

00	Set. 2020	EMISSIONE			
REV	DATA	TITOLO REVISIONE	PREPARATO	CONTROLLATO	APPROVATO
				ELABORATO: REL GEOL	
Impianto	CENTRALE DI COMPRESSIONE DI MASERA				
<p>OPERE DI REALIZZAZIONE PENSILINA APERTA AL SERVIZIO DEGLI UFFICI DELLA CENTRALE DI COMPRESSIONE DI MASERA</p> <p>Nel Comune di MASERA (VB)</p>					
<p>RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA</p>					

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

INDICE

1.0. PREMESSA	2
2.0. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3.0. MODELLO GEOLOGICO.....	5
3.1. UBICAZIONE DEL SEDIME DI INTERESSE	5
3.2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, FRUIBILITA' URBANISTICA E ASSETTO IDRAULICO	7
3.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO DEL SITO	8
4.0. ELEMENTI DI VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA.....	10
4.1. CARATTERISTICHE MACROSISMICHE DELL'AREA.....	10
4.2. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE.....	10
4.3. VALUTAZIONE DELLA "RISPOSTA SISMICA LOCALE"	11
4.4. DEFINIZIONE DELLA "CATEGORIA DI SOTTOSUOLO"	11
4.5. STIMA DEI PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO.....	12
4.6. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	13
5.0. MODELLO GEOTECNICO. INDAGINI IN SITO.....	15
5.1. STIMA DEI VALORI CARATTERISTICI DEL TERRENO.....	18
6.0. VALUTAZIONE CARICO LIMITE TERRENO - FONDAZIONI DIRETTE.....	20
7.0. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	26

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

1.0. PREMESSA

La presente è stata redatta per definire ed illustrare i risultati ottenuti dalle determinazioni geognostiche e dallo studio geomorfologico-geologico-geotecnico, condotti c/o la Centrale SNAM di Masera, in località Giani/C.ne Ranco, laddove, in adiacenza alla palazzina uffici, è prevista la realizzazione di una pensilina.

Tale studio, redatto nel rispetto degli adempimenti previsti dal D.P.R. 328/2001, sviluppato facendo riferimento alle N.d.A. del P.R.G. del Comune di Masera (VB), tenendo presenti le norme tecniche e le relative istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, previste dal D.M. 11/03/1988 n. 47, Circ. LL.PP. 24/09/1988 n. 30483, Circ. del Presidente della Giunta Regionale del 18/05/1990 n. 11/PRE, D.M. 17/01/2018, Circ. n. 7 MIT del 21/01/2019, ha permesso di valutare sia le caratteristiche geologico-geo-morfologiche ed idrogeologiche della zona, valutando i fattori che possono influire sul comportamento d'insieme terreno-manufatti, sia di stimare le proprietà fisico-meccaniche dei litotipi presenti in sito.

Il lavoro è stato, pertanto, articolato nelle seguenti fasi di indagine:

- ✓ descrizione dei lineamenti geologico-geomorfologici ed idrogeologici della zona di interesse;
- ✓ caratterizzazione sismica del sito;
- ✓ indagini geotecniche;
- ✓ valutazione della proprietà meccaniche del terreno;
- ✓ considerazioni conclusive.

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

2.0. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- **L.R. n. 45 del 9 agosto 1989**
Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici - Abrogazione legge regionale 12 agosto 1981, n. 27
- **L.R. n. 56 del 5 dicembre 1977**
Tutela ed uso del suolo
- **Eurocodice 7.1 (1997)**
Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali. UNI
- **Eurocodice 8 (1998)**
Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- **D.P.R. del 5 giugno 2001, n. 328**
Modifiche ed integrazioni della disciplina dei requisiti per l'ammissione all'esame di Stato e delle relative prove per l'esercizio di talune professioni, nonché della disciplina dei relativi ordinamenti
- **Eurocodice 7.2 (2002)**
Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- **Eurocodice 7.3 (2002)**
Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI
- **O.P.C.M. del 20 marzo 2003, n. 3274**
Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica
- **D. Lgs. del 3 aprile 2006, n. 152**
Norme in materia ambientale
- **O.P.C.M. del 28 aprile 2006, n. 3519**
Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**
Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- **D.G.R. n. 11-13058 del 19 gennaio 2010**
Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche
- **D.G.R. n. 24-13302 del 15 febbraio 2010**
Linee guida per la gestione delle terre e rocce da scavo ai sensi dell'art. 186 del D. Lgs 152/2006
- **D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011**
Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese
- **D.G.R. n. 7-3340 del 3 febbraio 2012**
Modifiche e integrazioni alle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

- **L.R. n. 3 del 25 marzo 2013**
Modifiche alla legge regionale 5 dicembre 1977, n. 56 (Tutela ed uso del suolo) e ad altre disposizioni regionali in materia di urbanistica ed edilizia
- **Decreto Ministeriale 17.01.2018**
Testo Unitario – Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Ministero Infrastrutture e Trasporti**
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni - 2018" di cui al D.M. 17 gennaio 2018. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019.
- **D.G.R. Piemonte 30 luglio 2018, n. 25-7286**
Direttiva Alluvioni" 2007/60/CE (PGRA)
- **P.A.I.** - Piano per l'assetto idrogeologico del fiume Po
- **P.R.G.** - Piano regolatore del Comune di Masera

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

3.0. MODELLO GEOLOGICO

3.1. UBICAZIONE DEL SEDIME DI INTERESSE

L'area di interesse, ubicata nel Comune di Maserà (VB), in località Giani/C.ne Ranco, è individuata cartograficamente al Fg. 15 Tav. Il NW "Domodossola" della Carta d'Italia alla scala 1:25.000 (ved. Fig. 1) ed alla Sezione "051080" della Carta Tecnica Regionale/BDTre Piemonte alla scala 1:10.000 (ved. Fig. 2).

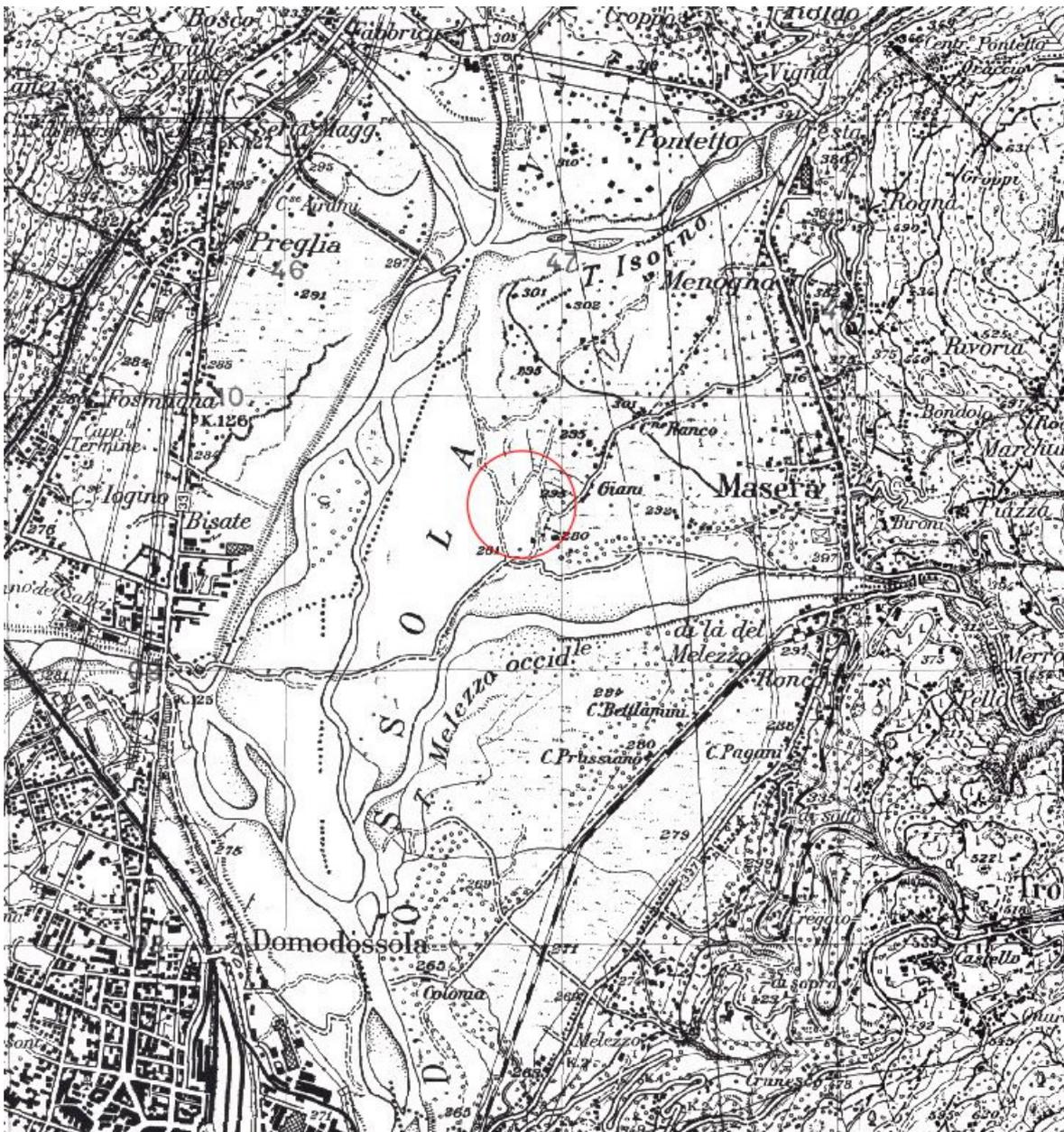


Fig. 1. Stralcio planimetrico del Foglio 15, Tavolette II NW "Domodossola" e II NE "Trontano" della Carta d'Italia in scala 1:25'000 con localizzazione dell'ambito territoriale di interesse.

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

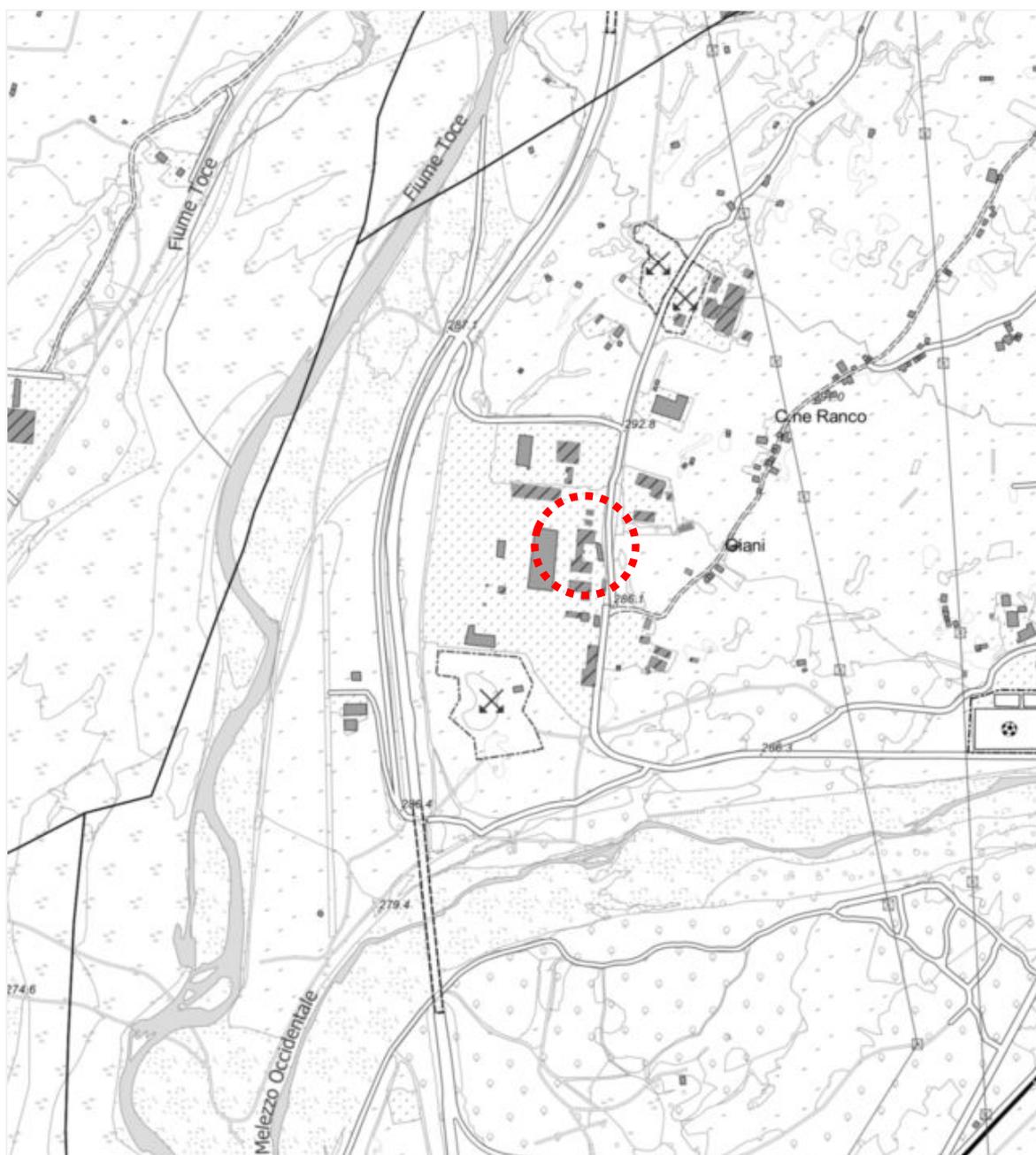


Fig. 2. Stralcio planimetrico Sezione "051080" della Carta BDTre della Regione Piemonte, in scala 1:10'000, con evidenziazione, con tratteggio di colore rosso, del sito di interesse.

Relativamente all'individuazione di dettaglio ed alla posizione catastale, l'ambito territoriale in oggetto, come meglio illustrato negli elaborati progettuali, risulta censito al foglio n. 27 particella n. 245 del N.C.T. comunale.

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

3.2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, FRUIBILITA' URBANISTICA E ASSETTO IDRAULICO

Dal punto di vista geomorfologico, la zona interessata dall'intervento in progetto si configura da pianeggiante a pseudopianeggiante, con una debole esposizione ca. SW e, prescindendo dai riporti superficiali per l'urbanizzazione dell'area, rappresenta i prodotti degli alluvionamenti olocenici del Toce e dei suoi tributari in orografica sinistra.

In riferimento all'elaborato tematico di P.R.G., denominato "Tav. 10. Carta di Sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'attitudine alla fruibilità urbanistica del Comune di Masera", riportato in stralcio nella seguente Fig. 3, nonché in relazione alla documentazione a corredo del P.S.F.F. e del P.A.I. dell'Autorità di Bacino del F. Po, il sedime di interesse e l'intorno geologicamente significativo, sulla base dell'assetto geomorfologico-idraulico e dell'altimetria dei luoghi, risultano appartenere ad una zonazione di Classe II, interna al limite di cosiddetta "Fascia C".

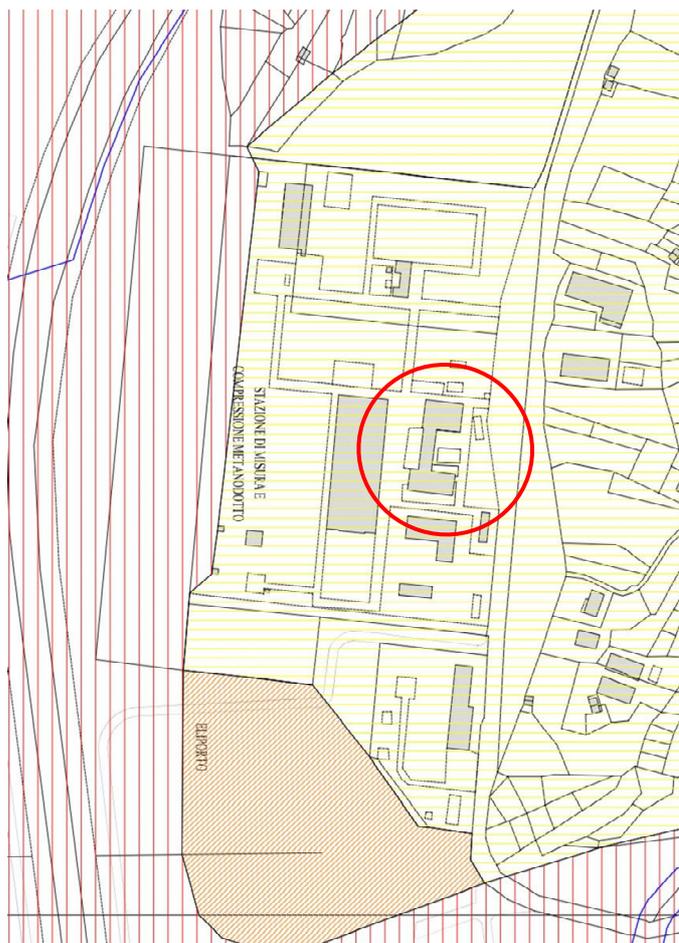


Fig. 3. Sviluppo planimetrico schematico della Tav. 10. "Carta di Sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'attitudine alla fruibilità urbanistica" del PRG del Comune di Masera".

Alla sopraccitata zonazione di Classe II, come integralmente riportato nelle N.T.A. di P.R.G., sono ricondotte "Porzioni di territorio nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere agevolmente superate attraverso l'adozione ed il rispetto di modesti accorgimenti tecnici, realizzabili a livello di progetto esecutivo esclusiva-

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

mente nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo circostante. Tali interventi non dovranno in alcun modo incidere negativamente sulle aree limitrofe, né condizionarne la propensione all'edificabilità.

In riferimento alle sopraccitate prescrizioni dello strumento urbanistico comunale, fatte salve le ovvie determinazioni di natura geologico-geotecnica, è confortevolmente possibile constatare che non sussistono preclusioni alla realizzazione dell'intervento previsto dal progetto.

3.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO DEL SITO

Prescindendo dai riporti e/o dai rimaneggiamenti antropici superficiali, conseguenti all'urbanizzazione dell'area, dal punto di vista geologico, come indicato nella seguente Fig. 4, tratta dalla Carta d'Italia (Fig. 15 – Domodossola), i terreni caratterizzanti il sito appartengono alla formazione nota in letteratura con il nome di "Alluvioni a²" (Alluvioni recenti/laghi colmati). Trattasi di depositi alluvionali/fluviati olocenici del F. Toce e dei suoi tributari, di natura per lo più pseudociottolosa, ghiaiosa e ghiaioso-sabbiosa con moderata alterazione superficiale.

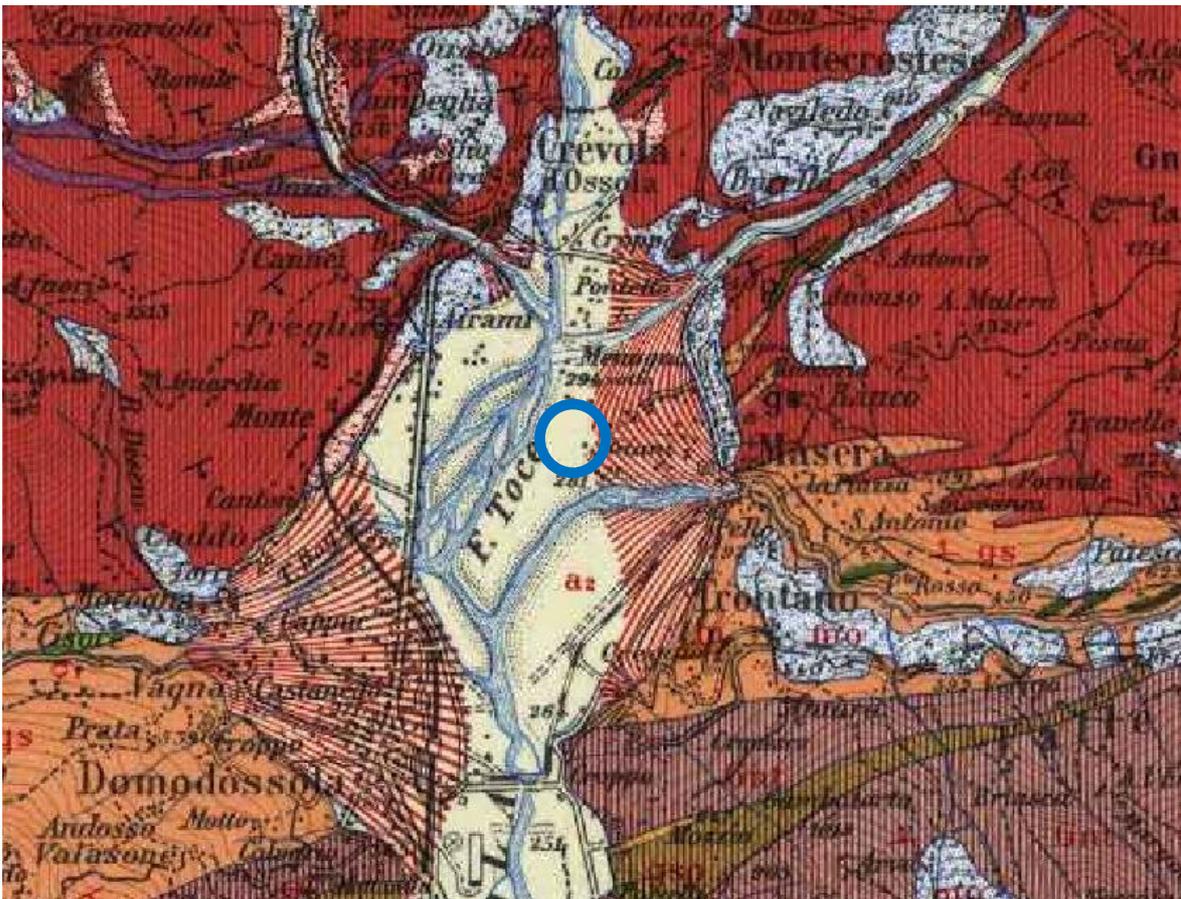


Fig. 4. Stralcio del Fig. 15 "Domodossola" della Carta Geologica d'Italia. Con cerchio di colore bleu risulta individuato l'ambito territoriale di interesse.

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

Sulla base dell'indagine geognostica mediante carotaggio continuo effettuata nell'area propriamente d'interesse e delle informazioni complementari, prescindendo dai riporti superficiali (asfalto e sottofondo stradale), di spessore pari ad almeno mezzo metro, si riscontrano, fino a fondo foro (15 m), depositi granulari generalmente addensati o particolarmente addensati, costituiti da clasti poligenici (gneiss, granitoidi e quarzoscisti) anche grossolani, ghiaia, sabbia con ghiaia e, subordinatamente, sabbia e sabbia limosa.

Dal punto di vista geoidrologico, alla data dell'allestimento del piezometro in corrispondenza del sopraccitato foro di sondaggio praticato all'incirca nella mezzaria dell'area in esame (16.07.2020), la soggiacenza di falda si è attestata a 11.50 m dal p.c..

Considerata tuttavia l'altimetria del luogo rispetto alle aste del drenaggio superficiale (F. Toce e tributari), si ritiene che la piezometria possa sensibilmente sopraelevarsi. Per tali motivi, nelle successive determinazioni, la manifestazione di falda è stata conservativamente ipotizzata a -2 m dal p.c..

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

4.0. ELEMENTI DI VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

4.1. CARATTERISTICHE MACROSISMICHE DELL'AREA

Per quanto riguarda la sismicità, la zona di interesse ricade nel Comune di Masera (VB), territorio classificato in ZONA 3 (sismicità bassa). Dalla mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale allegata all'OPCM 3519/2006 risultano valutate, per le varie zone, accelerazioni orizzontali massime convenzionali, attese su suolo rigido in condizioni *free-field* con probabilità di superamento del 10 % in 50 anni (corrispondente a tempi di ritorno di 475 anni).

4.2. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Il nuovo Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni" prevede che l'azione sismica agente su una costruzione sia valutata a partire da una "Pericolosità Sismica di Base" (P.S.B.), caratteristica del sito sede dall'opera, riferita alle condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. La "Pericolosità Sismica di Base" del sito costituisce, di fatto, l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche da assumere in progetto e deve essere definita:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g o dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta elastici, nelle condizioni di campo libero (*free field*) su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) definito su scala nazionale i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno (T_R) ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica di progetto, gli spettri di risposta elastici definiti per la P.S.B. devono essere poi variati per tener conto delle peculiari condizioni stratigrafiche del sottosuolo e della morfologia della superficie topografica. Tali aspetti caratterizzano la "Risposta Sismica Locale" e sono valutati a partire dalla determinazione della Categoria di sottosuolo in cui ricade il terreno di fondazione dell'opera in progetto e della Categoria topografica del sito. Tornando alla definizione della "Pericolosità Sismica di Base" del sito oggetto di studio, le forme spettrali del moto sismico vengono sostanzialmente ricostruite a partire dai valori dei seguenti tre parametri di riferimento:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Come detto, gli spettri elastici in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali così definiti vengono successivamente modificati in funzione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, S_s e S_T , valutati in funzione delle Categorie di sottosuolo e topografica in cui ricade il sito in esame, per la cui definizione si rimanda al successivo paragrafo. Per quanto riguarda, nello specifico, il sito sede dei fabbricati in progetto, la stima dei parametri necessari per definire la P.S.B. è stata effettuata previa determinazione delle coordinate geografiche (nel Datum WGS84) identificative del punto centrale dell'area edificabile, corrispondenti a: Lat: 46.136723 [°] Long: 8.309834 [°]. I parametri caratteristici della "Pericolosità Sismica di Base" del sito in studio, valutati al variare del periodo di ritorno T_R , sono discussi nei paragrafi che seguono.

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

4.3. VALUTAZIONE DELLA "RISPOSTA SISMICA LOCALE"

Come detto nel precedente paragrafo, per la definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessaria una valutazione, oltre che dei parametri relativi alla "Pericolosità Sismica di Base", anche degli effetti della "Risposta Sismica Locale", che dipendono, essenzialmente, dalle caratteristiche litostratigrafiche o morfologiche del sito. Queste ultime, infatti, risultano esercitare una diretta influenza sulla propagazione e sull'eventuale amplificazione delle onde sismiche nel sottosuolo. Secondo le procedure prescritte dalla Normativa vigente tali effetti sono valutabili, con buona approssimazione, mediante l'individuazione della Categoria di sottosuolo e della Categoria topografica in cui ricade il sito in esame. Da dette categorie deriva poi la definizione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, S_s e S_T , stabiliti dalle stesse norme, che concorrono nella ricostruzione degli spettri di risposta elastici tipici del sito.

4.4. DEFINIZIONE DELLA "CATEGORIA DI SOTTOSUOLO"

Per quanto attiene alla Categoria di sottosuolo, la nuova normativa prevede, in alternativa ad un vero e proprio studio di hazard sismico, l'utilizzo di una classificazione dei terreni del sottosuolo mediante 5 categorie principali (A-E), essenzialmente distinte sulla base dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio VS riferita ai primi 30 m di profondità al di sotto del previsto piano di imposta del manufatto, qualora il substrato (inteso come terreno con $VS > 800$ m/sec) sia ubicato oltre tale profondità.

Diversamente occorre valutare la $V_{S,eq}$ ricavabile con la seguente formula:

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

dove: con h_i si intende lo spessore dell' i -esimo strato; $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato; N è il numero degli strati; H è la profondità del substrato (definito come formazione costituita da roccia o terreno molto rigido con $V_s > 800$ m/sec).

Categorie di sottosuolo NTC 2018

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

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 fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
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.

Per il sito in esame, la Categoria di sottosuolo è stata determinata sulla base delle prospezioni sismiche (MASW/HVSR) effettuate dalla Techgea s.r.l. (ved. Allegato 1). Il

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

suolo, come nel seguito illustrato, è riconducibile al tipo "B". Per quanto riguarda la tipologia topografica del sito, considerando che quest'ultimo risulta localizzato su una spianata alluvionale, questa è riferibile alla Categoria topografica "T1" di Tab. 3.2.III delle NTC 2018.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

4.5. STIMA DEI PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO

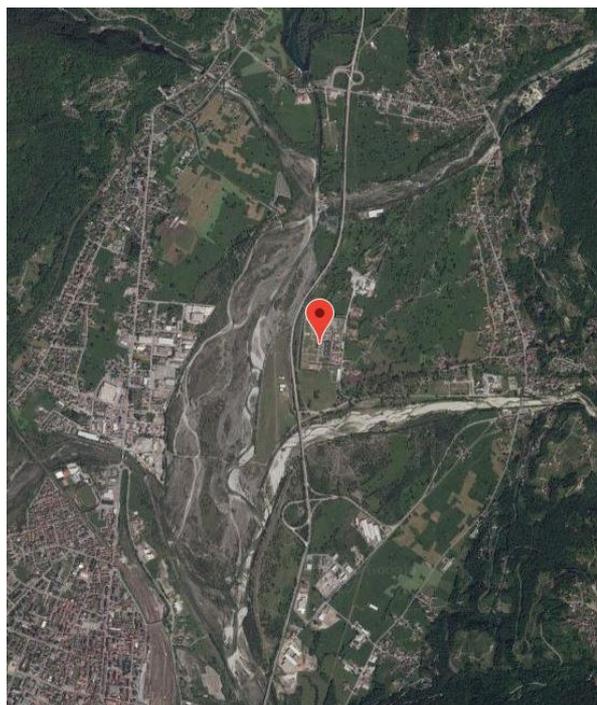
Nella seguente figura e nei successivi report sono riepilogati, per il sito in esame, i parametri di riferimento per la definizione della "Pericolosità Sismica di Base", ovvero l'accelerazione orizzontale massima "ag" ed i parametri dello spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale, valutati in condizioni *free-field* su suolo rigido con superficie topografica orizzontale.

Negli stessi output sono, inoltre, riportati, con riferimento alla tipologia di opera in progetto, alle caratteristiche del sottosuolo ed ai vari Stati Limite previsti dalla Normativa vigente, i parametri sismici di sito necessari per la valutazione delle azioni sismiche attese.

Esse comprendono:

- Accelerazione massima attesa $a_{max} = a_g * S_S * S_T$
- Coefficiente sismico orizzontale $k_h = \beta * a_{max} / g$
- Coefficiente sismico verticale $k_v = 0.5 k_h$

Fig. 5. Georeferenziazione del sito per la definizione parametri sismici.



COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

Stati limite

 Classe Edificio
 II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e soci...

 Vita Nominale: 50

 Interpolazione: Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.023	2.457	0.178
Danno (SLD)	50	0.031	2.466	0.200
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.076	2.509	0.289
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.097	2.545	0.302

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50

Coefficienti sismici

 Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

 Cat. Sottosuolo: B

 Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,55	1,52	1,41	1,40
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

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

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.005	0.007	0.018	0.023
kv	0.003	0.004	0.009	0.012
Amax [m/s ²]	0.269	0.359	0.899	1.139
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

Figg. 6. Definizione stati limite e coefficienti sismici di riferimento.

4.6. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Le "NTC 2018" (D.M. 17.01.2018), al § 7.11.3.4, "Stabilità nei confronti della liquefazione", forniscono la seguente definizione nei riguardi di tale possibile manifestazione: "fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate". Ciò avviene quando la pressione dell'acqua nei pori aumenta progressivamente fino ad eguagliare la pressione totale di confinamento e quindi allorché gli sforzi efficaci, da cui dipende la resistenza al taglio, si riducono a zero.

In questo contesto, il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie, ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine lino-argillosa. In altre parole è necessario valutare il potenziale di liquefazione del terreno ove deve essere realizzata la costruzione. In riferimento al § 7.11.3.4.2, "Esclusione della verifica a liquefazione", della sopraccitata nor-

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

mativa, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle circostanze nel seguito elencate.

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi di sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzate ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Fig. 8 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

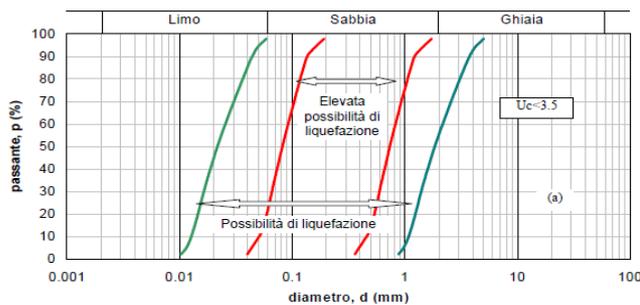
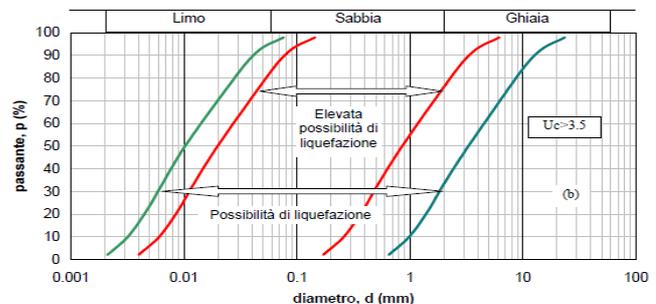


Fig. 7. Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ (AGI, 2005).

Fig. 8. Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ (AGI, 2005).



Vengono inoltre ritenuti motivi di esclusione dalla verifica a liquefazione alcune situazioni e condizioni in funzione dell'uniformità della distribuzione granulometrica tipo sabbie. In particolare viene esclusa la possibilità di liquefazione in corrispondenza di sismi con magnitudo inferiori a 5.5/6 per coperture di strati superficiali non liquefacibili con spessore maggiore di 3 m, oppure con spessore maggiore di 5 m, ma in corrispondenza di sismi con magnitudo maggiori di 7.

Nel caso dell'area in esame, per la sismicità storica e per le accelerazioni massime attese al piano campagna, non si ritiene possano sussistere le condizioni per il verificarsi del fenomeno di liquefazione.

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

5.0. MODELLO GEOTECNICO. INDAGINI IN SITO

Nell'area in oggetto, compatibilmente con la presenza di sottoservizi e/o impedimenti, al fine di ulteriormente caratterizzare dal punto di vista meccanico il terreno di fondazione del realizzando manufatto, oltre alle informazioni desunte dalle prove SPT in foro di sondaggio e dalle prospezioni geofisiche (ved. Allegato 1), come evidenziato nella successiva figura 9, sono stati praticati tre sondaggi penetrometrici dinamici superpesanti (tipo DPSH, Meardi-AGI), nel seguito denominati P1, P2 e P3.

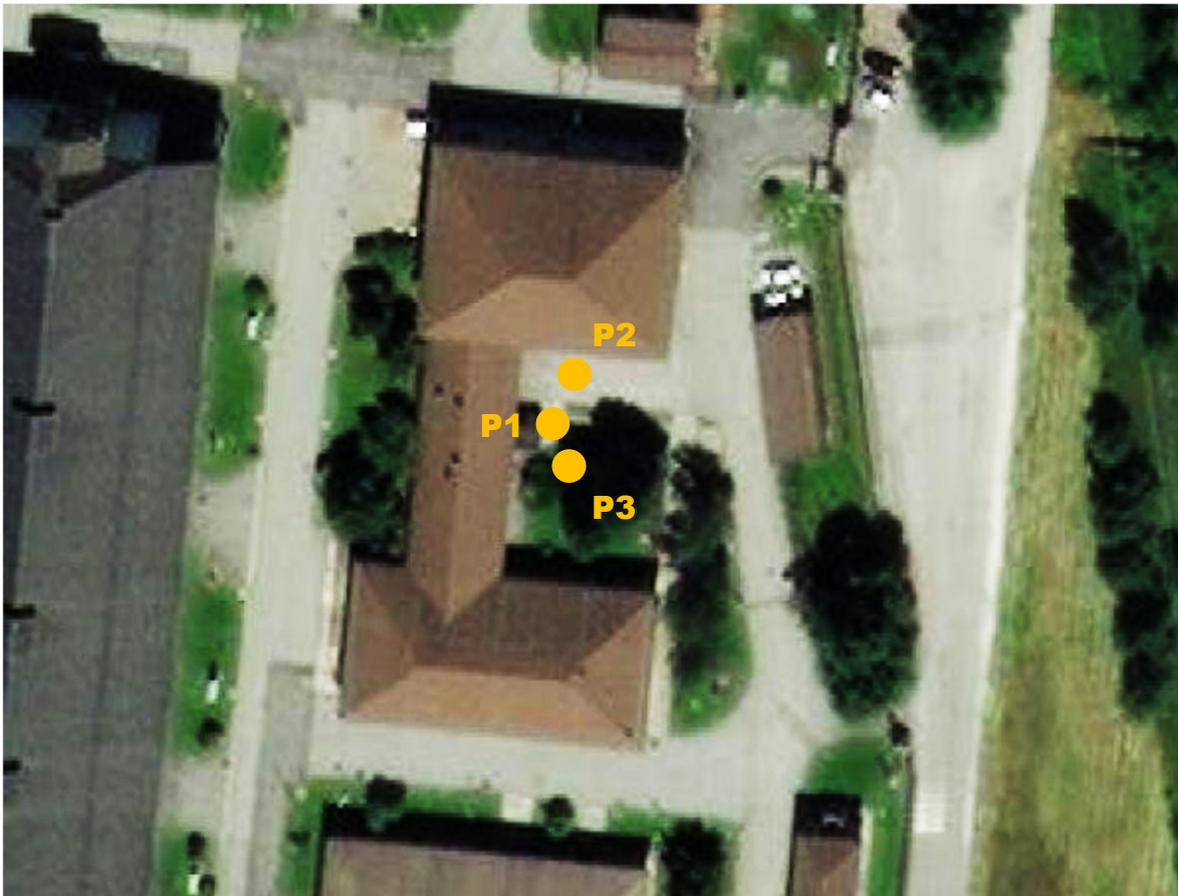


Fig. 9. Foto area del sito con localizzazione schematica delle postazioni di sondaggio penetrometrico DPSH, tipo Meardi-AGI (fonte Bing Maps).

La prova penetrometrica dinamica DPSH (Meardi-AGI), eseguita con strumento Pagani mod. TG 63-100 ad azionamento idraulico a sganciamento automatico, consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno la punta conica posta all'estremità di una batteria di aste. L'infissione dell'utensile avviene a percussione rilevando il numero dei colpi necessario per l'avanzamento di ciascun tratto unitario di lunghezza pari a 30 cm (N30).

In relazione al numero delle battute del maglio e della resistenza alla penetrazione dinamica R_{dp} , parametro caratteristico dello stato di addensamento e di compattezza dei terreni incoerenti (ghiaie e sabbie) e/o del grado di consistenza dei terreni coesivi

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

(limi e argille), sulla base di correlazioni bibliografiche, vengono determinati i parametri geotecnici del terreno investigato.

La strumentazione utilizzata per le prove penetrometriche (ved. Figg. 10), nota come standard europeo superpesante (DPSH, Meardi-Agi), presenta le caratteristiche nel seguito descritte:

- peso della massa battente = 73 Kg
- altezza di caduta del maglio = 75 cm
- penetrazione standard = 30 cm
- diametro della punta conica = 50,8 mm
- angolo di apertura = 60°
- peso di ciascuna asta = 6,31 Kg



Figg. 10. Le riprese evidenziano il tipo di attrezzatura utilizzata per l'esecuzione delle prove SCPT (tipo DPSH, Meardi-Agi) con strumento Pagani mod. TG 63-100). Nel dettaglio, la strumentazione è posizionata, da sinistra verso destra, rispettivamente, nelle postazioni di sondaggio P1, P2 e P3.

Nel portare a conoscenza che tutte le prove sono state interessate da un preforo, di ca. 0,60 m, risultato necessario per oltrepassare il riporto (asfalto e sottostante massicciata stradale), si segnala che le medesime sono state spinte fino alla quota di rifiuto alla penetrazione ($N_{30} > 100$), avvenuta tra le profondità di 2,70 m (P2) e 3,60 m (P1) dall'attuale p.c..

Nei successivi grafici in forma di diagramma "N30/Profondità" e "Rd/Profondità", sono riportati i report delle indagini in sito P1, P2 e P3 (ved. Figg. 11) e della prova P_min (ved. Fig. 12), rappresentativa dei valori minimi espressi dalle tre prospezioni meccaniche. Questa ultima prospezione "teorica", utilizzata per l'interpretazione dei parametri geotecnici dei terreni soggiacenti il realizzando manufatto, esprime, a fini conservativi, la risultante dei valori minimi rilevati con le sopraccitate verticali d'indagine alla medesima quota dal p.c..

COMMITTENTE 	PROGETTISTA 
---	--

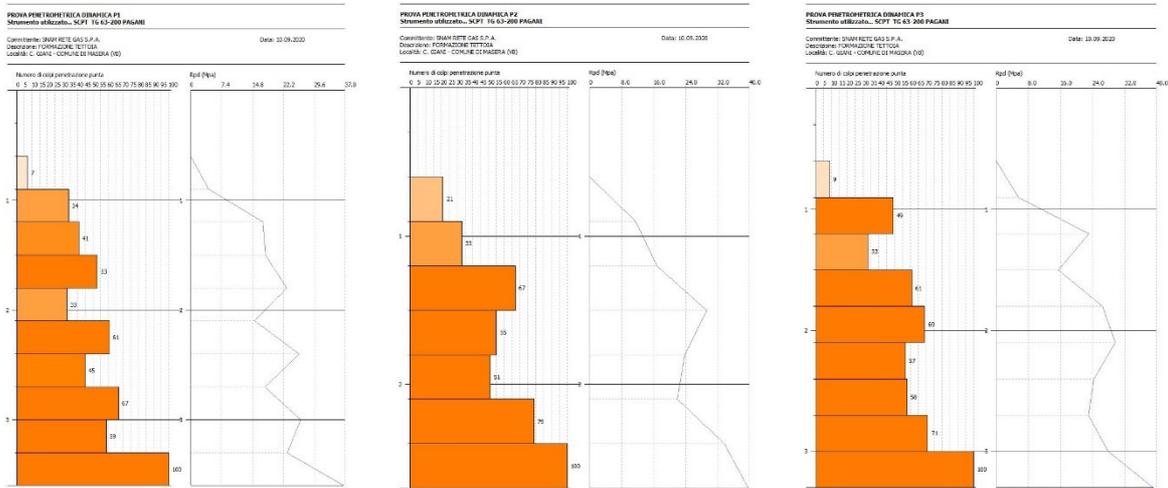


Fig. 11. Restituzione degli istogrammi N₃₀/Profondità e Rpd/Profondità delle verticali d'indagine penetrometrica P1, P2 e P3.

A seguire è riportato l'output della sopraccitata prova P_{min} (Ved. Fig. 12), che, come anticipato, è rappresentativa dei valori più cautelativi espressi dalle tre verticali d'indagine.

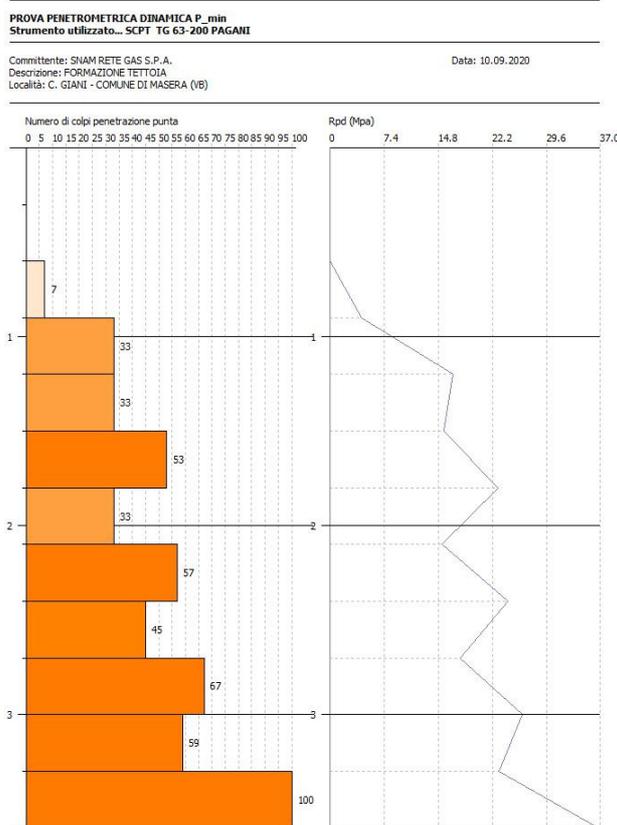


Fig. 12. Istogramma penetrometrico N₃₀/Profondità e Rpd-Profondità della prospezione teorica "Pmin", desunta dai valori minimi espressi dalle tre prove alla medesima quota dal p.c..

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

5.1. STIMA DEI VALORI CARATTERISTICI DEL TERRENO

In riferimento alle risultanze acquisite con l'indagine penetrometrica ed alle informazioni derivanti dalle acquisizioni N_{SPT} rilevate nel corso del carotaggio continuo ad opera della Geoservice s.n.c. (Allegato 1) è stata definita la cosiddetta situazione geotecnica locale.

Considerata la maggior energia di battuta espressa dallo standard utilizzato "E_{N₃₀(Meardi-Agi)=1,15 E_{N_{SPT}}", dovuta al peso superiore del maglio (73 Kg in luogo di 63,5 Kg), al fine di ricavare il numero equivalente nominale di colpi N_{SPT}, le entità N₃₀(Meardi-Agi) registrate durante le prove sono state moltiplicate per 1,15.}

Cautelativamente tale numero dei colpi non è stato normalizzato al cosiddetto N(60). L'efficienza del sistema di battuta "ER" dello strumento utilizzato, definita dal costruttore pari ad almeno il 72%, risulta infatti superiore a quella della prova SPT di riferimento (60%). Conseguentemente, in luogo di moltiplicare le sopraccitate entità per 1,15 per ricavare i corrispondenti valori di N_{SPT}, sarebbe stato possibile incrementarle di un fattore pari a 1,38 (ovvero $1,15 \cdot ER/60 = 1,15 \cdot 72/60 = 1,15 \cdot 1,2$).

L'ulteriore correzione non utilizzata a fini cautelativi, che tiene conto di altri fattori quali il rivestimento, la lunghezza delle aste, etc., comporta il calcolo di (N1)60, definito come segue:

$$(N1)60 = CN \cdot N(60) \text{ con } CN = \sqrt{(Pa/s'vo)} \text{ } CN < 1.7 \text{ Pa} = 101.32 \text{ kPa (Liao e hitman 1986)}$$

$$N(60) = N_{SPT} (ER/60) \cdot C_s \cdot C_r \cdot C_d$$

ER/60: Rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.

C_s: Parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).

C_d: Funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).

C_r: Parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

Ciò detto, mantenendo, per ragioni di sicurezza, il numero degli N_{SPT} non normalizzato, si è proceduto, come specificato negli Eurocodici e altresì indicato nelle NTC 2018, a ricavare i valori caratteristici di N_{SPT}, ovvero gli N_{SPTK}.

In riferimento alle citate normative, si rammenta che il valore caratteristico di un particolare parametro di calcolo può essere definito come quell'entità alla quale è associata una determinata probabilità di non superamento (5%).

I valori caratteristici di N_{SPT} dai quali ricavare, con le formulazioni più note ed accreditate in meccanica delle terre, le peculiarità di resistenza al taglio del terreno alle quali riferirsi per le elaborazioni geotecniche e strutturali, sono determinabili con la seguente relazione statistica, valida per resistenze non compensate (R.N.C.):

$$N_{SPTK} = N_{SPT\text{medio}} - 1.645 (\sigma_{NSPT})$$

dove: σ_{NSPT} è la deviazione standard di N_{SPT}.

In questo modo, il terreno di fondazione interessato dalle maggiori sollecitazioni indotte dal realizzando manufatto, in relazione alle locali proprietà meccaniche, alle opportune approssimazioni e semplificazioni, è stato suddiviso in sei strati omogenei, ognuno dei quali contraddistinto da propri parametri geotecnici.

Le peculiarità geotecniche dei primi tre livelli, rinvenuti fino alla profondità di

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

3,6 m dal p.c., sono state definite attraverso le risultanze più conservative dell'indagine penetrometrica come in precedenza indicato. A seguire, la caratterizzazione dei terreni è stata effettuata sulla base dei riscontri delle prove SPT in foro.

Relativamente ai dettagli, si rimanda al successivo prospetto utilizzato per effettuare una stima della capacità di contrasto del terreno di fondazione ricorrendo all'impiego di strutture d'imposta diretta (es. plinti da collegarsi debitamente tra loro come indicato dalle NTC 2018).

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DA DETERMINAZIONI IN SITO

Strato	Prof. (m)	N30_DPSH	NSPT (*)	Tipo e/o comportamento	γ (KN/m ³)	γ sat (KN/m ³)	φ (°)	Ey (Mpa)
1	0.00-0.90	2.33	2.68	Incoerente (riporto)	14.79	16.77	24.2	3.58
2	0.90-2.10	23.75	27.31	Incoerente	19.10	20.90	34.8	37.20
3	2.10-3.60	35.03	40.28	Incoerente	20.05	21.00	36.5	45.10
4	3.60-10.00	--	50.00	Incoerente	20.40	21.50	37.2	50.47
5	10.00-12.00	--	11.00	Incoerente	17.60	19.50	30.0	12.49
6	>12.00	--	50.00	Incoerente	20.40	21.50	37.2	50.47

- dove:
- N30 = numero di colpi della prova penetrometrica DPSH_Meardi-Agi
 - NSPT = numero di colpi equivalente della prova SPT
 - (*) i valori rilevati ≥ 50 (compreso quelli di rifiuto ≥ 100) sono stati cautelativamente considerati pari a 50
 - γ = peso di volume naturale (Meyerhof, Terzaghi, autori vari)
 - γ_{sat} = peso di volume saturo (Meyerhof, Terzaghi, autori vari)
 - φ = angolo attrito (Japanese National Railway, Malcev, Peck, autori vari)
 - Ey = modulo elastico (Dapollonia, Schultze, Vesic, Terzaghi, autori vari)

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

6.0. VALUTAZIONE CARICO LIMITE TERRENO - FONDAZIONI DIRETTE

Nel Capitolo 6 del D.M. 17 gennaio 2018, sono affrontate, in maniera unitaria, tutte le problematiche che riguardano la progettazione geotecnica ed in particolare sono riportate le indicazioni riguardanti le verifiche globali e locali, la determinazione delle sollecitazioni delle strutture a contatto con il terreno e la valutazione delle prestazioni del sistema geotecnico nelle condizioni d'esercizio.

In particolare, per quanto riguarda le verifiche agli SLU, la normativa individua le due diverse modalità progettuali, denominate "Approccio 1" (solamente Combinazione 2 "A2+M2+R2" per la verifica di stabilità globale) e "Approccio 2" (Combinazione "A1+M1+R3"). Queste si differenziano per i valori dei fattori di sicurezza delle azioni (A), dei parametri geotecnici (M) e delle resistenze (R). Tali coefficienti risultano indicati, rispettivamente, nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I e 6.4.II di cui al capitolo 6 del D.M. 17.01.2018.

TABELLA 6.2.I. – coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(4)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽⁴⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

TABELLA 6.2.II. – coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

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

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

Le valutazioni riportate nel seguito sono state svolte facendo ricorso alle teorie classiche della meccanica delle terre estese ai terreni stratificati e tenendo conto della situazione geotecnica precedentemente descritta. Ciò precisato, al fine di accertare la com-

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

patibilità geologico-geotecnica dell'opera prevista, sono state stimate, secondo la combinazione A1+M1+R3, le cosiddette resistenze di progetto "Rd" allo SLU. Dette valutazioni, condotte secondo le formulazioni degli autori più accreditati in meccanica delle terre, non tengono ovviamente conto della correzione dovuta all'inclinazione del carico nelle diverse combinazioni che dovrà essere considerata in fase di analisi strutturale.

Nel rimandare al progettista, sulla base dei carichi applicati alla fondazione, le opportune determinazioni, le necessarie verifiche, le determinazioni complementari e l'esame della disuguaglianza $E_d \leq R_d$, laddove E_d rappresenta l'azione di progetto, la struttura di posa considerata risulta rappresentata da una piastra in c.a. di dimensioni, a titolo d'esempio, pari a 2.5 m x 2 m, con imposta ad almeno 1,2 m dal p.c..

Per quanto riguarda la soggiacenza di falda, benché rilevata a 11.50 m dal p.c. all'epoca della realizzazione del piezometro (16.07.2020), a fini cautelativi, quest'ultima è stata ipotizzata a -2 m dal medesimo riferimento.

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	2.0 m
Lunghezza fondazione	2.5 m
Profondità piano di posa da p.c.	1.2 m
Altezza ipotizzata di incastro	0.2 m
Profondità falda da p.c.	2.0 m

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.0910
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0182

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale [anni]:	50.0
Vita di riferimento [anni]:	50.0

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. [Stato limite]	TR [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.226	2.457	0.178
S.L.D.	50.0	0.304	2.466	0.200
S.L.V.	475.0	0.745	2.509	0.289
S.L.C.	975.0	0.951	2.545	0.302

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.	0.2712	0.2	0.0055	0.0028
S.L.D.	0.3648	0.2	0.0074	0.0037
S.L.V.	0.8940	0.2	0.0182	0.0091
S.L.C.	1.1412	0.2	0.0233	0.0116

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO (da media ponderata valori del bulbo d'influenza)

Peso unità di volume	19.60 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.95 kN/m ³
Angolo di attrito	35.70 °
Coesione	-- kN/m ²

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970)

Fattore [Nq]	36.35
Fattore [Nc]	49.19
Fattore [Ng]	17.07
Fattore forma [Sc]	1.59
Fattore profondità [Dc]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.57
Fattore profondità [Dq]	1.15
Fattore forma [Sg]	0.68
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	445.73 kN/m ²
Resistenza di progetto	193.80 kN/m ²

Autore: VESIC (1975)

Fattore [Nq]	36.35
Fattore [Nc]	49.19
Fattore [Ng]	24.05
Fattore forma [Sc]	1.59
Fattore profondità [Dc] [Dq]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.57
Fattore forma [Sg]	0.68
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	525.18 kN/m ²
Resistenza di progetto	228.34 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963)

Fattore [Nq]	36.35
Fattore [Nc]	49.19
Fattore [Ng]	11.38
Fattore forma [Sc]	1.61
Fattore profondità [Dc]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore forma [Sq] [Sg]	1.3
Fattore profondità [Dq] [Dg]	1.12
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	479.87 kN/m ²
Resistenza di progetto	208.64 kN/m ²

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

Autore: Brinch - Hansen 1970

Fattore [Nq]	36.35
Fattore [Nc]	49.19
Fattore [Ng]	22.77
Fattore forma [Sc]	1.48
Fattore profondità [Dc] [Dq]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.47
Fattore forma [Sg]	0.76
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	523.77 kN/m ²
Resistenza di progetto	227.72 kN/m ²

SISMA

Autore: HANSEN (1970)

Fattore [Nq]	36.35
Fattore [Nc]	49.19
Fattore [Ng]	17.07
Fattore forma [Sc]	1.59
Fattore profondità [Dc]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.57
Fattore profondità [Dq]	1.15
Fattore forma [Sg]	0.68
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.95
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.98
Carico limite	426.44 kN/m ²
Resistenza di progetto	185.41 kN/m ²

Autore: VESIC (1975)

Fattore [Nq]	36.35
Fattore [Nc]	49.19
Fattore [Ng]	24.05
Fattore forma [Sc]	1.59
Fattore profondità [Dc]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.57
Fattore profondità [Dq]	1.15
Fattore forma [Sg]	0.68
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.95
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.98
Carico limite	501.95 kN/m ²
Resistenza di progetto	218.24 kN/m ²

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

Autore: MEYERHOF (1963)

Fattore [Nq]	36.35
Fattore [Nc]	49.19
Fattore [Ng]	11.38
Fattore forma [Sc]	1.61
Fattore profondità [Dc]	1.23
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.3
Fattore profondità [Dq]	1.12
Fattore forma [Sg]	1.3
Fattore profondità [Dg]	1.12
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.95
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.98
Carico limite	458.34 kN/m ²
Resistenza di progetto	199.28 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970

Fattore [Nq]	36.35
Fattore [Nc]	49.19
Fattore [Ng]	22.77
Fattore forma [Sc]	1.48
Fattore profondità [Dc] [Dq]	1.15
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.47
Fattore forma [Sg]	0.76
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.95
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0.98
Carico limite	500.42 kN/m ²
Resistenza di progetto	217.57 kN/m ²

RIEPILOGO DEI CARICHI LIMITE SULLA BASE DELLE DIVERSE FORMULAZIONI

Combinazione	Autore	[Qult] (kN/m ²)	[Rd] (kN/m ²)	K Winkler (kN/m ³)
A1+M1+R3	HANSEN (1970)	445.73	193.80	17829
	MEYERHOF (1963)	479.87	208.64	19194
	VESIC (1975)	525.18	228.34	21007
	BRINCH - HANSEN (1970)	523.77	227.72	20950
SISMA	HANSEN (1970)	426.44	185.41	17057
	MEYERHOF (1963)	458.34	199.28	18333
	VESIC (1975)	501.95	218.24	20078
	BRINCH - HANSEN (1970)	500.42	217.57	20016

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

Relativamente alla valutazione del cedimento del terreno di fondazione indotto dal carico d'esercizio applicato, ipotizzato a titolo d'esempio di 200 kN/m^2 , è stata effettuata la stima della subsidenza teorica ricorrendo alle formulazioni di Burland & Burbidge e Schmertmann-Terzaghi.

STIMA CEDIMENTI METODO BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	200.0 kN/m^2
Tempo	15.0 anni
Profondità significativa Z_i	1.878 m
Media dei valori di N_{spt} all'interno di Z_i	27.25
Fattore di forma f_s	1.085
Fattore strato compressibile f_h	1
Fattore tempo f_t	1.44
Indice di compressibilità	0.017
Cedimento totale teorico	7.934 mm

STIMA CEDIMENTI METODO SCHMERTMANN-TERZAGHI

Pressione normale di progetto (kN/m^2)	200
Cedimento dopo T (anni)	15
Cedimento totale teorico (mm)	6.90 mm

Strato	Z (m)	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	1.65	0.16	0.07	0.23
3	2.85	0.32	0.14	0.46

Z: Profondità media dello strato; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Si rimandano al progettista strutturale, sulla base dei carichi applicati alla fondazione nelle diverse combinazioni, le opportune verifiche, le determinazioni complementari e l'esame della disuguaglianza $E_d \leq R_d$, laddove E_d rappresenta l'azione di progetto. Si valuti altresì la compatibilità dei cedimenti teorici così stimati con l'ammissibilità di subsidenza del realizzando manufatto, anche ipotizzando che quest'ultima potrà manifestarsi in modo differenziale.

COMMITTENTE	PROGETTISTA
	

7.0. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dall'esame delle risultanze dello studio geologico-geotecnico condotto per l'intervento in progetto, si deduce quanto segue:

- ✓ dal punto di vista geomorfologico, in riferimento all'atlante dei rischi del P.A.I. ed alla "Delimitazione delle fasce fluviali" del P.S.F.F. dell'Autorità di Bacino del F. Po, l'ambito territoriale in esame risulta compreso all'interno della perimetrazione di "fascia C";
- ✓ in riferimento alla "Tav. 10. Carta di Sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'attitudine alla fruibilità urbanistica di P.R.G., il sedime di interesse appartiene ad una zonazione di Classe II. Trattasi di "porzioni di territorio nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere agevolmente superate attraverso l'adozione ed il rispetto di modesti accorgimenti tecnici, realizzabili a livello di progetto esecutivo esclusivamente nell'ambito del singolo lotto edificatorio o dell'intorno significativo circostante. Tali interventi non dovranno in alcun modo incidere negativamente sulle aree limitrofe, né condizionarne la propensione all'edificabilità";
- ✓ geologicamente, prescindendo dai locali riporti superficiali, l'area risulta appartenere alla formazione nota in letteratura con il nome di "Alluvioni a²" (Alluvioni recenti/laghi colmati). Trattasi di depositi alluvionali/fluviali olocenici del Toce e dei suoi tributari, di natura per lo più pseudociottolosa, ghiaiosa, ghiaioso-sabbiosa e subordinatamente sabbioso-limosa, con moderata alterazione superficiale;
- ✓ in riferimento alla sismicità, il territorio amministrativo di Masera, sulla base della D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010, risulta appartenere alla cosiddetta "Zona 3". La caratterizzazione geofisica del terreno d'imposta fondazioni, effettuata mediante prospezioni MASW e HVSR, finalizzata alla definizione della risposta sismica locale, riconduce ad un profilo di suolo stratigrafico di tipo "B". Per quanto riguarda la tipologia topografica del sito questa è riconducibile categoria "T1";
- ✓ considerata la bassa sismicità del sito e tenuto conto dei litotipi presenti risulta possibile escludere locali alterazioni delle caratteristiche di resistenza al taglio dei terreni (fenomeni di liquefazione) in concomitanza di eventi tellurici;
- ✓ dal punto di vista geotecnico, in base ai riscontri di tre prove penetrometriche DPSH Meardi-Agi) e di informazioni complementari (SPT in foro di sondaggio), si è ricostruito un modello litotecnico del sottosuolo per i cui dettagli si rimanda ai precedenti paragrafi;
- ✓ per quanto riguarda le valutazioni della possibilità di contrasto del sistema "struttura-terreno di fondazione", è stato esaminato, a titolo d'esempio, un modello di imposta diretta (piastra 2,5 x 2 m, con imposta a 1,2 m), secondo la combinazione A1+M1+R3. Dette stime, condotte secondo le formulazioni degli autori più accreditati in meccanica delle terre, dovranno essere verificate e validate a cura del progettista strutturale.

Alla luce di queste considerazioni, svolte ai sensi delle N.T.A. di P.R.G., del P.A.I./P.S.F.F., nel rispetto del D.P.R. 328/2001, D.M. 11/03/88 n. 47, D.M. 17/01/2018 e Circ. M.I.T. n. 7 del 21/01/2019, fatte salve le eventuali determinazioni da effettuarsi in fase esecutiva, per quanto di competenza, si ritiene attuabile l'intervento previsto dal progetto.



ALLEGATO 1

- REPORT CAROTAGGIO CONTINUO E PROVE IN FORO AD OPERA DELLA GEOSERVICE SNC
- DETERMINAZIONI GEOFISICHE (MASW E HVSR) A CURA DELLA TECHGEA SRL



GEOSERVICE S.N.C.
DI DOTT. GEOL. ELIO ORSI & C
VIA DELLA MAGGIORA N 8 TEL+FAX 0144/324841
15011 ACQUI TERME (AL)

GTN Engineering s.c. a r.l.



Indagine geognostica per la progettazione di una nuova pensilina nella centrale SNAM Rete Gas di Masera (VB)

Rif. G20 AA

Acqui Terme, agosto 2020

Riepilogo emissioni	
Prima emissione	agosto 2020

SONDAGGI, PROVE GEOTECNICHE, INDAGINI GEOGNOSTICHE, MICROPALI, POZZI, GEOTERMIA
P. IVA 01385730062 C.C.I.A.A. AL 157568
info@geoserviceacqui.com - geoserviceacqui@pec.it



**GEOSERVICE S.N.C.
DI DOTT. GEOL. ELIO ORSI & C
VIA DELLA MAGGIORA N 8 TEL+FAX 0144/324841
15011 ACQUI TERME (AL)**

- 2 -

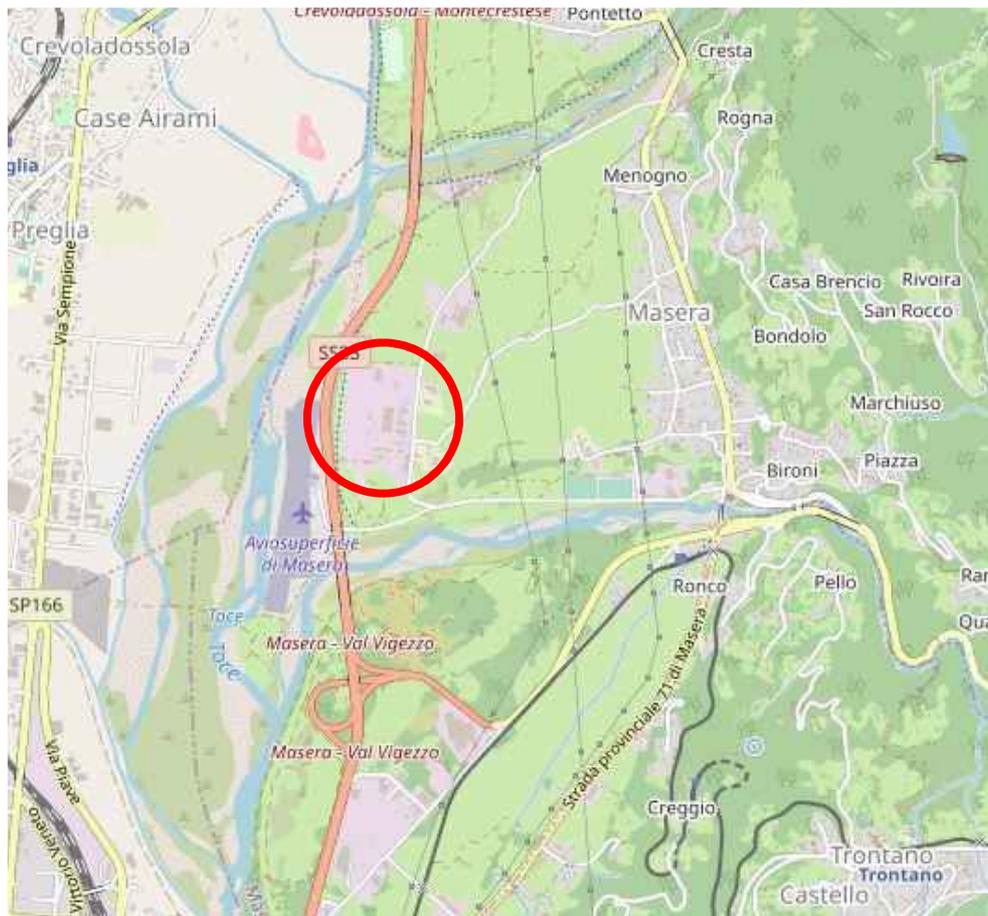
G20 AA

Sommario

1.DATI IDENTIFICATIVI DELLA COMMESSA E DEL CANTIERE	3
2.ELENCO DEI SONDAGGI ESEGUITI.....	4
3.ATTREZZATURA DI PERFORAZIONE:.....	6
4.PROVE SPT:.....	7
5. INSTALLAZIONE DI PIEZOMETRO A TUBO APERTO.....	8
6. STRATIGRAFIE.....	9
7. INDAGINI GEOFISICHE	9

1.DATI IDENTIFICATIVI DELLA COMMESSA E DEL CANTIERE

Rif.:	G20 AA
Committente:	GTN Engineering s.c. a r.l., Tortona (AL)
Oggetto lavori:	Indagine geognostica per la progettazione di una nuova pensilina
Ubicazione del cantiere:	Centrale SNAM Rete Gas; via Paolo Ferraris Masera (VB)
Inizio lavori:	15 luglio 2020
Fine lavori:	17 luglio 2020



Ubicazione generale dell'area su base Open Stree Map

2.ELENCO DEI SONDAGGI ESEGUITI

Sondaggio:	Quota p.c. [m]	Prof. [m]	Modalità esecutiva	Attrezzaggio:
S1	283	15.00	Carotaggio continuo	Pizometro a tubo aperto 2"



Ubicazione del sondaggio su immagine Google Earth

Sondaggio S1



3.ATTREZZATURA DI PERFORAZIONE:

SONDA COMACCHIO MC 450P	
Peso [kg]	7.500
Potenza di picco [kW]	86
Coppia max [DaN*m]	1046
ω_{max} [rpm]	496
Tiro [DaN]	6.500
Spinta [DaN]	4.500
Pompa fango TR200	
Q _{max} [l/min]	200
P _{max} [bar]	45
Regolazione idraulica di tiro, spinta e bilanciamento	
Regolazione continua della portata della pompa fango	
Regolazione della velocità di avanzamento meter-in con valvola prioritaria ES	
Testa di rotazione con 2 rapporti meccanici + 3 rapporti elettroidraulici oppure variazione continua di ω tra C _{max} e C _{min}	

CORREDO DI PERFORAZIONE	
Aste	76 mm
Carotiere semplice	B 101 mm
Carotiere doppio	T6 101 mm
Tubi di rivestimento	127 mm

4.PROVE SPT:



Esecuzione di una prova SPT

ATTREZZATURA PER PROVE SPT A SGANCIO AUTOMATICO "NENZI"	
Massa elemento battente	63.5 kg
Massa complessiva	116 kg
Altezza di caduta	0.76 m
Diametro aste	50 mm
Peso aste	7 kg/m
Tipo punta	Chiusa / Aperta
Sostentamento foro	Rivestimento metallico provvisorio

PROVE SPT ESEGUITE							
Sondaggio:	Prova n.	Profondità [m]	Punta	Preinfissione:	1° tr.	2° tr.	N SPT
S1	1	1.60	C	14	38	R	R
	2	3.00	C	15	20	45	65
	3	4.50	C	R	-	-	R
	4	6.00	C	R	-	-	R
	5	7.50	C	19	29	34	63
	6	9.20	C	R	-	-	R
	7	10.50	C	10	7	4	11
	8	12.00	C	R	-	-	R
	9	13.50	C	R	-	-	R

5. INSTALLAZIONE DI PIEZOMETRO A TUBO APERTO

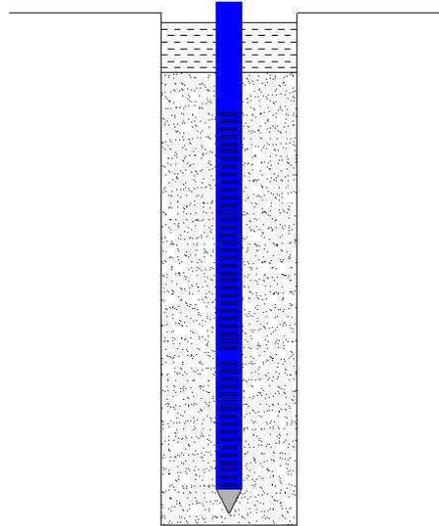


Figura 3: schema costruttivo

Caratteristiche tecniche			
Diametro tubo PVC	Apertura slot [mm]	Dreno in ghiaietto siliceo [mm]	Tampone di testa
2" (60 mm)	0.5	1.5 – 3-0	Compactonite

Sondaggio:	Data installazione :	Profondità sondaggio [m]	Profondità tubo [m]	Tratto filtrante [m]	Livello statico al termine della posa [m]
S1	16/07/2020	15.00	15.00	6.00-15.00	11.50



Sistemazione finale del piezometro con chiusino carrabile a filo asfalto.



GEOSERVICE S.N.C.
DI DOTT. GEOL. ELIO ORSI & C
VIA DELLA MAGGIORA N 8 TEL+FAX 0144/324841
15011 ACQUI TERME (AL)

- 9 -

G20 AA

6. STRATIGRAFIE

Stratigrafie in formato A3 allegate:
G20 AA S1 rev0 (1 pagina)

7. INDAGINI GEOFISICHE

Indagini geofisiche eseguite da Techgea s.r.l., Torino	
Prova:	Report allegati
MASW	20-198
HVSR	

Acqui Terme, agosto 2019

GTN Engineering s.c.a.r.l.

Sito di indagine:
Centrale SNAM Masera (VB)



Indagine sismica con metodologia MASW finalizzata alla determinazione
del parametro V_{s30} per la classificazione sismica dei suoli

Relazione Tecnica

Relazione n.: 20-198
Revisione n.: 0
Data: Luglio 2020
Redatto da: Dott. Geol. Marco Bacenetti
Controllato da: Dott. Geol. Mario Naldi

1	Introduzione	pag. 1
2	Strumentazione utilizzata	pag. 1
3	Acquisizione ed elaborazione dati	pag. 1
4	Normativa sismica vigente	pag. 2
5	Risultati della prova MASW	pag. 4

ALLEGATO A Certificato esito prova MASW

ALLEGATO B Cenni teorici sulla metodologia MASW

1 INTRODUZIONE

La presente relazione illustra e descrive le indagini geofisiche di tipo sismico (MASW – Multichannel Analysis of Surface Waves) realizzate presso:

Sito:	Centrale SNAM Masera (VB)			Regione:	Piemonte
Norm. regione:	D.G.R. n. 6-887 del 30.12.2019 e s.m.i.			Zona sismica:	3
Progetto:	Ampliamento fabbricato esistente				
Coordinate GPS	Datum: WGS84	Proiezione: UTM	Zona: 32N	EST: 446809.54	NORD: 5109457.65

Scopo dell'indagine è definire il parametro V_{s30} per la classificazione sismica dei suoli (in accordo al D.M. 17.01.2018 e successivi aggiornamenti). In quanto segue si illustrano ed analizzano i risultati ottenuti.

2 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

L'acquisizione dei dati sismici è stata realizzata con un sismografo a 24 canali dotato di un convertitore analogico/digitale a 24 bit (unità Daq Link IV, Seismic Source ltd.). Lo strumento è fornito di una connessione di rete standard 10/100 (base RJ45) per la comunicazione con un computer portatile su cui è installato un apposito programma (VibraScope ® v.2.4.40) che gestisce la visualizzazione, l'analisi e la memorizzazione delle forme d'onda registrate.

I geofoni utilizzati (Weihai Sunfull) possiedono una frequenza di risonanza pari 4.5 Hz con distorsione inferiore allo 0.2%.

L'energizzazione si è ottenuta con massa battente da 10 Kg su piastra metallica. Per l'innesco (trigger) si è utilizzato uno "shock sensor" collegato alla mazza battente e connesso via cavo al sismografo.

Cenni relativi alla metodologia di indagine sono riportati in Appendice B.

3 ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI

Come detto nel capitolo introduttivo, l'indagine ha previsto la realizzazione di una prova MASW, la cui ubicazione viene riportata in Allegato A – pag. 1).

La prova, secondo quanto previsto dagli standard internazionali riportati nella Tabella 1 della pagina seguente, è stata eseguita con un set-up di acquisizione composto da:

Geofoni	Numero 24	Frequenza [Hz] 4.5	Interasse [m] 1.5	Lungh. linea [m] 34.5
Energizzazioni	Mazza [Kg] 10	Punti energ. [n°] 7	Max dist.da G1 [m] 15	Min dist.da G1 [m] 1.5

Per ogni punto di energizzazione sono stati generati almeno 3 impulsi sismici.

Tabella 1 - Disposizione geometrica ottimale su linea MASW in relazione alla profondità di indagine

Recommended Values in ()														
Depth (Z_{max}) ¹ (m)	Source (S) ² (lb)	Receiver (R) ³ (Hz)	Receiver Spread (RS) (m)				SR Move ⁶ (dx)			Recording ⁸				
			Length ⁴ (D)	Source Offset ⁵ (X ₁)	Receiver Spacing (dx)		Lateral Resolution ⁷			dt ⁹ (ms)	T ¹⁰ (sec)	Vertical Stack ¹¹		
					24-ch*	48-ch	High	Medium	Low			C	N	VN
≤ 1.0	≤ 1 (1)**	4.5-100 (40)	1-3 (2.0)	0.2-3.0 (0.4)	0.05-0.1 (0.1)	0.02-0.05 (0.05)	1-2 (1)	2-4 (2)	4-12 (4)	0.5-1.0 (0.5)	0.5-1.0 (0.5)	1-3 (3)	3-5 (5)	5-10 (10)
1-5	1-5 (5)	4.5-40 (10)	1-15 (10)	0.2-15 (2)	0.05-0.6 (0.5)	0.02-0.3 (0.25)	1-2 (1)	2-4 (2)	4-12 (4)	0.5-1.0 (0.5)	0.5-1.0 (0.5)	1-3 (3)	3-5 (5)	5-10 (10)
5-10	5-10 (10)	≤ 10 (4.5)	5-30 (20)	1-30 (4)	0.2-1.2 (1.0)	0.1-0.6 (0.5)	1-2 (1)	2-4 (2)	4-12 (4)	0.5-1.0 (0.5)	0.5-1.0 (1.0)	1-3 (3)	3-5 (5)	5-10 (10)
10-20	≥ 10 (20)	≤ 10 (4.5)	10-60 (30)	2-60 (10)	0.4-2.5 (1.5)	0.2-1.2 (1.0)	1-2 (1)	2-4 (2)	4-12 (4)	0.5-1.0 (0.5)	1.0-2.0 (1.0)	1-3 (3)	3-5 (5)	5-10 (10)
20-30	≥ 10 (20)	≤ 4.5 (4.5)	20-90 (50)	4-90 (10)	0.8-3.8 (2.0)	0.4-1.9 (1.5)	1-2 (1)	2-4 (2)	4-12 (4)	0.5-1.0 (1.0)	1.0-2.0 (1.0)	1-3 (3)	3-5 (5)	5-10 (10)
30-50	≥ 10 (20) or passive	≤ 4.5 (4.5)	30-150 (70)	6-150 (15)	1.2-6.0 (3.0)	0.6-3.0 (2.0)	1-2 (1)	2-4 (2)	4-12 (4)	0.5-1.0 (1.0)	1.0-3.0 (1.0)	1-3 (3)	3-5 (5)	5-10 (10)
> 50	≥ 10 (20) or passive	≤ 4.5 (4.5)	> 50 (150)	> 10 (30)	> 2.0 (6.0)	> 1.0 (4.0)	1-2 (1)	2-4 (2)	4-12 (4)	0.5-1.0 (1.0)	≥ 1.0 (2.0)	1-3 (3)	3-5 (5)	5-10 (10)

I dati acquisiti sono stati elaborati con il software Surfseis V. 6.4.1 (Kansas University, USA), che analizza la curva di dispersione sperimentale per le onde di Rayleigh. L'inversione numerica della curva, secondo un processo iterativo ai minimi quadrati, consente di ottenere un profilo di velocità delle onde di taglio nel sottosuolo.

4 NORMATIVA SISMICA VIGENTE

La normativa vigente individua come parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ (in m/s) e viene calcolato mediante l'espressione:

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

h_i = spessore dello strato i-esimo (espresso in m)
 $V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio dell'i-esimo strato (espressa in m/s)
 N = numero di strati
 H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800

Nella Tabella 2 riportata nella pagina seguente, si presenta la classificazione sismica prevista dal Decreto Ministeriale del 17.01.2018 (T.U. costruzioni).

Tabella 2 - Classificazione del tipo di suolo secondo la vigente normativa sismica italiana

TIPO DI TERRENO	PROFILO STRATIGRAFICO	$V_{s,eq}$ [m/s]
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	> 800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	< 800 > 360
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s	< 360 > 180
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 a 180 m/s.	< 180 > 100
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.	

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 metri, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m. nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le suddette classi di suolo consentono il calcolo semplificato delle azioni sismiche secondo le indicazioni fornite al § 3.2.3 delle NTC 2018; per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

5 RISULTATI DELLA PROVA MASW

L'analisi del profilo stratigrafico, riportato in Allegato A – pag. 2, evidenzia un assetto sismo-stratigrafico descritto nella tabella seguente.

Livello	Profondità [m da p.c.]	Descrizione	Velocità Vs [m/s]
1	0 ÷ 2	Primo sismostrato costituito da depositi scarsamente addensati, in parte rimaneggiati	273÷ 295
2	2 ÷ 11	Secondo sismostrato costituito da depositi ad addensamento crescente con la profondità	295÷ 415
3	11 ÷ 30	Terzo sismostrato, esteso oltre la massima profondità di indagine, costituito da materiali con grado di addensamento elevato	415÷ 608

Il valore di $V_{S,eq}$ calcolato al piano campagna è pari a 441 m/s. Pertanto è possibile definire il contesto geotecnico esaminato come suolo di classe sismica "B".

$V_{S,30}$ [m/s]	Classe di suolo	Profilo stratigrafico
441	B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Techgea S.r.l.

Relazione redatta da:

Dott. Geol. Marco Bacenetti

Controllata da:

Dott. Geol. Mario Naldi

Certificato esito prova MASW

COMMITTENTE	GTN Engineering s.c.a.r.l.
RELAZIONE	20-198
LOCALITA'	Centrale SNAM Masera (VB)
DATA	Luglio 2020

Azienda certificata UNI EN ISO
9001:2015
Certificato n. IT246983
Bureau Veritas Italia S.p.A.



ALLEGATO A

Pagina 1

UBICAZIONE INDAGINE MASW

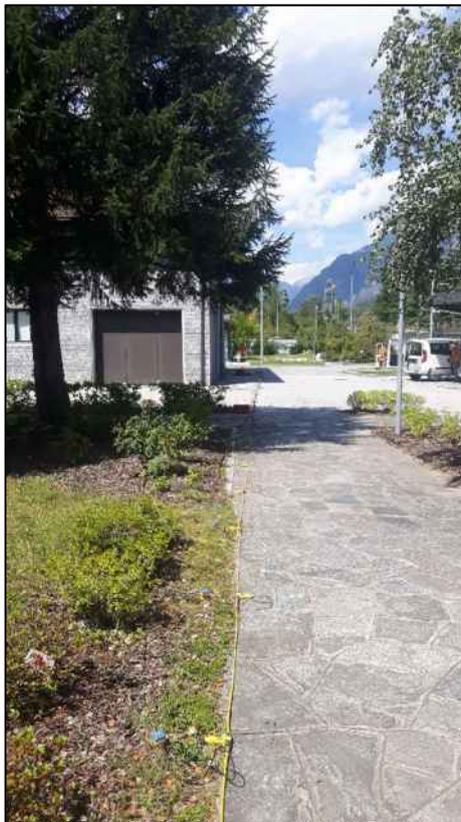


LEGENDA

- Stendimento linea MASW
- Centro linea MASW Ubicaz. profilo Vs₃₀

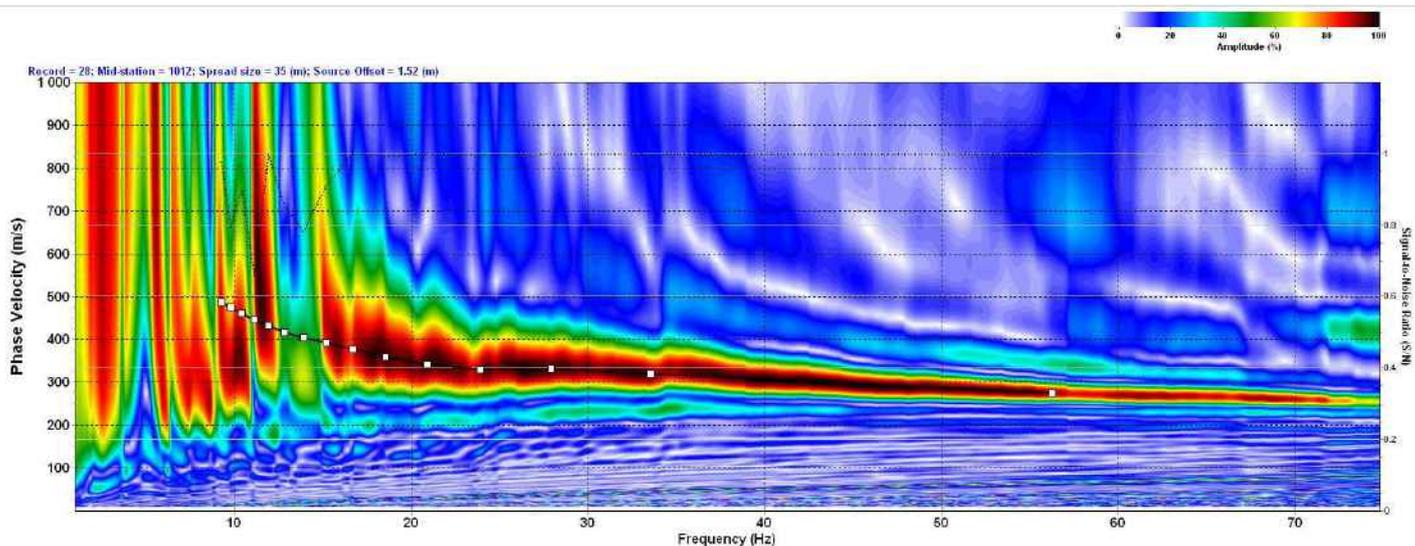
Ubicazione centro MASW	
Coordinate UTM WGS84	
Zona	32N
EST	446809.54
NORD	5109457.65

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

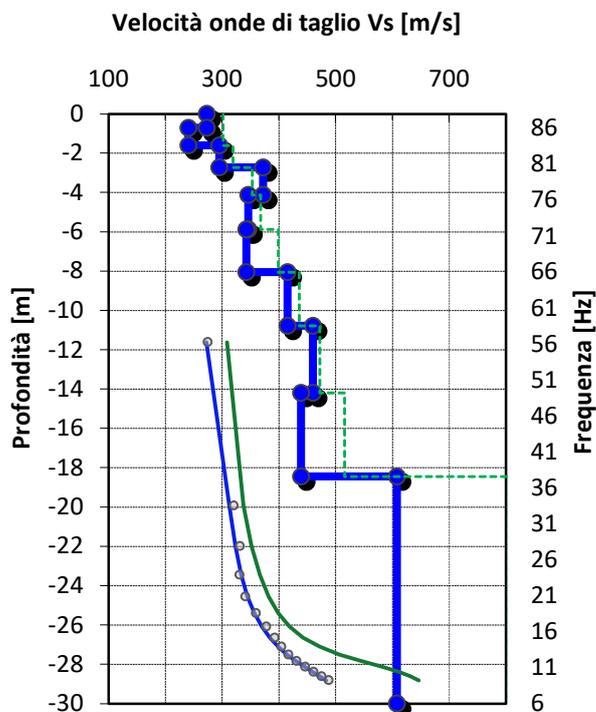


COMMITTENTE	GTN Engineering s.c.a.r.l.	SISMOGRAFO	DAQ LINK IV	
RELAZIONE	20-198	GEOFONI	24 (freq. 4.5 Hz)	
LOCALITA'	Centrale SNAM Masera (VB)	ACQUISITION TIME	1.0 s	ALLEGATO A
DATA	Luglio 2020	SAMPLE INTERVAL	0.50 ms	Pagina 2

PROVA MASW - CURVA DI DISPERSIONE DELLE ONDE DI RAYLEIGH



PROFILO DI VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO



LEGENDA	
Modello di velocità Vs	
---	Vs iniziale
—●—	Vs finale
Curva di dispersione V_{fase}/f	
---	Curva di disp. iniziale
---	Curva di disp. Finale
○	Modo fond. misurato

MODELLO Vs A 10 STRATI			
Strato	Profondità [m]		Vs [m/s]
	da	a	
1	0.0	-0.7	273
2	-0.7	-1.6	241
3	-1.6	-2.7	295
4	-2.7	-4.1	372
5	-4.1	-5.9	346
6	-5.9	-8.1	343
7	-8.1	-10.8	415
8	-10.8	-14.2	460
9	-14.2	-18.5	439
10	-18.5	-30.0	608

Codice di calcolo: SurfSeis 5.3.1.9

SUOLO	DESCRIZIONE GEOTECNICA	Vs _{eq} [m/s]
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	441 (media pesata sugli spessori compresi tra 0 e -30m)

ALLEGATO B

Cenni sulla metodologia MASW

CENNI TEORICI SULLA METODOLOGIA DI INDAGINE MASW

La propagazione delle onde di Rayleigh in un mezzo verticalmente eterogeneo è un fenomeno multimodale: data una determinata stratigrafia, in corrispondenza di una certa frequenza, possono esistere diverse lunghezze d'onda. Di conseguenza, ad una determinata frequenza possono corrispondere diverse velocità di fase, ad ognuna delle quali corrisponde un modo di propagazione e differenti modi di vibrazione possono esibirsi simultaneamente.

La curva di dispersione ottenuta elaborando i dati derivanti dalle indagini sismiche col metodo SWM (Surface Waves Multichannel) è una curva apparente derivante dalla sovrapposizione delle curve relative ai vari modi di vibrazione, e che, per i limiti indotti dal campionamento, non necessariamente coincide con singoli modi nei diversi intervalli di frequenza campionati.

Il processo di caratterizzazione basato sul metodo delle onde superficiali, schematizzato nelle Figure 1, 2 e 3, può essere suddiviso in tre fasi:

- 1) Acquisizione dati (Figura 1);
- 2) Elaborazione dati (Figura 2);
- 3) Inversione numerica (Figura 3).

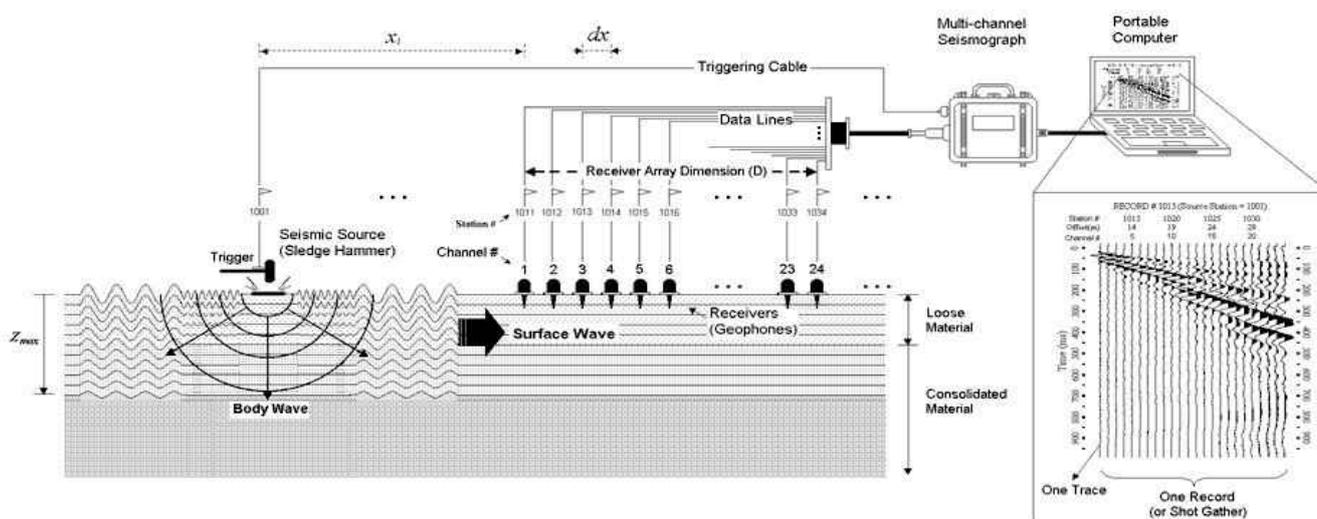


Figura 1 - Schema di acquisizione dati MASW

I dati acquisiti vengono sottoposti ad una fase di processing che consente di stimare la curva di dispersione caratteristica del sito in oggetto ovvero, la velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza (il codice di calcolo utilizzato è SurfSeis® versione 4.0.2, Kansas University USA).

Esistono diverse tecniche di processing per estrarre dai sismogrammi le caratteristiche dispersive del sito. La metodologia più diffusa è l'analisi spettrale in dominio f-k (frequenza-numero d'onda). I dati sismici registrati vengono sottoposti a una doppia trasformata di Fourier che consente di passare dal dominio x-t (spazio tempo) al dominio f-k. Lo spettro f-k del segnale consente di ottenere la curva di dispersione delle onde di Rayleigh, nell'ipotesi che, nell'intervallo di frequenze analizzato, le onde che si propagano con il maggiore contenuto di energia siano proprio le onde di Rayleigh, e che le caratteristiche del sito siano tali da consentire la propagazione delle onde superficiali, nonchè un comportamento dispersivo delle stesse.

Si dimostra infatti che la velocità delle onde di Rayleigh è associata ai massimi dello spettro f-k; si può ottenere facilmente una curva di dispersione individuando ad ogni frequenza il picco spettrale, al quale è associato un numero d'onda k e quindi una velocità delle onde di Rayleigh V_R , determinabile in base alla teoria delle onde dalla relazione:

$$V_R(f) = 2\pi f/k$$

Riportando le coppie di valori (V_R, f) in un grafico, si ottiene la curva di dispersione utilizzabile nella successiva fase di inversione (Figura 2). La fase di inversione deve essere preceduta da una parametrizzazione del sottosuolo, che viene di norma schematizzato come un mezzo visco-elastico a strati piano-paralleli, omogenei ed isotropi, nel quale l'eterogeneità è rappresentata dalla differenziazione delle caratteristiche meccaniche degli strati.

Il processo di inversione è iterativo: a partire da un profilo di primo tentativo, costruito sulla base di metodi semplificati, ed eventualmente delle informazioni note a priori riguardo la stratigrafia, il problema diretto viene risolto diverse volte variando i parametri che definiscono il modello. Il processo termina quando viene individuato quel set di parametri di modello che minimizza la differenza fra il set di dati sperimentali (curva di dispersione misurata) e il set di dati calcolati (curva di dispersione sintetica). Usualmente, algoritmi di minimizzazione ai minimi quadrati vengono utilizzati per automatizzare la procedura (Figura 3).

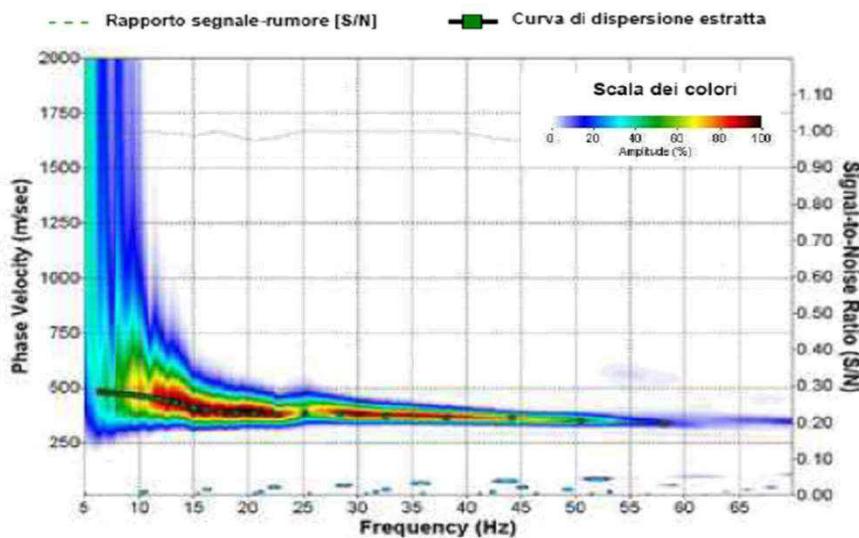


Figura 2 - Curva di dispersione della velocità V_s in funzione della frequenza e della velocità di fase

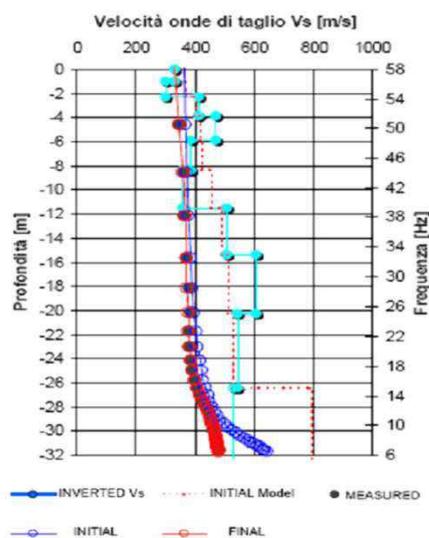


Figura 3 - Modello di propagazione delle velocità delle onde V_s

STATION INFORMATION

Station code: S01

Model: SARA SL06

Sensor: SARA SS20PACK (integrated 2.0 Hz sensors)

Notes: Instrumental Y axis = Magnetic north

PLACE INFORMATION

Place ID: Centrale SNAM Masera

Address: Comune di Masera (VB)

Latitude: 5109454 m N

Longitude: 446806 m E

Coordinate system: WGS84

Elevation: 282 m s.l.m.

Weather: Sunny

Notes: Soft soil coupling

PHOTOGRAPHIC REFERENCES



SIGNAL AND WINDOWING

Sampling frequency: 400 Hz

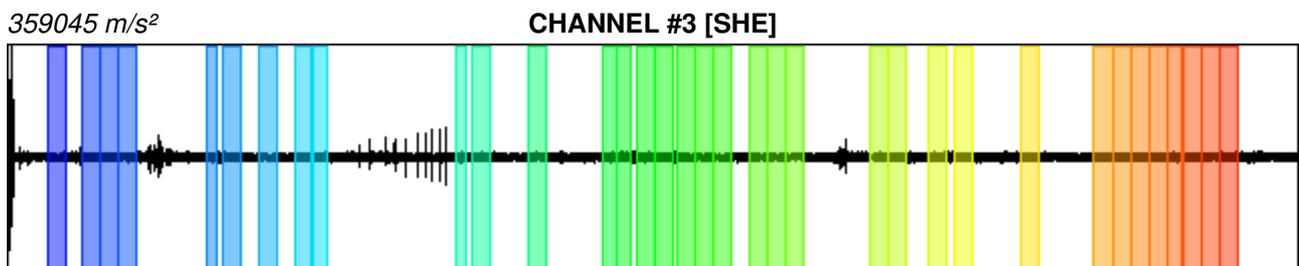
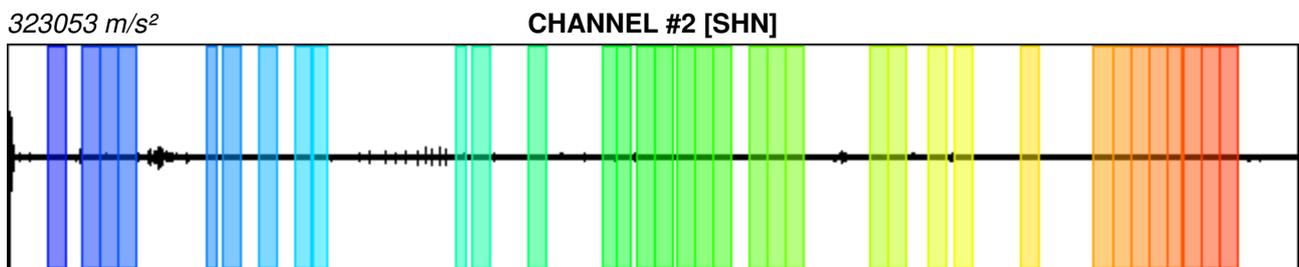
Recording start time: 2020/07/23 13:12:53

Recording length: 2827 sec

Windows count: 35

Average windows length: 37.81

Signal coverage: 46.81%



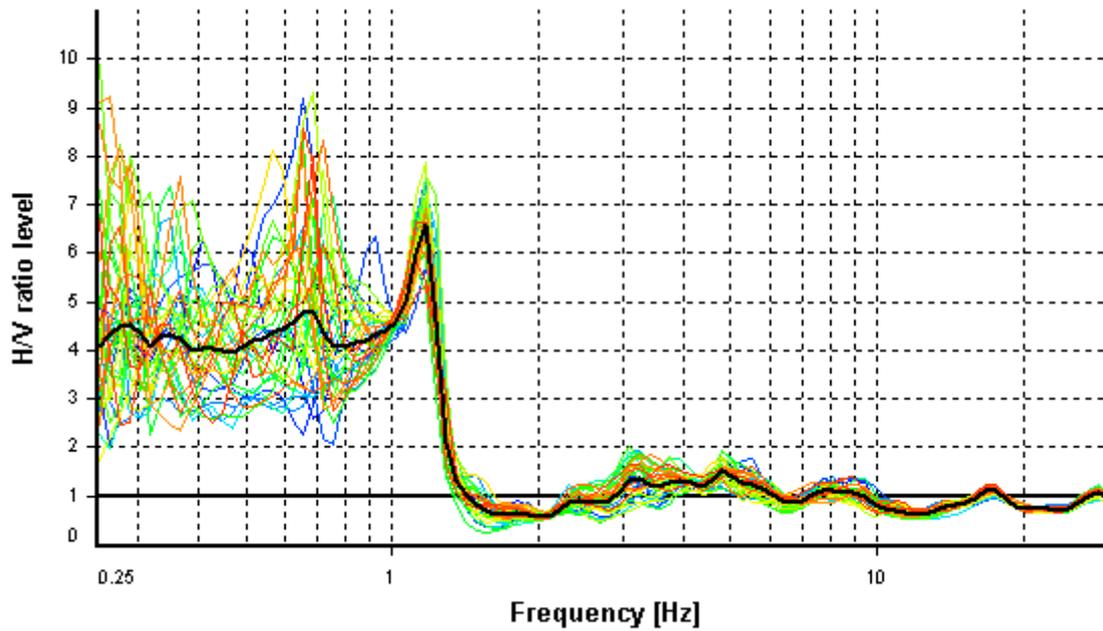
HVSR ANALYSIS

Tapering: Enabled (Bandwidth = 5%)

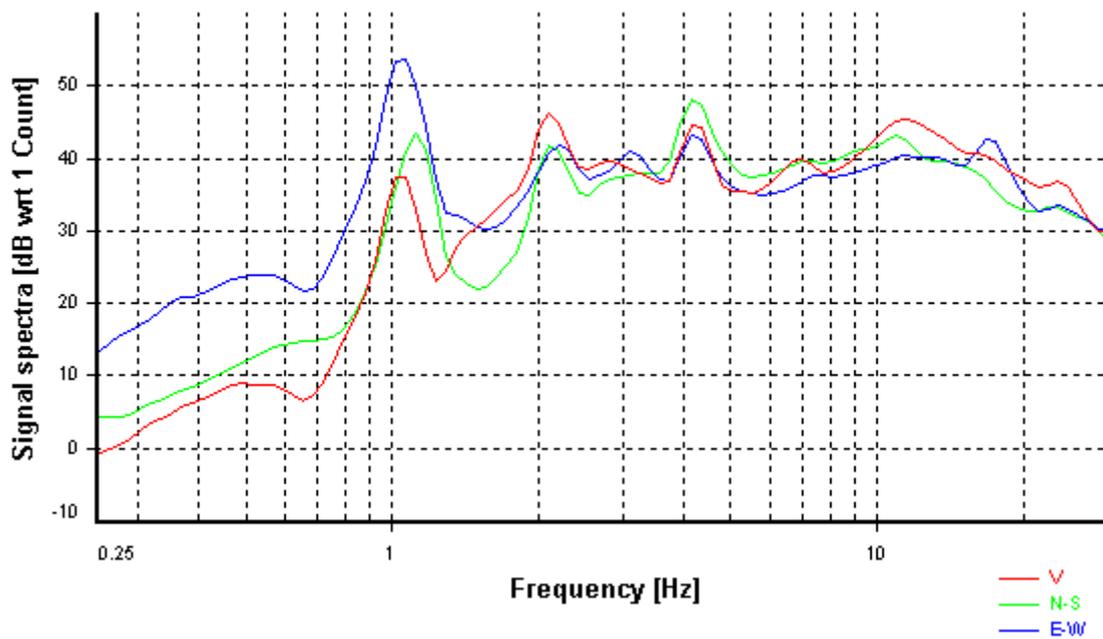
Smoothing: Konno-Ohmachi (Bandwidth coefficient = 40)

Instrumental correction: Disabled

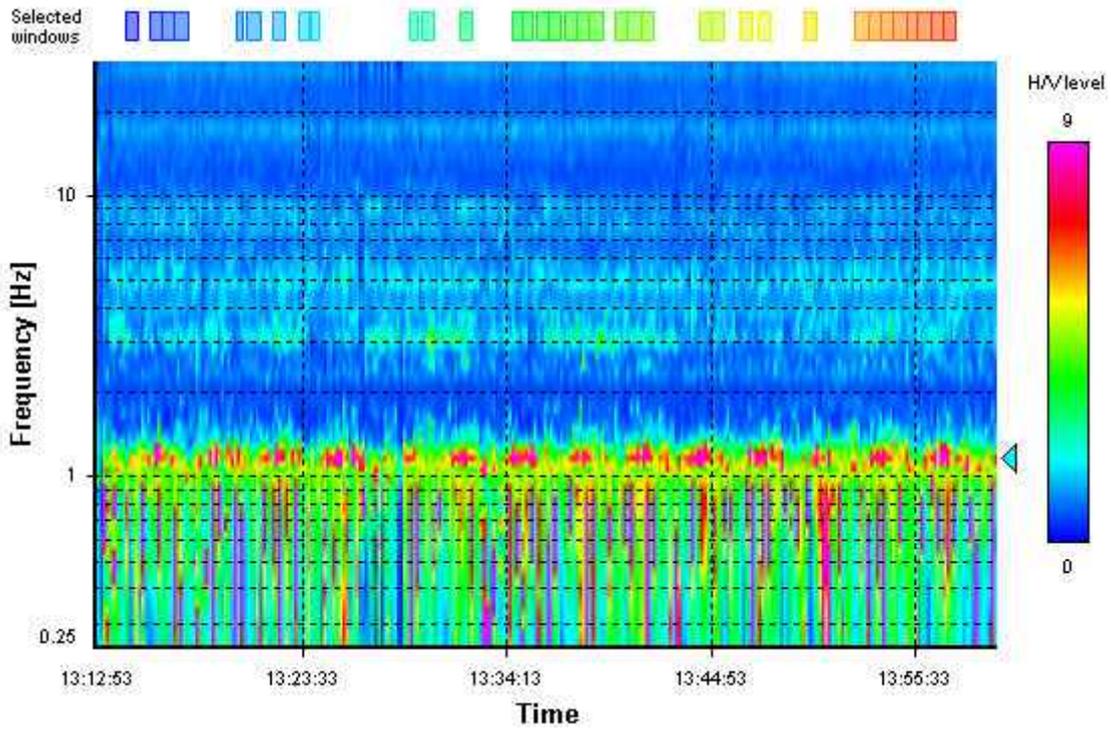
HVSR average



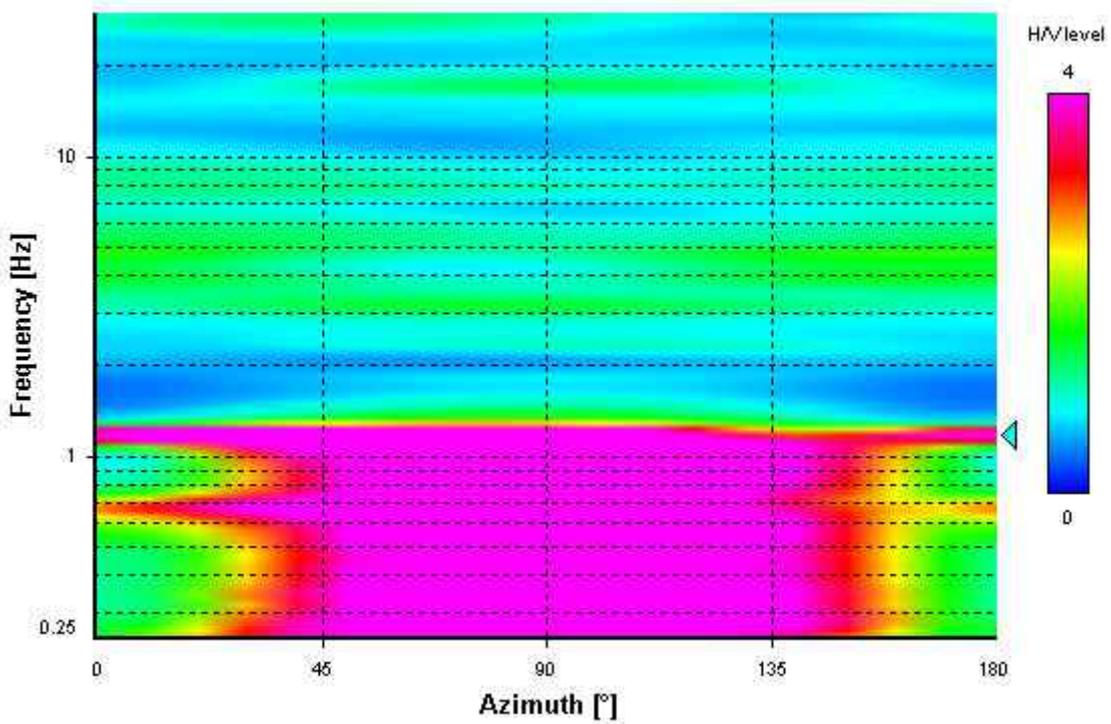
Signal spectra average



HVSR time-frequency analysis (10 seconds windows)



HVSR directional analysis



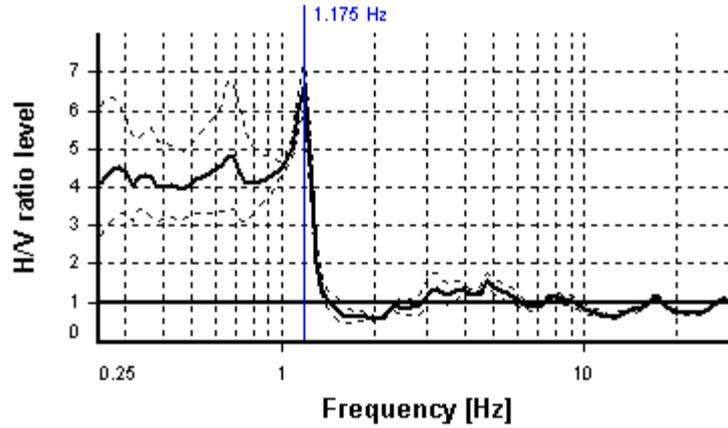
SESAME CRITERIA

Selected f_0 frequency

1.175 Hz

A_0 amplitude = 6.604

Average $f_0 = 1.161 \pm 0.045$



HVSR curve reliability criteria		
$f_0 > 10 / L_w$	35 valid windows (length > 8.51 s) out of 35	OK
$n_c(f_0) > 200$	1554.64 > 200	OK
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$	Exceeded 0 times in 29	OK
HVSR peak clarity criteria		
$\exists f$ in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f) < A_0/2$	0 Hz	NO
$\exists f^+$ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	1.2942 Hz	OK
$A_0 > 2$	6.6 > 2	OK
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	0% <= 5%	OK
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.04523 < 0.11749	OK
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	1.10897 < 1.78	OK
Overall criteria fulfillment		OK