colore bruno con ghiaietto. Rari ciottoli diam. 8-10 cm
2	0,6 – 1,8	Ghiaia e sabbia (1,6 – 1,8 ghiaietto con sabbia grossolana)	Ghiaie medio-grosse, arrotondate, ciottoli diam. 10-15 cm; sabbie grossolane; matrice limosa marrone chiaro
3	1,8 – 2,3	Limo ed argilla sabbiosa	Sabbie molto fini, colore marrone chiaro, presenza di radici
4	2,3 – 3,5	Ghiaia e sabbia	Simili allo strato 2

Le ghiaie sono caratterizzate da clasti di dimensioni centimetriche, arrotondati ed isorientati, a composizione prevalentemente carbonatica. Infatti questi depositi ghiaiosi sono costituiti da elementi calcarei, dolomitici e da rari frammenti di arenarie appartenenti al Flysch eocenico presente in Val Colvera, a nord di Maniago; ciò porta a concludere che le ghiaie in esame sono dovute allo smantellamento delle rocce presenti nel bacino del Cellina e del Colvera, quindi trasportate e depositate dalle alluvioni fluviali verso valle da parte dei torrenti Cellina e Meduna (arrotondamento, isorientamento, matrice sabbioso – limosa). Le loro caratteristiche geotecniche sono molto buone o ottime e garantiscono, di norma, cedimenti minimi e trascurabili. I limi ed argille sabbiose, invece, sono depositi di tipo coesivo e caratterizzati da una granulometria delle sabbie molto fine, perciò assumono proprietà geotecniche inferiori rispetto ai depositi ghiaiosi.

Le prospezioni sismiche passive (Hv1 e HV2) confermano la presenza di depositi di tipo coesivo entro i primi 2,7 m dal piano campagna, come pure la continuità delle alluvioni ghiaiose e sabbiose al di sotto dei 3,5 m di profondità indagati tramite le trincee esplorative, individuando peraltro un aumento della loro densità a partire da circa 17,0 m di profondità sempre dal piano campagna.

4.2 RISULTATI ANALISI DI LABORATORIO SU CAMPIONI PRELEVATI

Le analisi di laboratorio hanno interessato un campione rimaneggiato (C1) prelevato dalla trincea T2 alla profondità compresa tra 1,5 – 2,0 m dal piano campagna. I risultati ottenuti sono serviti per caratterizzare i terreni di fondazione relativi allo strato con proprietà geotecniche più deboli e permettere di ottenere il modello geotecnico del sito.

I risultati delle analisi effettuate e le schede geotecniche ottenute sono raccolte nell'Allegato 2.

In particolare, il campione analizzato è stato sottoposto ad un'analisi granulometrica, in cui emerge che è costituito dal 43,7% di sabbia, dal 37,3% di limo e dal 18,7% di argilla; ne deriva, pertanto, che sebbene la percentuale relativa alle sabbie sia maggiore rispetto a tutte le altre componenti, in senso assoluto prevale la struttura coesiva rispetto a quella granulare (limo + argilla), penalizzando le caratteristiche geotecniche rispetto ai depositi ghiaiosi e sabbiosi presenti nel sito. Inoltre, sono state effettuate anche delle prove per determinare il peso specifico dei granuli, il limite di consistenza liquido e plastico e una prova di taglio diretto. Nello specifico è emerso che il terreno analizzato ha un limite di liquidità del 19,2% ma non ha un comportamento plastico.

4.3 MODELLO GEOTECNICO

Di seguito sono schematizzati i livelli stratigrafici riconosciuti tramite le trincee realizzate con indicati i principali parametri geotecnici caratterizzanti i singoli strati.

I valori geotecnici riportati nell'interpretazione stratigrafica sottostante sono stati ottenuti dall'elaborazione dei risultati delle analisi di laboratorio sul campione rimaneggiato C1 e su dati geotecnici in possesso relativi ad indagini eseguite in aree limitrofe, o reperibili in letteratura, per poi essere confrontati ed integrati con quelli presenti nella relazione geologica allegata al P.R.G.C. relativi al sito in esame.

Interpretazione stratigrafica

0,0 – 0,6 m da p.c.

Φ : 30°
 γ : 1,70 t/m³
CLASSIFICAZIONE AGI:

Terreno riporto limoso con ghiaietto

angolo di resistenza al taglio
peso unità di volume
moderatamente addensato

0,6 – 2,5 m da p.c.

Φ : 33°
 γ : 2,70 t/m³
I_l: 19,2%
I_p: non plastico
CLASSIFICAZIONE AGI:

Limi ed argille sabbiose (quando presenti)

angolo di resistenza al taglio
peso unità di volume
limite di liquidità
limite di plasticità
moderatamente addensato

0,6 – 17,0 m da p.c.

Φ : 38°
 γ : 2,70 t/m³
CLASSIFICAZIONE AGI:

Ghiaie e sabbie

angolo di resistenza al taglio
peso unità di volume
addensato

15,0 – 30,0 m da p.c.

Φ : 45°

γ : 2,70 t/m³

CLASSIFICAZIONE AGI:

Ghiaie e Sabbie con ciottoli

angolo di resistenza al taglio

peso unità di volume

molto addensato

4.4 RISPOSTA SISMICA DEL SITO

Per definire la risposta sismica del sito, ricavare la velocità delle onde sismiche e le eventuali variazioni di velocità, con particolare attenzione per le Vs30 finalizzate all'assegnazione della categoria di suolo, verificare la continuità dei depositi ghiaiosi oltre i 3,5 m di profondità raggiunti dalle trincee esplorative, nonché valutare la frequenza fondamentale del sito, sono state realizzate due prospezioni sismiche passive.

In particolare la prospezione HV1 è stata eseguita nella zona sud dell'area indagata, mentre HV2 in quella di centro-nord. Le ubicazioni delle prospezioni sismiche realizzate sono indicate in figura 2 dell'Allegato 1, mentre tutti i reports e grafici ottenuti dalle singole prove sono raccolte nell'Allegato 2.

HV1 indagine HVSR1

Rapporto spettrale H/V

Dati riepilogativi:

Frequenza massima:	22.00	Hz
Frequenza minima:	0.50	Hz
Passo frequenze:	0.10	Hz
Tipo lisciamento:	Triangolare proporzionale	
Percentuale di lisciamento:	10.00	%
Tipo di somma direzionale:	Media aritmetica	

Risultati:

Frequenza del picco del rapporto H/V: 17.30 Hz $\pm$ 0.32 Hz

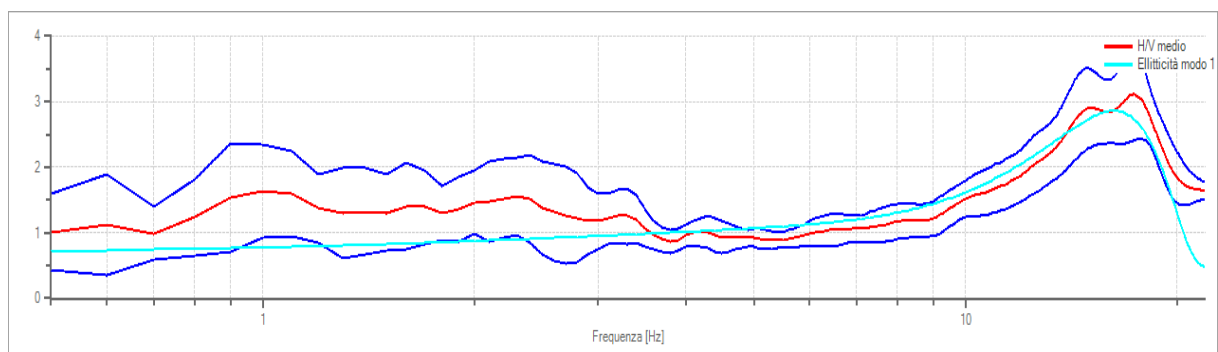


Grafico 1: Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia in HV1

Dati riepilogativi:

Numero strati: 3
Frequenza fondamentale di sito f_0 : 16,30 Hz
Valore di disadattamento: 0,25
Valore V_{s30} : 401,74 m/s

Dati della stratigrafia:

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Velocità onde di taglio [m/s]	Tipo di Suolo
1	0	2,7	145	Terreni sciolti
2	2.7	15	440	Ghiaie e sabbie
3	17,7	20	560	Ghiaie compatte

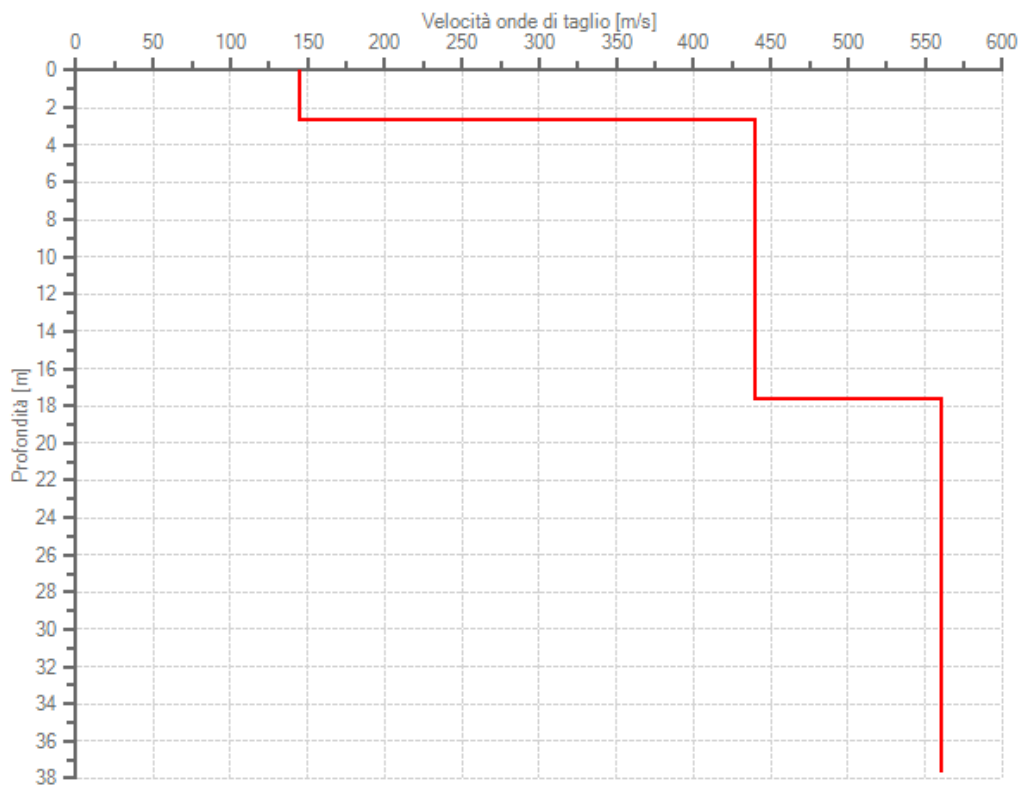


Grafico 2: Profilo delle velocità delle onde di taglio in HV1

Il profilo del grafico 2 sintetizza i risultati emersi dalla prospezione HV1: infatti si riconosce la presenza di almeno tre strati di depositi alluvionali con caratteristiche di risposta sismica diverse tra loro. Il primo è superficiale e profondo solo 2,7 m dal piano campagna, definito da Vs di circa 145 m/s, che rappresenta un terreno a caratteristiche coesive (limo e argille). Il secondo strato si osserva fino a circa 17,7 m di profondità dal piano campagna ed è caratterizzato da un valore di Vs di circa 440 m/s, tipico delle ghiaie e sabbie. Successivamente le Vs passano a valori di 560 m/s per poi stabilizzarsi, rappresentando un aumento della compattezza delle ghiaie con la profondità.

Inoltre, è stato riscontrato un picco significativo nella curva H/V nell'intervallo di frequenze di interesse ingegneristico: 0,5-20 Hz. Il sottosuolo tende ad avere una ben determinata frequenza propria di oscillazione (frequenza fondamentale di sito f_0) pari a 16,30 Hz. Pertanto la struttura in progetto subirà amplificazioni di oscillazione se la propria frequenza di oscillazione sarà dello stesso ordine di grandezza della frequenza fondamentale di sito f_0 . Il progettista calcolatore dovrà confrontare la frequenza fondamentale di sito e la frequenza propria di oscillazione della struttura al fine di evitare effetti di risonanza tra terreno e struttura stessa.

HV2 indagine HVSR2

Rapporto spettrale H/V

Dati riepilogativi:

Frequenza massima:	22.00	Hz
Frequenza minima:	0.50	Hz
Passo frequenze:	0.10	Hz
Tipo lisciamento:	Triangolare proporzionale	
Percentuale di lisciamento:	10.00	%
Tipo di somma direzionale:	Media aritmetica	

Risultati:

Frequenza del picco del rapporto H/V: 17.50 Hz $\pm$ 0.22 Hz

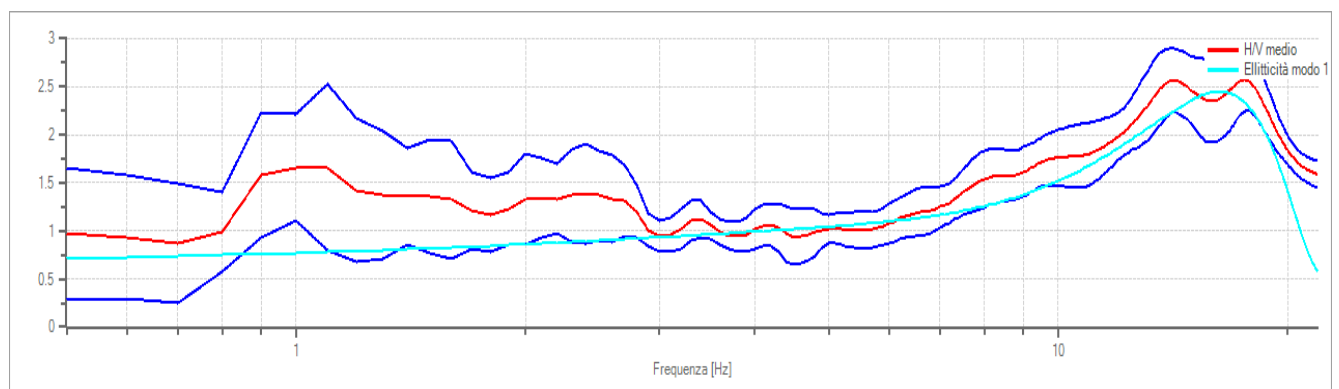


Grafico 3: Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia in HV2

Dati riepilogativi:

Numero strati:	3
Frequenza fondamentale di sito f_0 :	16,30 Hz
Valore di disadattamento:	0,19
Valore V_{s30}:	402,93 m/s

Dati della stratigrafia:

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Velocità onde di taglio [m/s]	Tipo di Suolo
1	0	2,7	150	Terreni sciolti
2	2.7	15	440	Ghiaie e sabbie
3	17,7	20	550	Ghiaie compatte

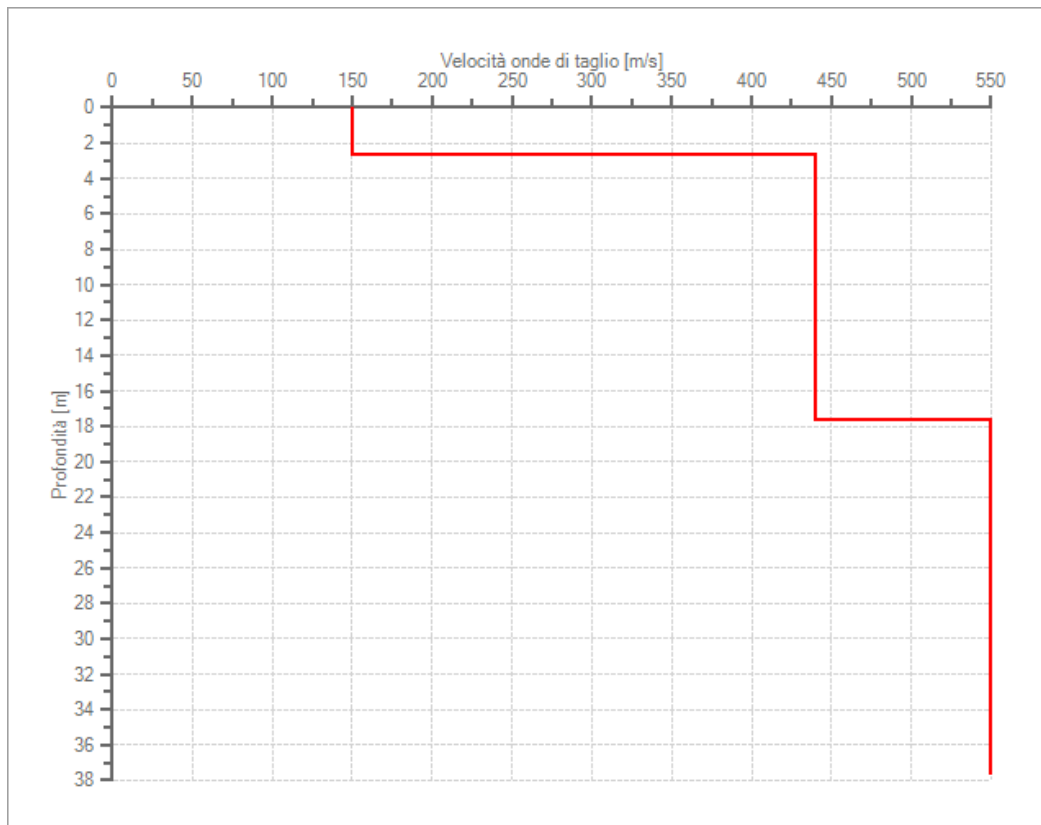


Grafico 4: Profilo delle velocità delle onde di taglio in HV2

Anche nella prospezione HV2 si riconosce la presenza del deposito superficiale di tipo coesivo profondo circa 2,7 m dal piano campagna, anche se caratterizzato da una velocità delle onde S un po' superiore (V_s 150 m/s). Al di sotto, come in HV1, si conferma la presenza delle ghiaie e sabbie definite da una V_s di circa 440 m/s fino ai 17,0 m di profondità per poi aumentare e stabilizzarsi a 550 m/s. Quest'ultimo valore risulta leggermente più basso rispetto a quello ricavato in HV1, ma, tuttavia, anche in questo caso viene evidenziato l'aumento della densità delle ghiaie con la profondità.

La frequenza propria di oscillazione (frequenza fondamentale di sito f_0) evidenziata da HV2 risulta identica a quella di HV1, ossia pari a 16,30 Hz.

4.5 PROFILO DI VS E DETERMINAZIONE DEL VS30

Per la determinazione della velocità delle onde S è stata utilizzata la tecnica di inversione per le misure a stazione singola (prova H/V).

L'inversione delle misure di tremore a fini stratigrafici sfrutta la tecnica del confronto degli spettri singoli e dei rapporti H/V misurati con quelli 'sintetici', cioè con quelli calcolati relativamente ad un modello (vedi grafici Allegato 2). L'interpretazione è tanto più soddisfacente, e il modello tanto più vicino alla realtà, quanto più i dati misurati e quelli sintetici sono vicini; è comunque necessaria la conoscenza della profondità di una discontinuità o della velocità delle onde S di uno strato ottenuta da altre indagini dirette o indirette. Nel presente caso sono stati utilizzati i dati risultanti dalle trincee esplorative eseguite ed ubicate in prossimità dell'area esaminata con la prospezione sismica passiva, nonché le conoscenze geologiche del territorio ricavate da dati esistenti.

Dai profili sismo-stratigrafici è possibile calcolare il parametro Vs30 attraverso la seguente espressione, quindi stimare la categoria del suolo di fondazione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $D\check{Z}<10^{-6}$) dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori. La proposta della nuova normativa DM08 conclude che il sito verrà classificato sulla base del valore di Vs30 se disponibile, altrimenti sulla base del valore di N_{spt} o della C_u . Viene in sostanza enfatizzata l'importanza del parametro Vs 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 di fondazione o piano campagna (p.c.) risulta:

Vs₃₀: 401,74 m/s (HV1)

Vs₃₀: 402,93 m/s (HV2)

pertanto la categoria del sottosuolo, fino alla profondità significativa di 30 m, può essere classificata come segue:

B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
---	---

Tabella riassuntiva dei risultati

PROVA HVSR	Vs ₃₀ [m/s]	f ₀ [Hz]	Categoria Sottosuolo
N.1	401,74	16,30	B
N.2	402,93	16,30	B

4.6 IDROGEOLOGIA SPECIFICA DEL SITO:

Considerato la tipologia di depositi sedimentari presenti nel sito in esame, si deduce che l'assetto idrogeologico è di tipo freatico e coinvolge l'acquifero ghiaioso-sabbioso presente appena al di sotto del piano campagna, come evidenziato dalle indagini realizzate in sito ed in proprietà adiacenti all'area in oggetto.

Durante l'esecuzione delle trincee esplorative, avvenuta il 30/01/2017, non è stato intercettato alcun livello di falda freatica; da informazioni bibliografiche relative all'area in esame si ritiene che la sua profondità si attesti a circa 8 – 10 m sotto il piano campagna.

La profondità del livello freatico stimata è riferita ad una fase di normalità della falda; si ritiene che esso possa oscillare di qualche metro in coincidenza a fasi climatiche particolarmente siccitose o piovose.

La direzione di deflusso è essenzialmente da nordovest verso sudest con componente prevalente nord-sud.

4.7 LIQUFAZIONE DEL TERRENO SPECIFICA DEL SITO IN ESAME:

Al fenomeno della liquefazione sono di solito interessati quei depositi sabbiosi, saturi, che nel corso di una sollecitazione di tipo ciclico (evento sismico) subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio raggiungendo una condizione di fluidità, con conseguente instabilità, per cui il terreno tende a modificare la sua configurazione fino a raggiungere quella compatibile con la nuova situazione tensionale. In teoria la perdita della resistenza si verifica quando la pressione totale dell'acqua che riempie i pori interstiziali del materiale arriva ad uguagliare la pressione totale di sconfinamento, ovvero quando gli sforzi che si esercitano attraverso lo scheletro solido divengono nulli.

Secondo il Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, il rischio di liquefazione deve essere valutato per tutti i terreni suscettibili di tale comportamento. Uno dei metodi bibliografici utilizzati per la verifica di tale rischio è il metodo di Sherif & Ishibashi che restringe il campo delle stratigrafie potenzialmente soggette a fenomeni di liquefazione ai livelli che presentano le seguenti caratteristiche:

- siano costituiti da terreni non coesivi (sabbie) scarsamente addensati o sciolti
- abbiano un contenuto di fino (limo) < 25%
- si trovino sotto il livello statico della falda
- gli strati di copertura abbiano spessori inferiori di 3 m

Pertanto, una accurata valutazione del rischio di liquefazione del terreno di fondazione può essere definita solamente con prove in sito e di laboratorio che permettano di definire precisamente le caratteristiche granulometriche e lo stato di addensamento del terreno la cui esecuzione non appare giustificata considerando il tipo di stratigrafia riscontrata.

Tenendo conto di quanto sopra e considerando le stime effettuate da vari autori riguardanti valutazioni qualitative del grado di vulnerabilità alla liquefazione nel caso di pianure alluvionali sulla base del tipo di deposito sedimentario e della sua età, si ritiene ragionevole escludere, nell'area in esame, la probabilità che si verifichi il fenomeno della liquefazione del terreno in quanto non sussistono i presupposti. Infatti la stratigrafia sopra esposta individua depositi che sono prevalentemente ghiaiosi o, in alternativa, limosi e argillosi con sabbie fini i quali non risultano essere liquefacibili sotto sisma.

Inoltre, anche nella relazione geologica allegata al Piano Regolatore Comunale si esclude il rischio di liquefazione del terreno all'interno di tutta la Zona A, in cui si identifica anche il sito esaminato, in quanto non esistono i presupposti stratigrafici.

4.8 TETTONICA E RISCHIO SISMICO

Nel 2003 sono stati emanati i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basati sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica del territorio, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo.

Attraverso l'OPCM 3274/03 vengono dettati i principi generali sulla base dei quali le Regioni, a cui lo Stato ha delegato l'adozione della classificazione sismica del territorio (Decreto Legislativo n. 112 del 1998 e Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001 - "Testo Unico delle Norme per l'Edilizia"), hanno compilato l'elenco dei comuni con la relativa attribuzione ad una delle quattro zone, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale:

Zona 1 – E' la zona più pericolosa. Possono verificarsi fortissimi terremoti.
Zona 2 – In questa zona possono verificarsi forti terremoti.
Zona 3 - In questa zona possono verificarsi forti terremoti ma rari.
Zona 4 – E' la zona meno pericolosa. I terremoti sono rari.

Con Delibera della Giunta Regionale n. 845 del 06/05/2010, anche il territorio della Regione Friuli Venezia Giulia, è classificato sismico, ai sensi dell'art. 3, comma2, lett. a) della L.R. n.16 del 11/08/2009 "Norme per la costruzione in zona sismica e per la tutela fisica del territorio" assegnando ciascun Comune ad una zona sismica ed individuando l'area di alta e bassa sismicità di appartenenza come riportato nell'all. 1 alla DGR 845/2010. In particolare il territorio del Comune di Pordenone è stato classificato in Zona Sismica 2 (Area ad Alta sismicità); il valore di pericolosità sismica del territorio espresso in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi risulta essere compreso tra 0,25 e 0,15 a_g/g , come riportato nella mappa delle zone sismiche dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. In particolare, nella relazione geologica allegata al Piano Regolatore Comunale, le accelerazioni rientrano in un range di 0,11 g – 0,16 g per tempi di ritorno pari a 150 – 650 anni.

*Secondo il Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, analizzando i risultati forniti dalle prospezioni sismiche passive e dalle trincee esplorative, il suolo di fondazione in esame deve essere considerato nella categoria di sottosuolo di **tipo B** - depositi di terreni a grana grossa molto addensati o di terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un graduale aumento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} > 250$ KPa nei terreni a grana fina).*

I principali effetti dei sismi riconducibili alla natura dei siti e dei terreni sono:

- L'amplificazione (o l'attenuazione) del moto sismico di superficie
- L'instabilità dei pendii, specie se in presenza di movimenti gravitativi
- La liquefazione di terreni incoerenti finì saturi
- Il costipamento dei depositi granulari sciolti asciutti
- La possibile rottura dei terreni con conseguenti dislocazioni, rigetti o subsidenze
- Il crollo di cavità sotterranee

Gli elementi di amplificazione o deamplificazione morfologica sono sostanzialmente:

- Le frane
- Le zone di cresta
- I cigli di scarpata
- Le zone di sommità
- Le zone di avvallamento o fosse

Dalle osservazioni morfologiche ricavate durante il sopralluogo, si può dedurre che il sito in esame appare essere caratterizzato, in linea di massima, da condizioni di stabilità anche durante l'azione di un ipotetico evento sismico in quanto:

1. non sono presenti fenomeni di instabilità dei pendii poiché l'area è pianeggiante
2. non sono presenti potenziali fenomeni di liquefazione dei terreni poiché analizzando le stratigrafie non sussistono i presupposti
3. le ghiaie sembrano essere sempre più addensate con l'aumentare della profondità
4. non sembrano essere presenti cavità sotterranee che potenzialmente possano collassare e generare in superficie fenomeni di subsidenza,

Inoltre si può anche dedurre che in linea generale non dovrebbero essere presenti elementi morfologici o stratigrafici che possano amplificare o deamplificare eventuali azioni sismiche in quanto:

1. il sito non si trova immediatamente al di sopra di superfici litostratigrafiche con salti di impedenza elevati come ad esempio l'interfaccia substrato roccioso – terreni alluvionali
2. il sito non si trova in corrispondenza di un conoide di deiezione definito e circoscritto
3. il sito non si trova nei pressi di scarpate o terrazzi fluviali, lacustri, ecc.
4. il sito non si trova in zone di cresta
5. il sito non si trova in corrispondenza di zone franose instabili

Pertanto, in funzione delle condizioni topografiche del sito oggetto di intervento, le sollecitazioni sismiche possono, quindi, subire delle amplificazioni dovute proprio alla topografia dell'area. Secondo le NTC08 vengono individuate le seguenti categorie:

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

Sempre secondo il D.M. 14 gennaio 2008, nella definizione dell'azione sismica l'area in esame è classificabile nella categoria topografica di **tipo T1** – *superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* .

5 ANALISI DEI DATI

Il progetto consiste nella costruzione di nuovi edifici residenziali plurifamiliari costituiti dal piano terra, primo piano e privi di interrati, le cui fondazioni scaricheranno il peso della struttura coinvolgendo terreni prevalentemente di tipo granulare. Da quanto emerge dalle prove di laboratorio realizzate sul campione prelevato in T2 si deduce che anche i depositi limoso sabbiosi superficiali eventualmente presenti, pur avendo una componente coesiva, hanno anch'essi un comportamento prevalentemente granulare. Per questo motivo è stata calcolata la capacità portante considerando condizioni drenate a lungo termine definendo, quindi, lo stato limite ultimo (SLU) sia in condizioni statiche che sismiche, come indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (Eurocodice 7 – 8) in vigore.

Per il calcolo della capacità portante sono state considerate due tipologie di fondazioni continue a travi rovesce, entrambe ubicate alla profondità di 0,7 m dall'attuale piano campagna: una caratterizzata da una base larga 60 cm e l'altra da una larghezza di 80 cm. La loro altezza, comune ad entrambe, è di 40 cm; tali dimensioni derivano da ipotesi concordate con il progettista.

5.1 CALCOLO PORTANZA TERRENO

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

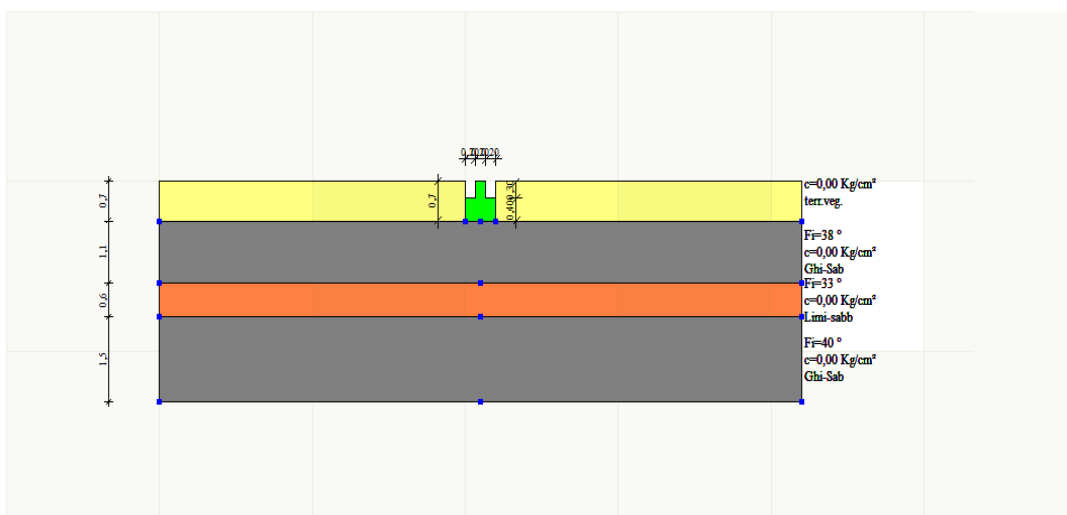
Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

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

1. FONDAZIONE A TRAVI CONTINUE (largh 0,6 m - h.0,4 m) **(Terreni di fondazione prevalentemente ghiaioso-sabbiosi)**



CONDIZIONI GENERALI

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	0,6 m
Lunghezza fondazione	3,0 m
Profondità piano di posa	0,7 m
Profondità falda	8,0

• **SISMA**

Accelerazione massima (ag/g)	0,235
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,0564

• COEFFICIENTI SISMICI [N.T.C.]

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,53	2,46	0,24
S.L.D.	50,0	0,69	2,45	0,26
S.L.V.	475,0	1,92	2,44	0,33
S.L.C.	975,0	2,55	2,49	0,35

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,636	0,2	0,013	0,0065
S.L.D.	0,828	0,2	0,0169	0,0084
S.L.V.	2,304	0,24	0,0564	0,0282
S.L.C.	2,9095	0,28	0,0831	0,0415

• STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione non drenata [Kg/cm ²]	Descrizione
0,7	1700,0	1900,0	0,0	1,0	terr.veg.
1,1	2000,0	2200,0	38,0	0,0	Ghi-Sab
0,6	1900,0	2200,0	33,0	0,0	Limi-sabb
1,5	2200,0	2700,0	40,0	0,0	Ghi-Sab

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

CARICO LIMITE TERRENO DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI STATICHE (SLU) DRENATE A LUNGO TERMINE

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult] 10,69 Kg/cm²Resistenza di progetto[Rd] 4,65 Kg/cm²**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)**Costante di Winkler 4,28 Kg/cm³**APPROCCIO 2**COMBINAZIONE: **A1+M1+R3 (GEO)**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	48,93
Fattore [Nc]	61,35
Fattore [Ng]	74,9
Fattore forma [Sc]	1,13
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,12
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,94
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 10,98 Kg/cm²**Resistenza di progetto (R_d)* 4,77 kg/cm²***valore corretto con coeff. parziale γ_R

CARICO LIMITE TERRENO DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE (SLU) DRENATE A LUNGO TERMINE**APPROCCIO 2**COMBINAZIONE: **A1+M1+R3 (GEO)**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

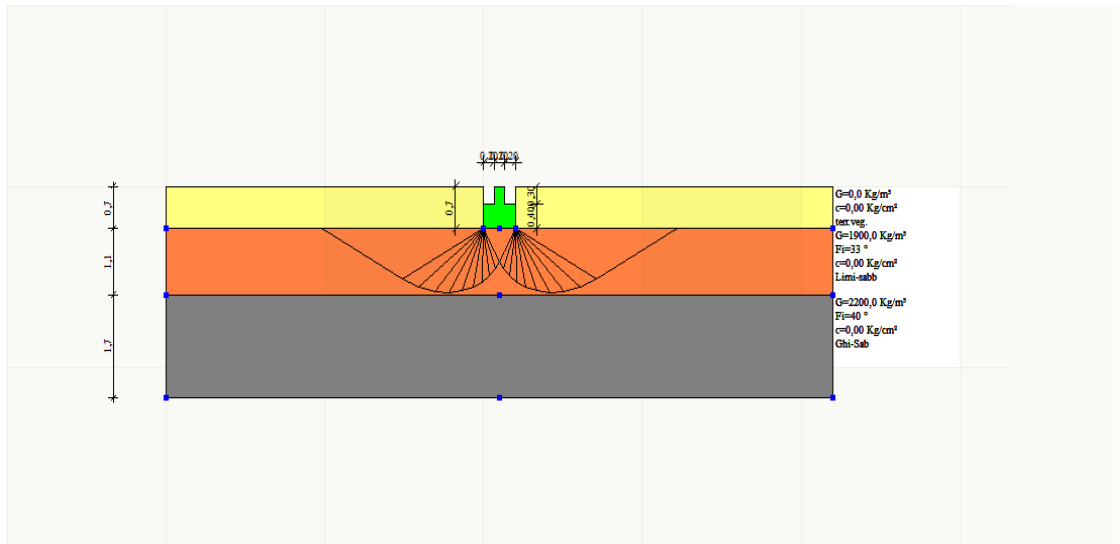
Fattore [Nq]	48,93
Fattore [Nc]	61,35
Fattore [Ng]	74,9
Fattore forma [Sc]	1,13
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,12
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,94
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,98
Carico limite	10,69 Kg/cm ²
Resistenza di progetto (R_d)*	4,65 kg/cm²

*valore corretto con coeff. parziale γ_R

Si rimanda al progettista, sulla base dei carichi applicati alla fondazione, l'esame della disuguaglianza $E_d \leq R_d$, laddove E_d rappresenta l'azione di progetto, nonché la verifica allo scorrimento sul piano di posa e la verifica della stabilità globale.

Considerata l'elevata portanza del terreno di fondazione rispetto ai carichi previsti, si ritiene che le fondazioni progettate a travi rovesce siano più che sufficienti a supportare il peso delle strutture, indifferentemente se le loro dimensioni abbiano una larghezza di 60 cm oppure di 80 cm, come indicato dal progettista.

2. FONDAZIONE A TRAVI CONTINUE (Terreni di fondazione prevalentemente limosi-sabbiosi)



CASO A

CONDIZIONI GENERALI

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	0,6 m
Lunghezza fondazione	3,0 m
Profondità piano di posa	0,7 m
Profondità falda	8,0

• SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,235
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,0564

• COEFFICIENTI SISMICI [N.T.C.]

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:

B

Categoria topografica:

T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,53	2,46	0,24
S.L.D.	50,0	0,69	2,45	0,26
S.L.V.	475,0	1,92	2,44	0,33
S.L.C.	975,0	2,55	2,49	0,35

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:

Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,636	0,2	0,013	0,0065
S.L.D.	0,828	0,2	0,0169	0,0084
S.L.V.	2,304	0,24	0,0564	0,0282
S.L.C.	2,9095	0,28	0,0831	0,0415

- STRATIGRAFIA TERRENO**

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturato [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione non drenata [Kg/cm ²]	Descrizi one
0,7	1800,0	1937,46	0,0	1,0	terr.veg.
1,1	1900,0	2200,0	33,0	0,0	Limi- sabb
1,7	2200,0	2700,0	40,0	0,0	Ghi-Sab

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

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

CARICO LIMITE TERRENO DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI STATICHE (SLU) DRENATE A LUNGO TERMINE

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	5,22 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	2,27 Kg/cm ²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	2,09 Kg/cm ³
---------------------	-------------------------

APPROCCIO 2**COMBINAZIONE: A1+M1+R3 (GEO)**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	32,59
Fattore forma [Sc]	1,11
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,11
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,94
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	

Carico limite	5,39 Kg/cm ²
Resistenza di progetto (R_d)*	2,34 kg/cm²

*valore corretto con coeff. parziale γ_R

CARICO LIMITE TERRENO DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE (SLU) DRENATE A LUNGO TERMINE**APPROCCIO 2**COMBINAZIONE: **A1+M1+R3 (GEO)**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	32,59
Fattore forma [Sc]	1,11
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,11
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,94
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,98
Carico limite	5,22 Kg/cm ²
Resistenza di progetto (R_d)*	2,27 kg/cm²

*valore corretto con coeff. parziale γ_R

Anche in questo caso, si rimanda al progettista, sulla base dei carichi applicati alla fondazione, l'esame della disuguaglianza $E_d \leq R_d$, laddove E_d rappresenta l'azione di progetto, nonchè la verifica allo scorrimento sul piano di posa e la verifica della stabilità globale.

CASO B**DATI GENERALI**

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	0,8 m
Lunghezza fondazione	3,0 m
Profondità piano di posa	0,7 m
Profondità falda	8,0

CARICO LIMITE TERRENO DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI STATICHE (SLU) DRENATE A LUNGO TERMINE

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	5,14 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	2,23 Kg/cm ²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	2,05 Kg/cm ³
---------------------	-------------------------

APPROCCIO 2**COMBINAZIONE: A1+M1+R3 (GEO)**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	32,59
Fattore forma [Sc]	1,15
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,15
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,92
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	5,83 Kg/cm ²
Resistenza di progetto (Ra)*	2,54 kg/cm²
=====	

*valore corretto con coeff. parziale γ_R

CARICO LIMITE TERRENO DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE (SLU) DRENATE A LUNGO TERMINE**APPROCCIO 2**COMBINAZIONE: **A1+M1+R3 (GEO)**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	32,59
Fattore forma [Sc]	1,15
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,15
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,92
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,98
Carico limite	5,65 Kg/cm ²
Resistenza di progetto (R_d)*	2,46 kg/cm²

*valore corretto con coeff. parziale γ_R

Come nei casi precedenti, si rimanda al progettista, sulla base dei carichi applicati alla fondazione, l'esame della disuguaglianza $E_d \leq R_d$, laddove E_d rappresenta l'azione di progetto, nonchè la verifica allo scorrimento sul piano di posa e la verifica della stabilità globale.

5.2 OSSERVAZIONI GEOTECNICHE

Dall'indagine svolta emerge che i terreni coinvolti dallo scarico del peso da parte delle fondazioni sono di tipo prevalentemente granulare, caratterizzati da una capacità portante ottima e quindi più che sufficiente per il tipo di fondazioni progettate e di carichi applicati.

Tuttavia è necessario che le fondazioni dei nuovi fabbricati vengano posizionate alla profondità non inferiore a 60-70 cm dal piano campagna (come da progetto), ossia appena al di sotto del terreno di riporto individuato dalle trincee esplorative e caratterizzato da proprietà geotecniche più scadenti. Inoltre, poiché nei primi due metri di profondità sono stati riconosciuti dei depositi limoso-sabbiosi, caratterizzati da proprietà geotecniche inferiori rispetto a quelle delle ghiaie circostanti, qualora in fase di scavo venissero intercettati, esse dovranno essere adeguatamente dimensionate e adattate ai parametri geotecnici sfavorevoli secondo le indicazioni riportate nel cap.5.1.

Infine, è necessario confrontare, in fase progettuale, la frequenza propria di oscillazione della struttura con quella fondamentale del sito, in modo da scongiurare possibili effetti di risonanza tra terreno e struttura notoriamente molto pericolosi.

Poiché i terreni coinvolti dallo scarico del peso della struttura da parte delle fondazioni assumono comportamenti prevalentemente o addirittura esclusivamente granulari, i possibili cedimenti sono da considerarsi di tipo assoluto, immediati e del tutto contenuti ed accettabili operando all'interno delle condizioni sopradescritte. Infatti, dalle analisi di laboratorio anche i limi e argille sabbiose, presenti superficialmente, non hanno un comportamento plastico, pertanto, dal punto di vista dei cedimenti, possono essere considerati come depositi granulari.

Ai fini dell'ordinario e consueto calcolo della portanza del terreno per opere standard, non è necessario eseguire, su un campione di terreno indisturbato, le relative analisi di laboratorio per valutazioni geotecniche più accurate considerata la stratigrafia sopradescritta, le caratteristiche geotecniche dei terreni e l'entità dei carichi applicati.

Dall'analisi di quanto esposto risulta evidente che a livello geologico non ci sono controindicazioni di alcun genere in merito al progetto di costruzione degli edifici residenziali previsti.

6 CONCLUSIONI

La presente relazione geologico-geotecnica fornisce indicazioni sulle condizioni morfologiche, geologiche, idrogeologiche e sismiche generali dell'area e riporta le caratteristiche dei terreni presenti nel sottosuolo emerse dall'elaborazione delle indagini geognostiche realizzate all'interno del sito stesso; in particolare, il 25 gennaio 2017 sono state effettuate 2 prospezioni sismiche passive HVSR, mentre in data 30 gennaio 2017 sono state eseguite 4 trincee esplorative profonde ciascuna 3,5 m dal piano campagna. Inoltre, durante l'esecuzione della trincea T2 è stato prelevato un campione di terreno rimaneggiato da analizzare in laboratorio.

Attraverso l'interpretazione della stratigrafia e i risultati ottenuti dalle analisi di laboratorio è stato ricavato il modello geologico e geotecnico del sito esaminato, ed è stata calcolata la portanza del terreno per le fondazioni superficiali di dimensioni e caratteristiche indicate in relazione e concordate con il progettista. Il progetto prevede la realizzazione di fabbricati ad uso residenziale il cui peso viene scaricato dalle fondazioni su terreni di tipologia prevalentemente granulare. Pertanto sono state considerate condizioni drenate a lungo termine definendo lo stato limite ultimo (SLU) sia in condizioni statiche che sismiche, come indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (Eurocodice 7 – 8) in vigore.

Analizzando i risultati delle indagini eseguite e confrontandoli con i dati in possesso emersi da prove precedentemente realizzate su aree limitrofe, risulta che il sottosuolo è costituito prevalentemente da miscele ternarie di ghiaia, sabbia e limo: generalmente prevale la componente ghiaiosa o sabbiosa, mentre i limi sono presenti come matrice più o meno abbondante all'interno dei depositi granulari. Tuttavia, nei primi 2,0 m di profondità dal piano campagna, sono stati riconosciuti i depositi di limo e argilla sabbiosi distribuiti soprattutto nella parte occidentale della lottizzazione.

Il territorio del Comune di Pordenone è stato classificato in Zona Sismica 2 (Area ad Alta sismicità); il valore di pericolosità sismica del territorio espresso in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi risulta essere compreso tra 0,25 e 0,15 a_g/g , come riportato nella mappa delle zone sismiche dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. In particolare, nella relazione geologica allegata al Piano Regolatore Comunale, le accelerazioni rientrano in un range di 0,11 g – 0,16 g per tempi di ritorno pari a 150 – 650 anni.

Secondo il Testo Unico “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, analizzando i risultati forniti dalle trincee esplorative eseguite e quelli ottenuti dalle prospezioni sismiche passive, il suolo di fondazione in esame deve essere considerato nella categoria di sottosuolo di **tipo B** – *depositi di terreni a grana grossa molto addensati o*

di terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un graduale aumento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} > 250$ KPa nei terreni a grana fina).

Sempre secondo il D.M. 14 gennaio 2008, nella definizione dell'azione sismica l'area in esame è classificabile nella categoria topografica di **tipo T1** – *superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.*

Dalle indagini eseguite non sono emerse controindicazioni di natura geologico tecnica relativamente alla fattibilità dell'opera in progetto purchè si operi nelle condizioni sopra descritte.

Il direttore lavori, come previsto dal D.M. 11/03/1988, punto B.2 dovrà controllare la validità delle ipotesi di progetto durante la costruzione considerando, oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure ed osservazioni nel corso dei lavori per adeguare eventualmente l'opera alla situazione riscontrata. Qualora risultassero condizioni diverse da quanto fin qui esposto si dovrà darne immediata comunicazione allo scrivente.

Roveredo in Piano, 28/02/2017



Dott. Geol. Ruoso Hallen

ALLEGATI 1

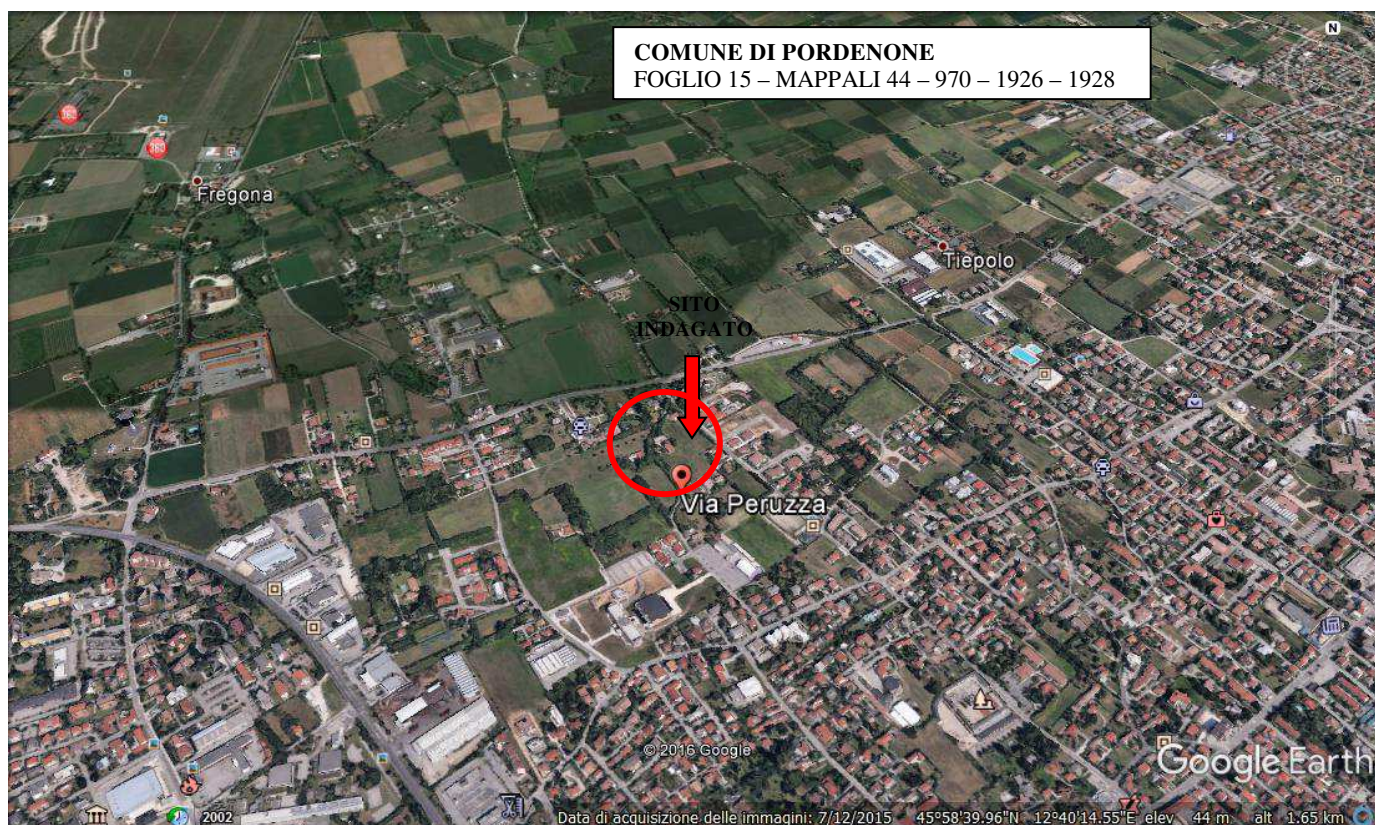


Figura 1: Inquadramento geografico con ubicazione area indagata

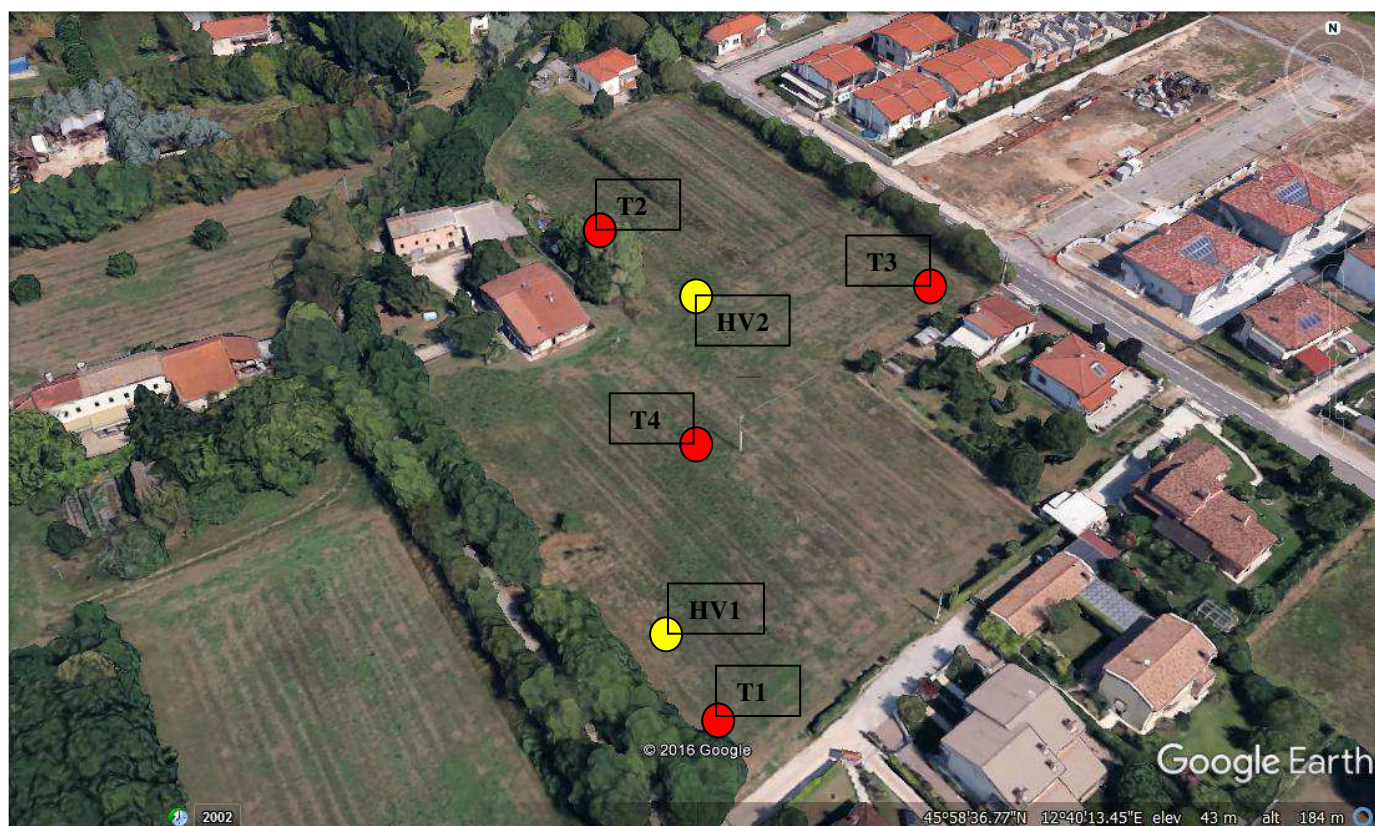
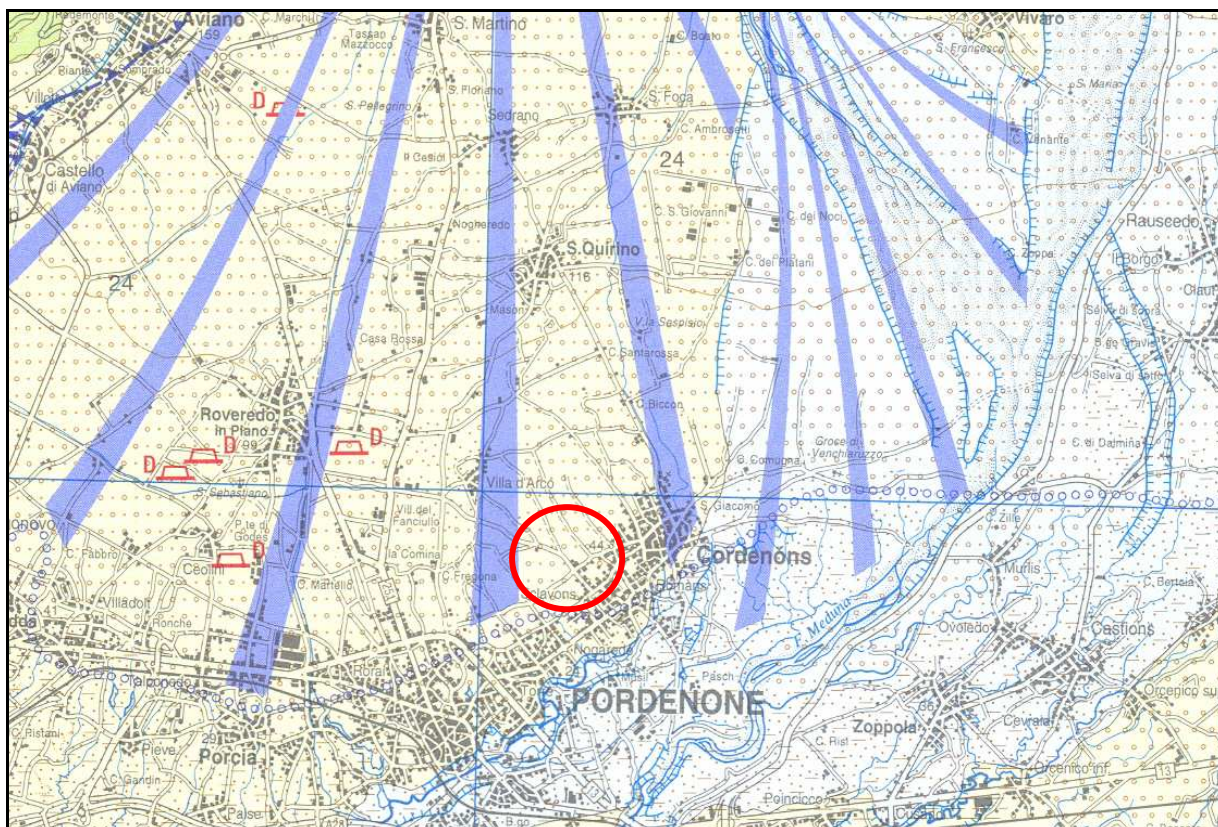


Figura 2: Inquadramento di dettaglio e ubicazione punti d'indagine



LEGENDA

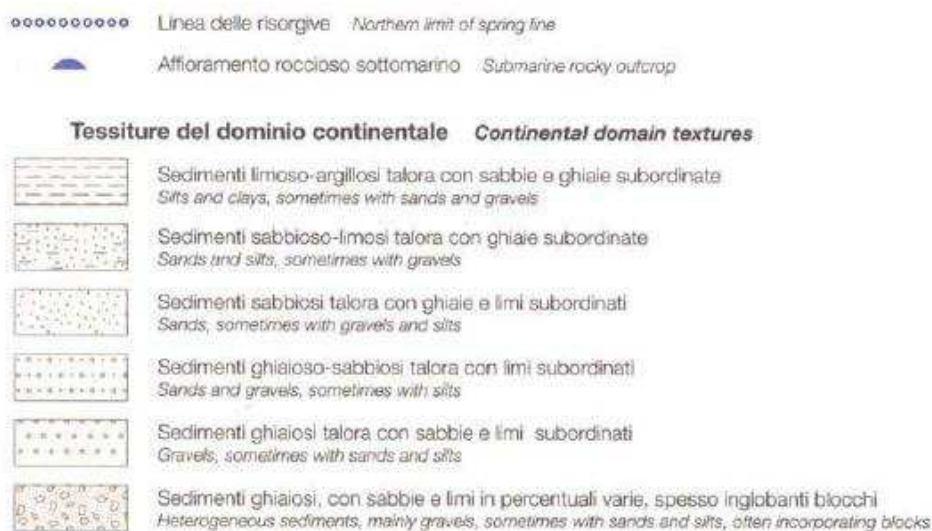


Figura 3: Estratto carta geologica del Friuli Venezia Giulia (scala 1:150000) con ubicazione sito indagato

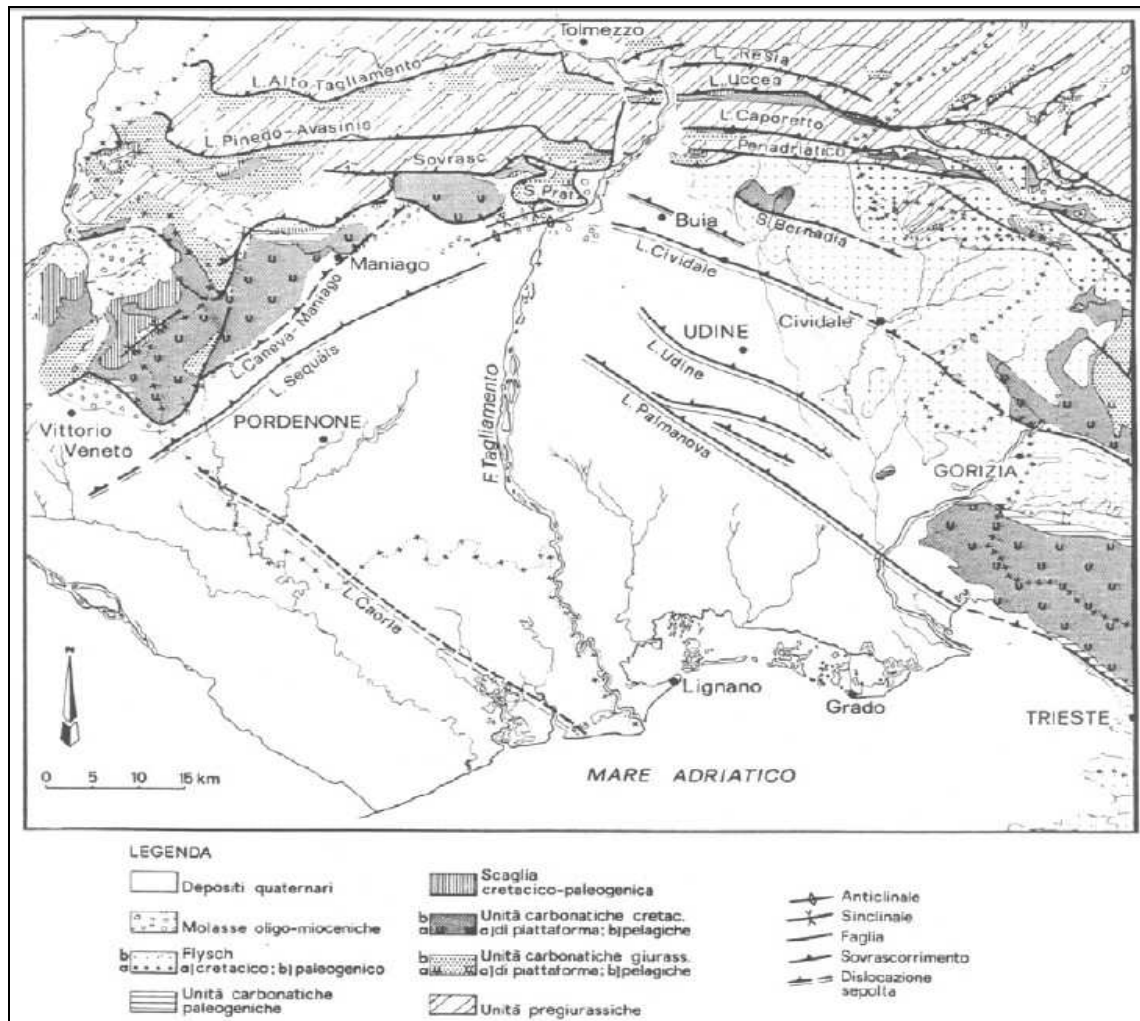


Figura 4: Carta geologica e tettonica schematica delle Prealpi Orientali (tratta da Istituto di geologia di Milano - Centro studio pr la stratigrafia e petrografia delle Alpi Centrali - C.N.R. Milano)

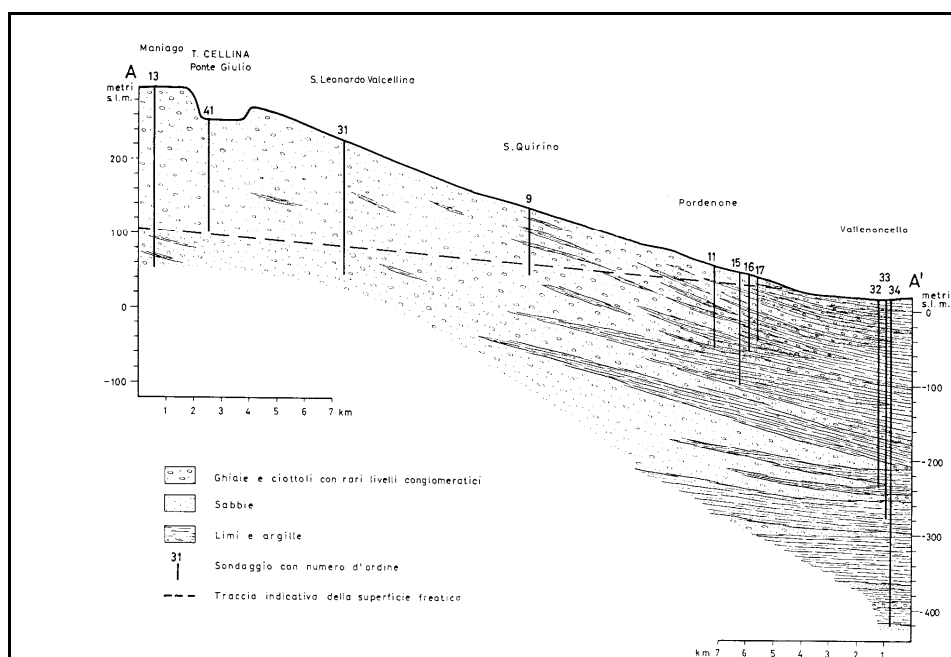
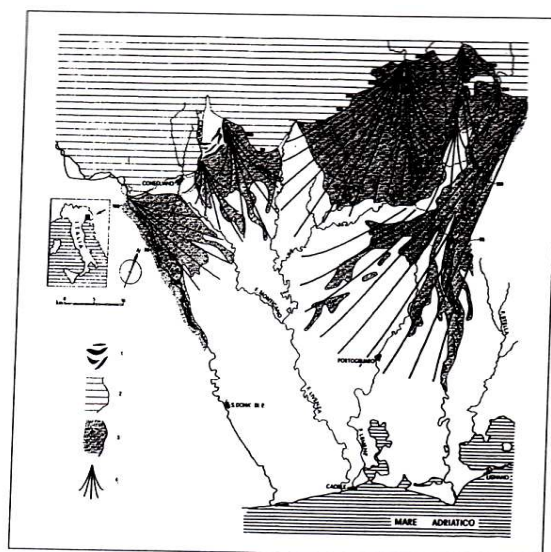


Figura 5: Sezione litostratigrafica longitudinale della Pianura Pordenonese



La pianura veneta tra i fiumi Piave e Tagliamento.
La figura riporta la successione delle conoidi di deiezione e indica la distribuzione delle ghiaie superficiali. 1) depositi morenici; 2) aree montuose; 3) ghiaie superficiali; 4) conoidi di deiezione principali; (da: "Gli acquiferi del sottosuolo della pianura veneta tra i fiumi Piave e Tagliamento" Stefanini e Cucchi, 1979).

Figura 6: Direzioni principali delle conoidi della Pianura Veneto - Friulana



Figura 7: Zonizzazione secondo P.R.G.C. Pordenone

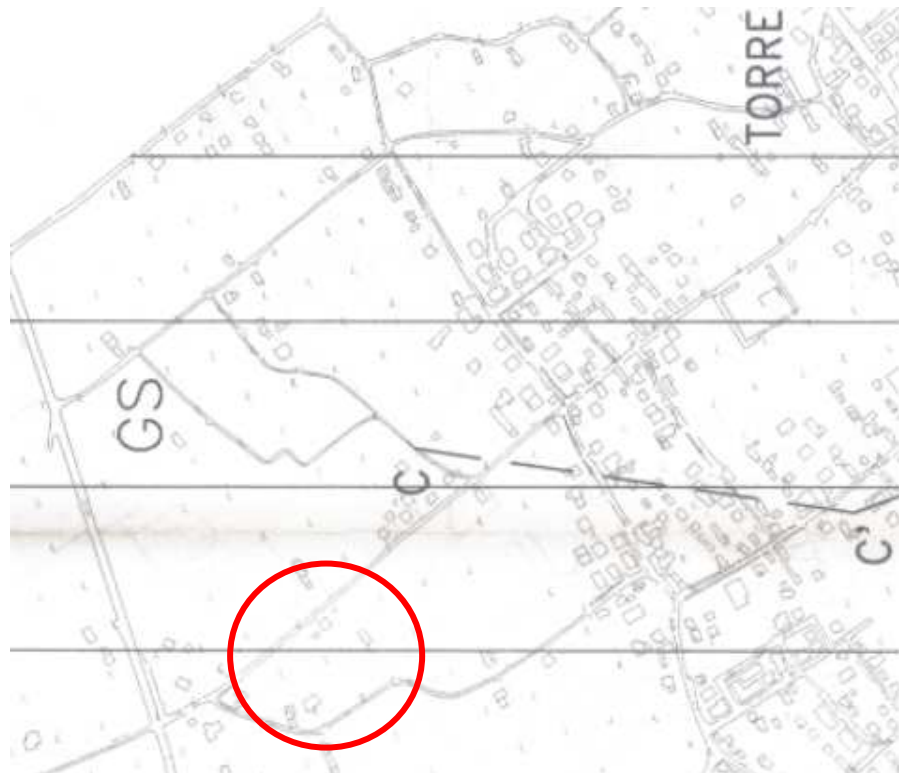


Figura8: Carta litologica P.R.G. C. Pordenone



Figura9: Carta idrogeologica P.R.G. C. Pordenone

ALLEGATI 2

PESO SPECIFICO DEI GRANULI

Modalità di prova: Norma ASTM D 854-02

γ_s = Peso specifico dei granuli (media delle due misure) (kN/m³) = 27,4

γ_{sc} = Peso specifico dei granuli corretto a 20° (kN/m³) = 27,4

Metodo: ☒ A ☐ B

Capacità del picnometro: 100 ml

Temperatura di prova: 27,2 °C

Disserazione eseguita sotto vuoto

SGEO - Laboratorio 5.1 - 2016

RESPONSABILE LABORATORIO
Freddo Alessandro geol.



DIRETTORE TECNICO
Formasiero Enrico Ing.

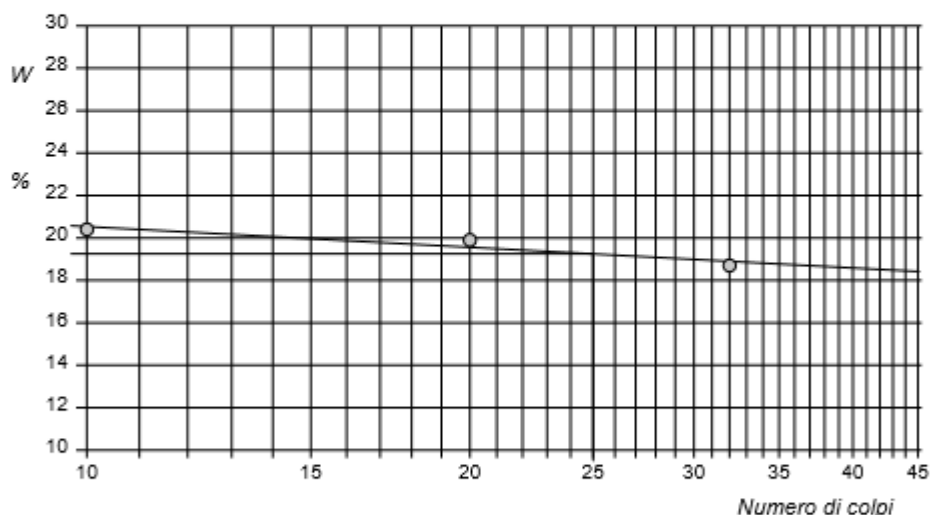
LIMITI DI CONSISTENZA LIQUIDO E PLASTICO

Modalità di prova: Norma ASTM D 4318-00

Limite di liquidità	19,2 %
Limite di plasticità	Non plastico
Indice di plasticità	- - -

La prova è stata eseguita sulla frazione
granulometrica passante al setaccio
n° 40 (0.42 mm)

LIMITE DI LIQUIDITA'					LIMITE DI PLASTICITA'	
Numero di colpi	10	20	32		Umidità (%)	
Umidità (%)	20,4	19,9	18,7		Umidità media	

Determinazione del Limite di liquidità

Limite plastico non eseguibile.

SGEO - Laboratorio 5.1 - 2016

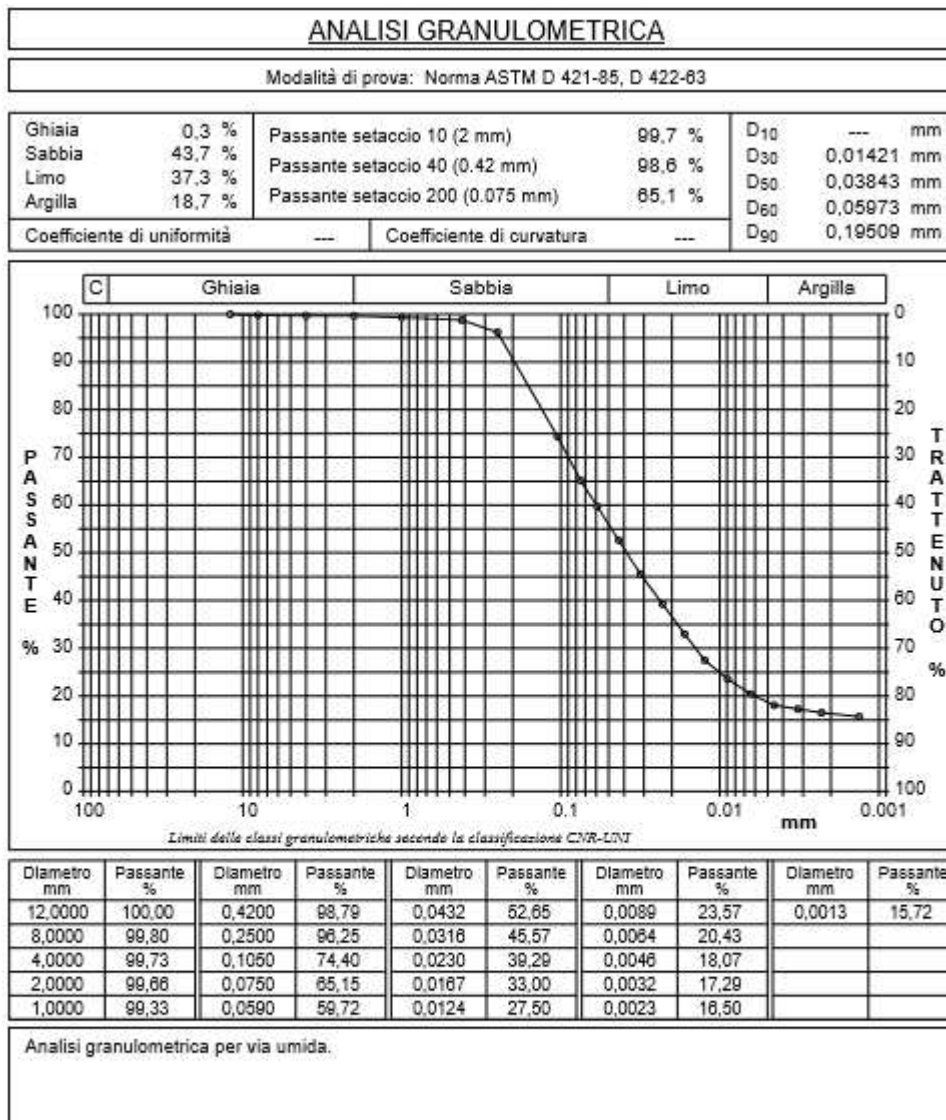
RESPONSABILE LABORATORIO
Freddo Alessandro geol.

Alessandro Freddo



DIRETTORE TECNICO
Fornasiero Enrico Ing.

Enrico Fornasiero



SGEO - Laboratorio 5.1 - 2016

RESPONSABILE LABORATORIO
Freddo Alessandro geol.

Alessandro Freddo



DIRETTORE TECNICO
Fornasiero Enrico Ing.

Enrico Fornasiero

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Modalità di prova: Norma ASTM D 3080-03

Provino n°:	1	2	3
Condizione del provino:	Indisturbato	Indisturbato	Indisturbato
Pressione verticale (kPa):	50	100	200
Tensione a rottura (kPa):	41	79	140
Deformazione orizzontale a rottura (mm):	9,00	12,00	10,00
Deformazione verticale a rottura (mm):	---	---	---
Umidità naturale (%):	---	---	---
Peso di volume (kN/m³):	---	---	---

DIAGRAMMA

Tensione - Pressione verticale

Coesione: 10,2 kPa
Angolo di attrito interno: 33,5 °

Tipo di prova: Consolidata - lenta
Velocità di deformazione: 0,010 mm / min
Tempo di consolidazione (ore): 24

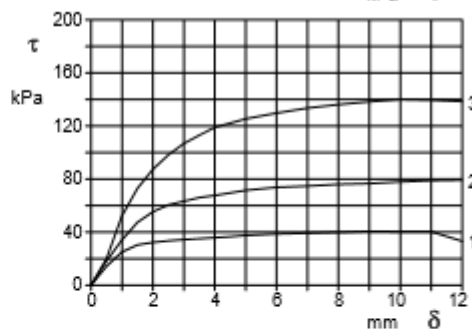
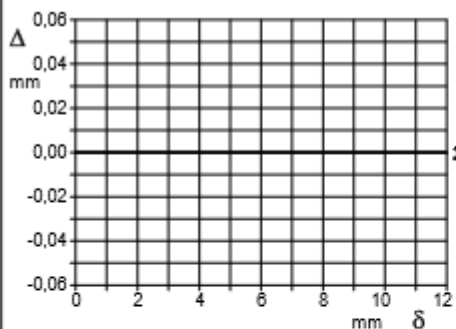
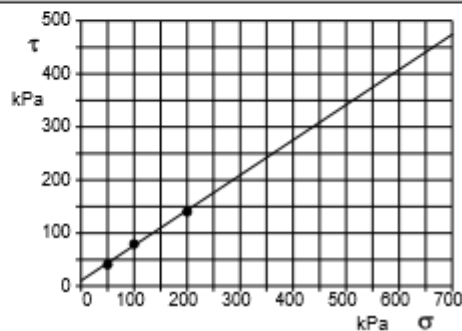


DIAGRAMMA Deform. vert. - Deform. orizz.

DIAGRAMMA Tensione - Deformaz. orizz.

SGEO - Laboratorio 5.1 - 2016

RESPONSABILE LABORATORIO
Freddo Alessandro geol.

Alessandro Freddo



DIRETTORE TECNICO
Fornasiero Enrico Ing.

Enrico Fornasiero

INDAGINE HVSR 1

Dati generali:

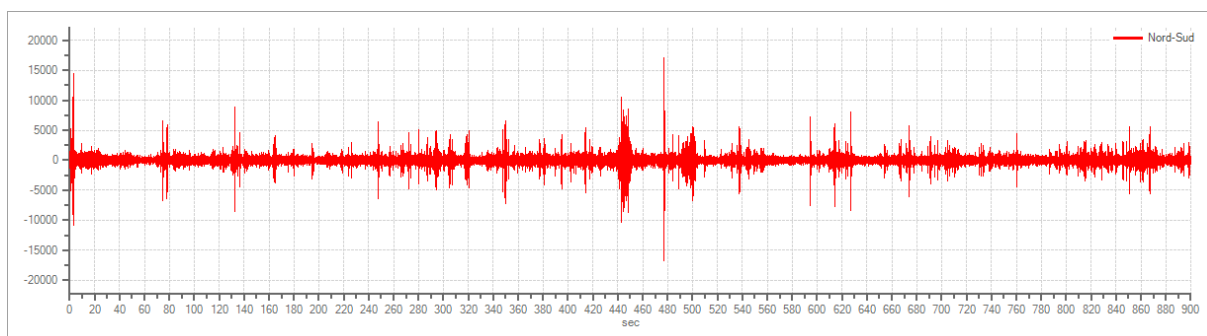
Nome progetto: Indagine HVSR
Cantiere: Caratterizzazione sismo stratigrafica terreno
Operatore: Alessandro Freddo
Data: 23/01/2017
Latitudine: 45.976663
Longitudine: 12.670382

Tracce in input e direzionalità rumore:

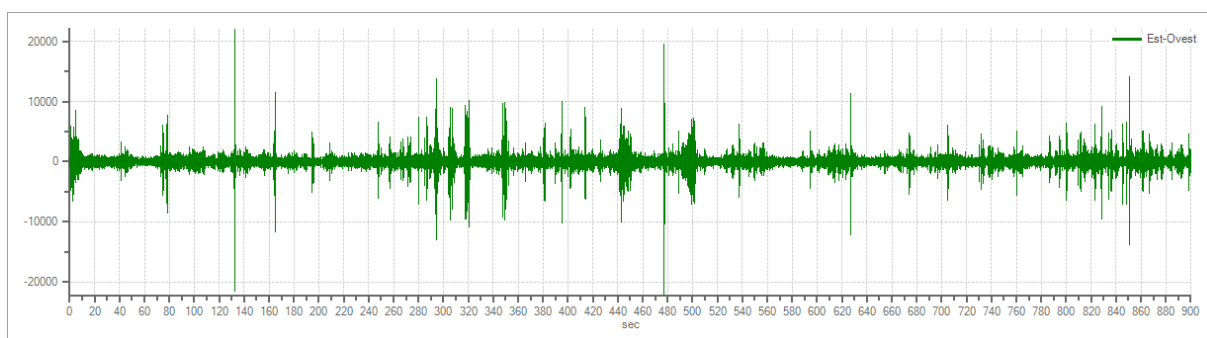
Dati riepilogativi:

Numero tracce: 3
Durata registrazione: 900 s
Frequenza di campionamento: 300.00 Hz
Numero campioni: 270000
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

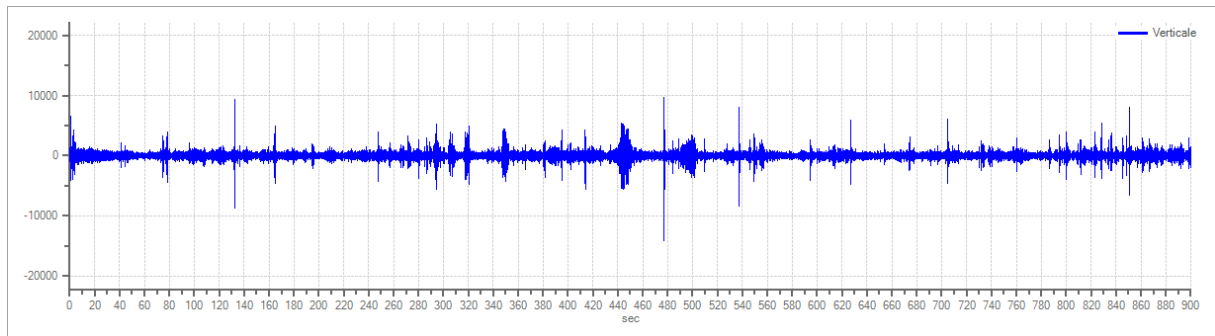
Grafici tracce:



Traccia in direzione Nord-Sud



Traccia in direzione Est-Ovest



Traccia in direzione Verticale

Finestre selezionate

Dati riepilogativi:

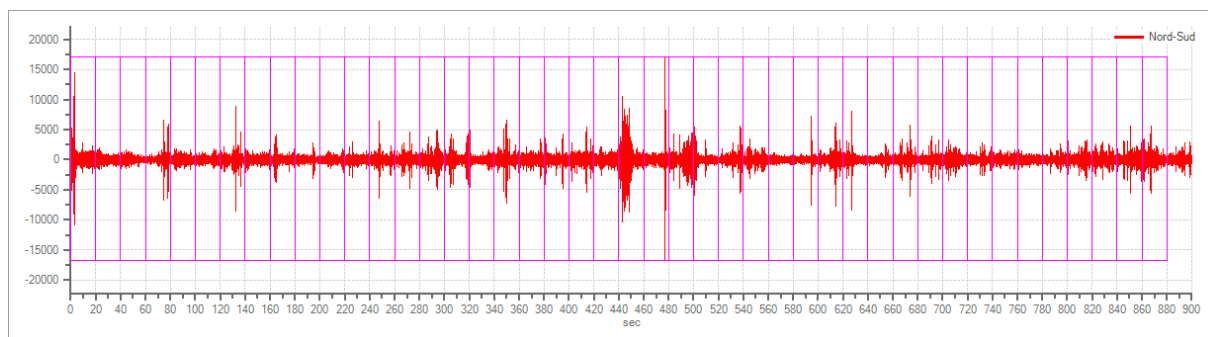
Numero totale finestre selezionate: 44
 Numero finestre incluse nel calcolo: 44
 Dimensione temporale finestre: 20.000 s
 Tipo di lisciamento: Triangolare proporzionale
 Percentuale di lisciamento: 10.00 %

Tabella finestre:

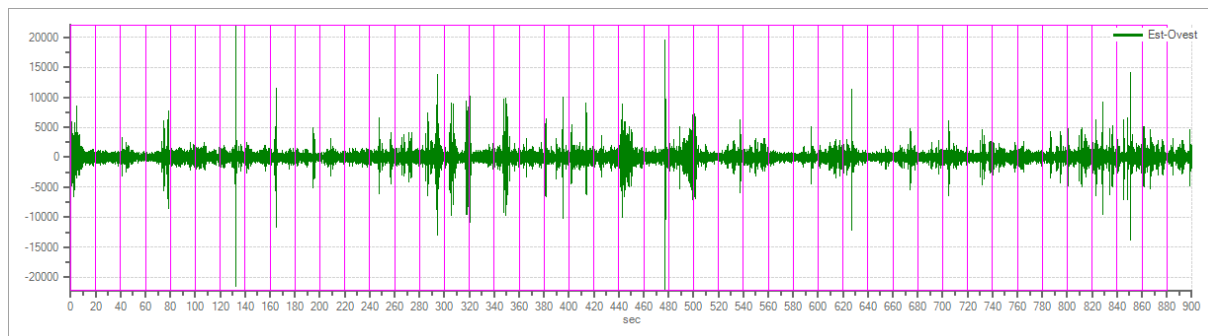
Numero finestra	Istante iniziale	Istante finale	Selezione
1	0	20	Inclusa
2	20	40	Inclusa
3	40	60	Inclusa
4	60	80	Inclusa
5	80	100	Inclusa
6	100	120	Inclusa
7	120	140	Inclusa
8	140	160	Inclusa
9	160	180	Inclusa
10	180	200	Inclusa
11	200	220	Inclusa
12	220	240	Inclusa
13	240	260	Inclusa
14	260	280	Inclusa
15	280	300	Inclusa
16	300	320	Inclusa
17	320	340	Inclusa
18	340	360	Inclusa
19	360	380	Inclusa
20	380	400	Inclusa
21	400	420	Inclusa
22	420	440	Inclusa
23	440	460	Inclusa
24	460	480	Inclusa
25	480	500	Inclusa
26	500	520	Inclusa
27	520	540	Inclusa
28	540	560	Inclusa
29	560	580	Inclusa
30	580	600	Inclusa
31	600	620	Inclusa
32	620	640	Inclusa
33	640	660	Inclusa

34	660	680	Inclusa
35	680	700	Inclusa
36	700	720	Inclusa
37	720	740	Inclusa
38	740	760	Inclusa
39	760	780	Inclusa
40	780	800	Inclusa
41	800	820	Inclusa
42	820	840	Inclusa
43	840	860	Inclusa
44	860	880	Inclusa

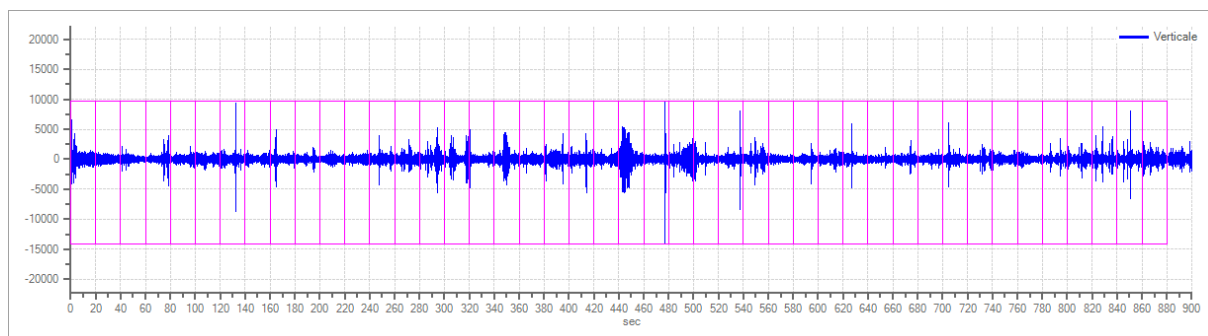
Grafici tracce con finestre selezionate:



Traccia e finestre selezionate in direzione Nord-Sud

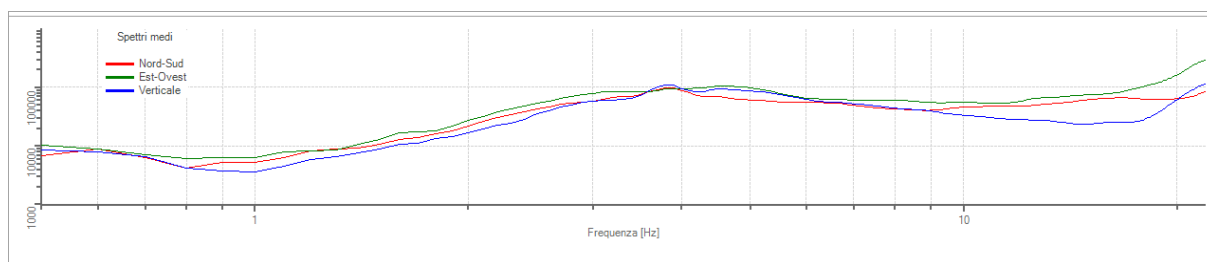


Traccia e finestre selezionate in direzione Est-Ovest

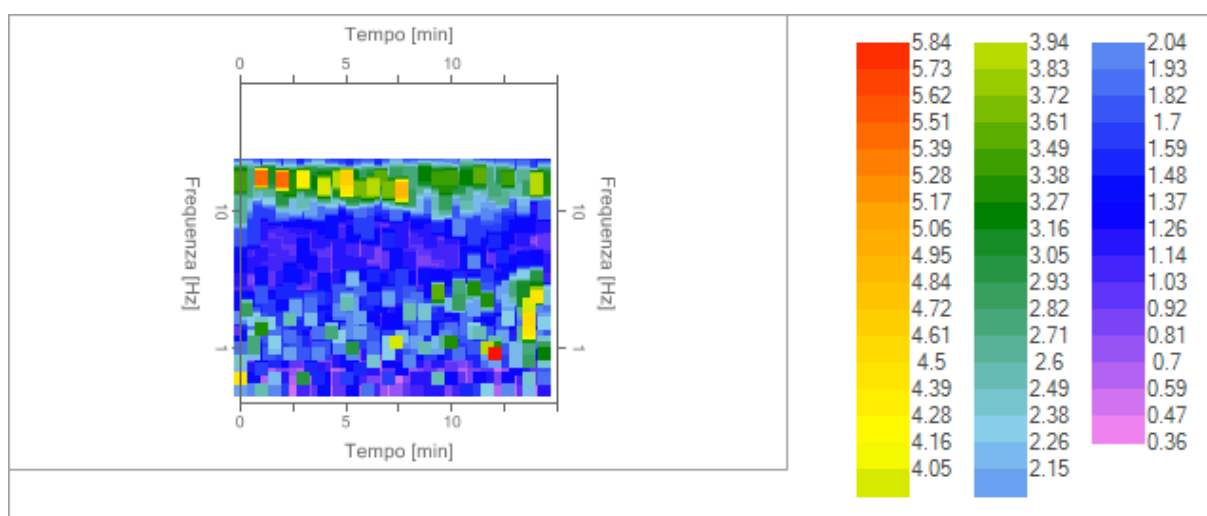


Traccia e finestre selezionate in direzione Verticale

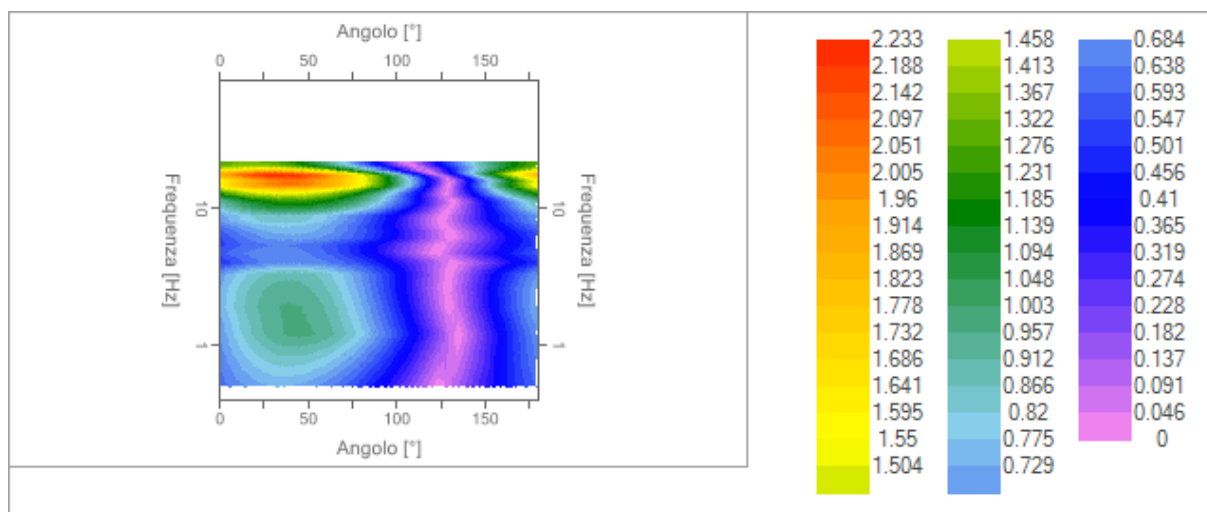
Grafici degli spettri:



Spettri medi nelle tre direzioni



Mappa della stazionarietà degli spettri



Mappa della direzionalità degli spettri

Rapporto spettrale H/V

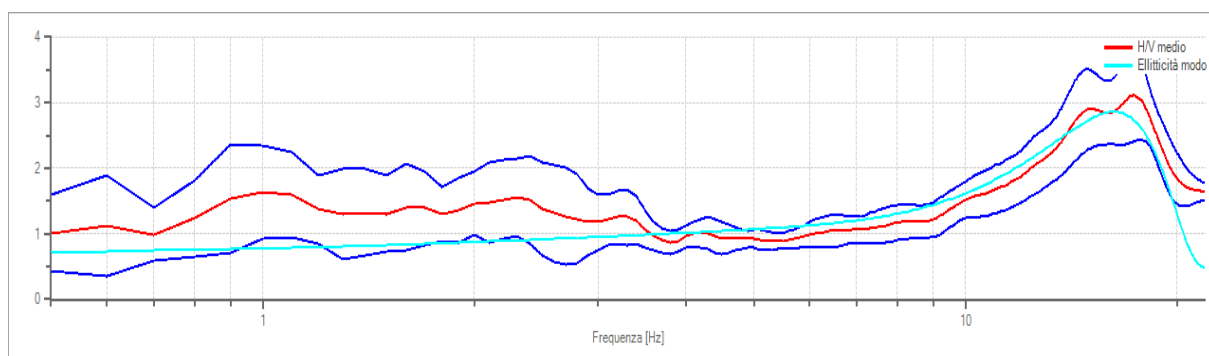
Dati riepilogativi:

Frequenza massima:	22.00	Hz
Frequenza minima:	0.50	Hz
Passo frequenze:	0.10	Hz
Tipo lisciamento:	Triangolare proporzionale	
Percentuale di lisciamento:	10.00	%
Tipo di somma direzionale:	Media aritmetica	

Risultati:

Frequenza del picco del rapporto H/V: 17.30 Hz $\pm$ 0.32 Hz

Grafico rapporto spettrale H/V



Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

Verifiche SESAME:

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$	Ok
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 < 0.5H$	Ok
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	Ok
$\exists f^+ \in [f_0, 4 \cdot f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	Non superato
$A_0 > 2$	Ok
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	Ok
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	Ok
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	Ok

Nella seguente immagine si hanno i vari parametri precedentemente usati nelle verifiche:

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

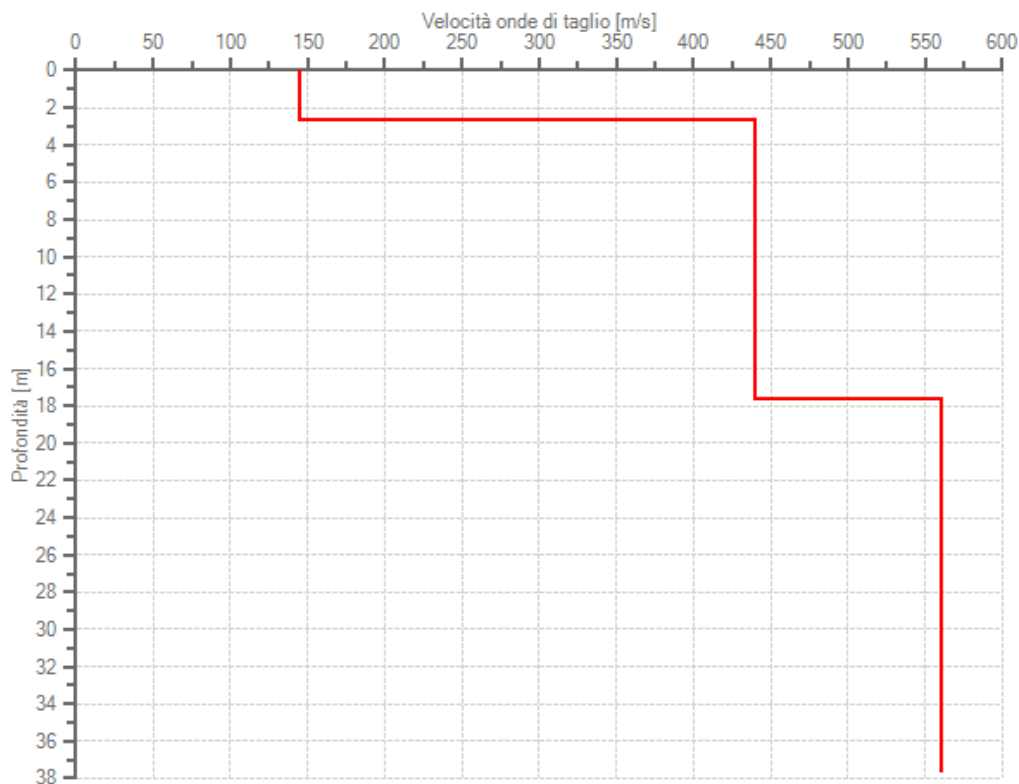
Modello stratigrafico

Dati riepilogativi:

Numero strati: 3
Frequenza fondamentale di sito f_0 : 16,30 Hz
 Valore di disadattamento: 0,25
Valore V_{s30} : 401,74 m/s

Dati della stratigrafia:

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Velocità onde di taglio [m/s]	Tipo di Suolo
1	0	2,7	145	Terreni sciolti
2	2,7	15	440	Ghiaie e sabbie
3	17,7	20	560	Ghiaie compatte



Profilo delle velocità delle onde di taglio.

INDAGINE HVSR 2

Dati generali:

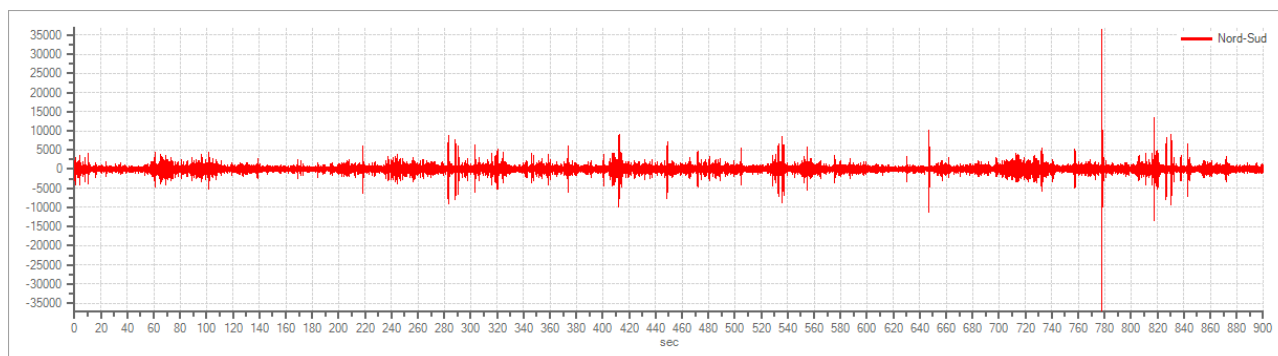
Nome progetto: Indagine **HVSR 2**
Cantiere: Caratterizzazione sismo stratigrafica terreno
Operatore: Alessandro Freddo
Data: 23/01/2017
Latitudine: 45.977163
Longitudine: 12.670370

Tracce in input e direzionalità rumore:

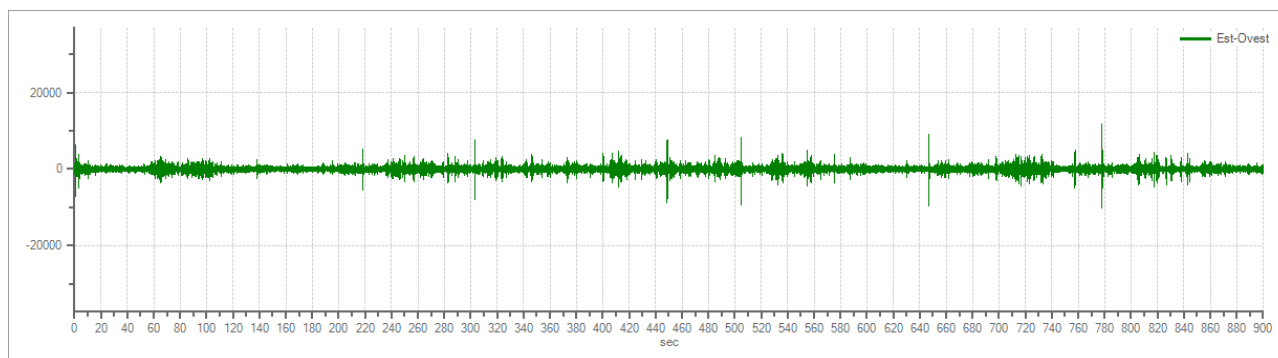
Dati riepilogativi:

Numero tracce:	3
Durata registrazione:	900 s
Frequenza di campionamento:	300.00 Hz
Numero campioni:	270000
Direzioni tracce:	Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

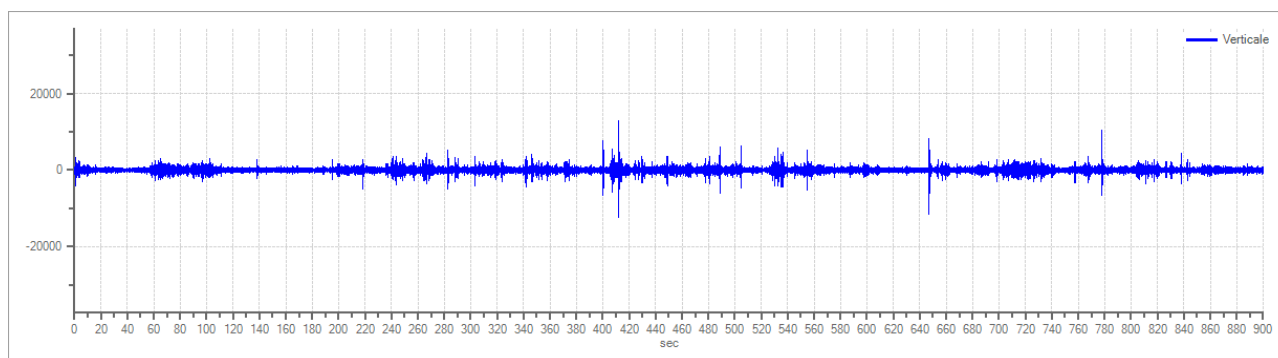
Grafici tracce:



Traccia in direzione Nord-Sud



Traccia in direzione Est-Ovest



Traccia in direzione Verticale

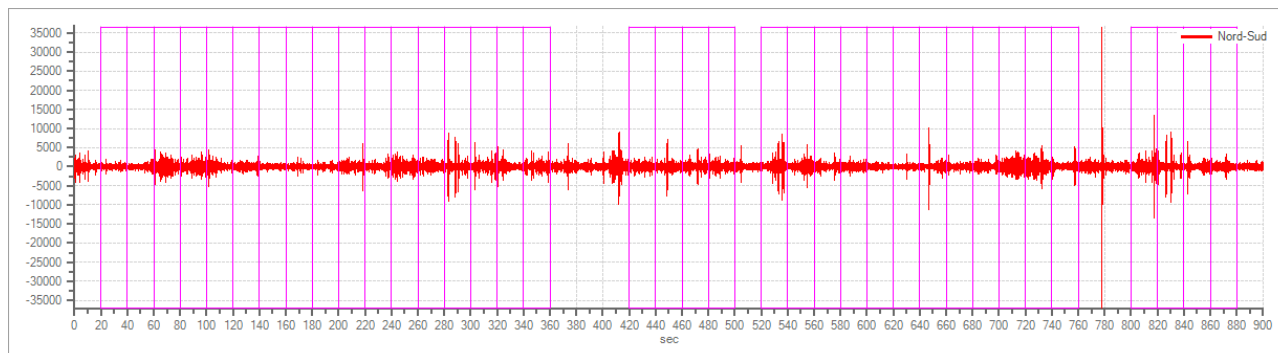
Finestre selezionate

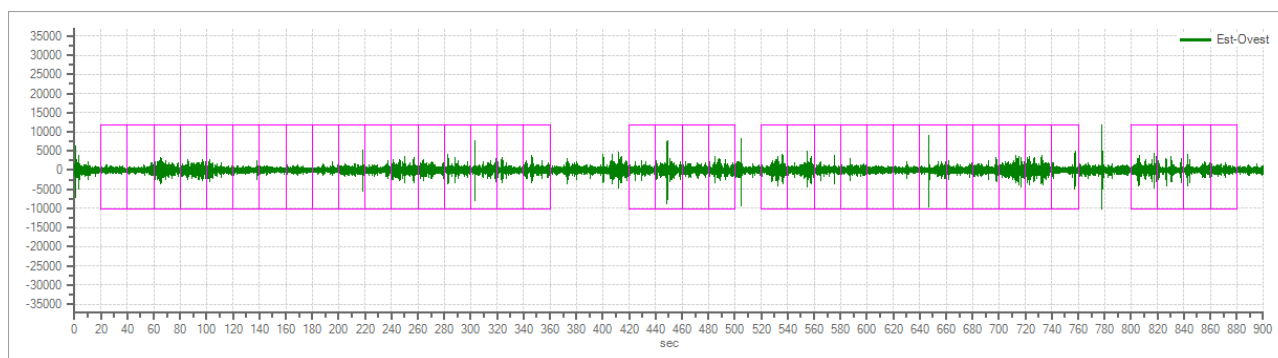
Dati riepilogativi:

Numero totale finestre selezionate:	37
Numero finestre incluse nel calcolo:	37
Dimensione temporale finestre:	20.000 s
Tipo di lisciamento:	Triangolare proporzionale
Percentuale di lisciamento:	10.00 %

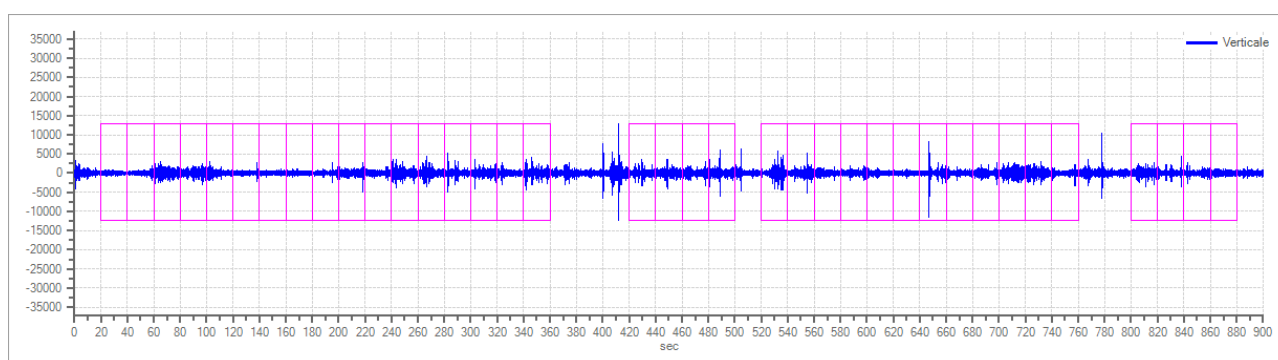
Tabella finestre:

Numero finestra	Istante iniziale	Istante finale	Selezione
1	20	40	Inclusa
2	40	60	Inclusa
3	60	80	Inclusa
4	80	100	Inclusa
5	100	120	Inclusa
6	120	140	Inclusa
7	140	160	Inclusa
8	160	180	Inclusa
9	180	200	Inclusa
10	200	220	Inclusa
11	220	240	Inclusa
12	240	260	Inclusa
13	260	280	Inclusa
14	280	300	Inclusa
15	300	320	Inclusa
16	320	340	Inclusa
17	340	360	Inclusa
18	420	440	Inclusa
19	440	460	Inclusa
20	460	480	Inclusa
21	480	500	Inclusa
22	520	540	Inclusa
23	540	560	Inclusa
24	560	580	Inclusa
25	580	600	Inclusa
26	600	620	Inclusa
27	620	640	Inclusa
28	640	660	Inclusa
29	660	680	Inclusa
30	680	700	Inclusa
31	700	720	Inclusa
32	720	740	Inclusa
33	740	760	Inclusa
34	800	820	Inclusa
35	820	840	Inclusa
36	840	860	Inclusa
37	860	880	Inclusa

Grafici tracce con finestre selezionate:*Traccia e finestre selezionate in direzione Nord-Sud*

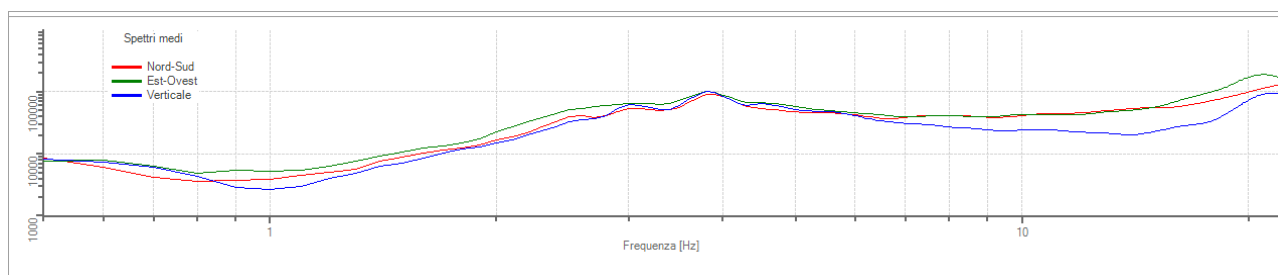


Traccia e finestre selezionate in direzione Est-Ovest

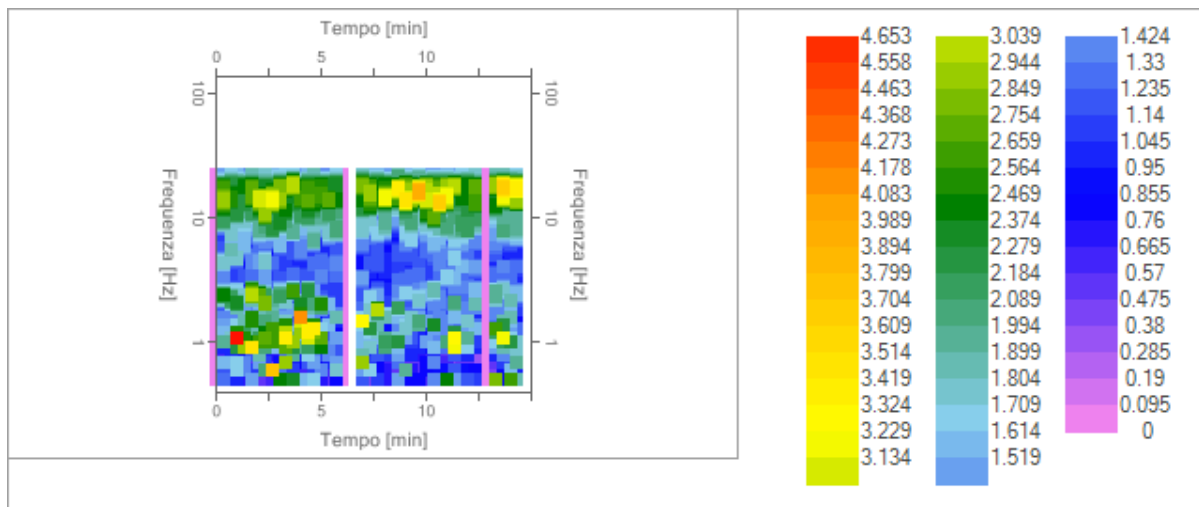


Traccia e finestre selezionate in direzione Verticale

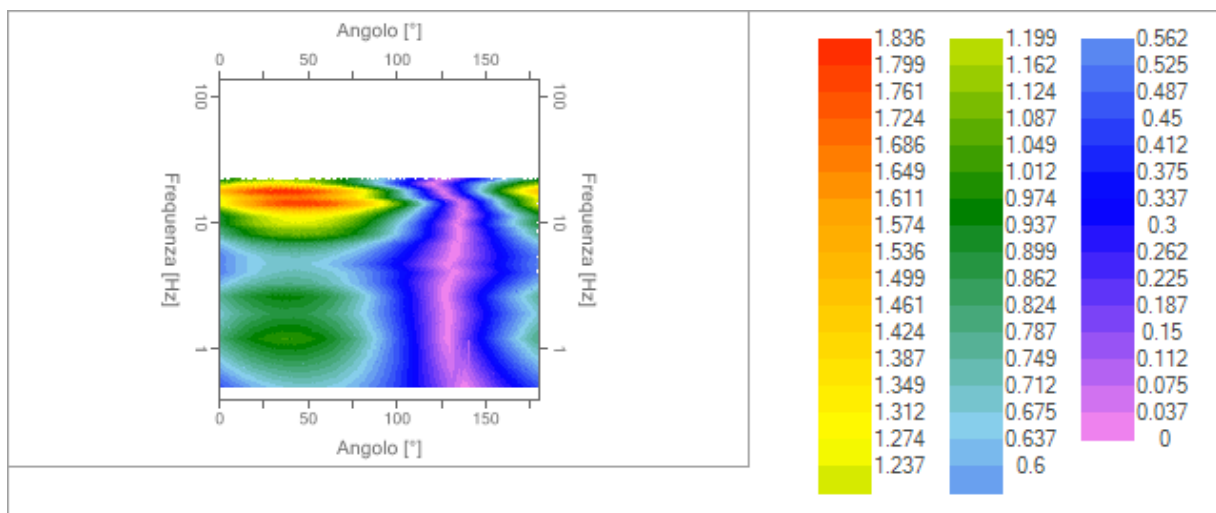
Grafici degli spettri:



Spettri medi nelle tre direzioni



Mappa della stazionarietà degli spettri



Mappa della direzionalità degli spettri

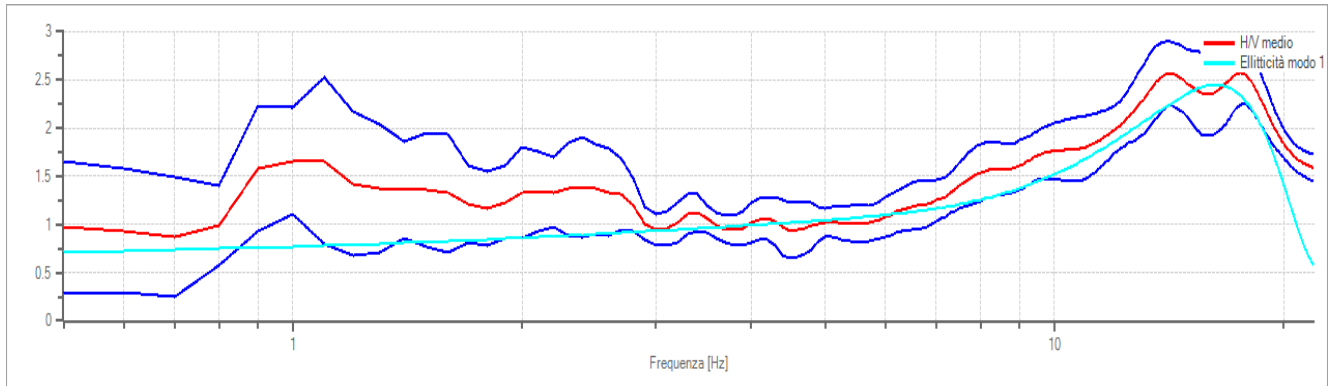
Rapporto spettrale H/VDati riepilogativi:

Frequenza massima:	22.00	Hz
Frequenza minima:	0.50	Hz
Passo frequenze:	0.10	Hz
Tipo lisciamento:	Triangolare proporzionale	
Percentuale di lisciamento:	10.00	%
Tipo di somma direzionale:	Media aritmetica	

Risultati:

Frequenza del picco del rapporto H/V: 17.50 Hz $\pm$ 0.22 Hz

Grafico rapporto spettrale H/V



Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

Verifiche SESAME:

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$	Ok
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 < 0.5H$	Ok
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	Ok
$\exists f^+ \in [f_0, 4 \cdot f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	Non superato
$A_0 > 2$	Ok
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	Ok
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	Ok
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	Ok

Nella seguente immagine si hanno i vari parametri precedentemente usati nelle verifiche:

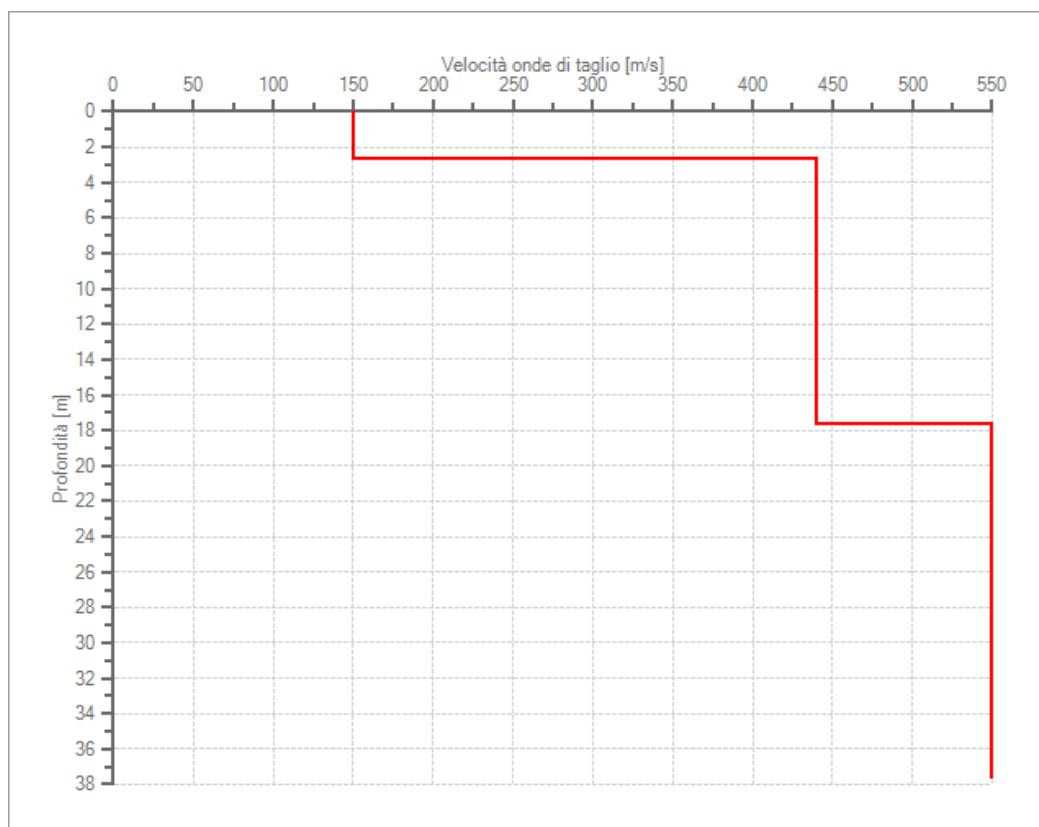
L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Modello stratigraficoDati riepilogativi:

Numero strati: 3
Frequenza fondamentale di sito f_0 : 16,30 Hz
Valore di disadattamento: 0,19
Valore V_{s30} : 402,93 m/s

Dati della stratigrafia:

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Velocità onde di taglio [m/s]	Tipo di Suolo
1	0	2,7	150	Terreni sciolti
2	2.7	15	440	Ghiaie e sabbie
3	17,7	20	550	Ghiaie compatte



Profilo delle velocità delle onde di taglio.

ATLANTE FOTOGRAFICO



Foto 1: Sezione trincea esplorativa T1



Foto 2: Particolare livello limo-argilloso con sabbie fini trincea esplorativa T1



Foto 3: Sezione trincea esplorativa T2



Foto 4: Sezione trincea esplorativa T3



Foto 5: Sezione trincea esplorativa T4