

**CITTA' DI MONSELICE**  
PROVINCIA DI PADOVA

**RIQUALIFICAZIONE DI INFRASTRUTTURE  
SULL'ARGINE DESTRO DEL CANALE BISATTO  
A FINI TURISTICI  
REALIZZAZIONE DI CAVANA  
E INFO-POINT TURISTICO**

**PROGETTO DEFINITIVO ESECUTIVO**

PROGETTISTA INCARICATO

**Mirco Simonato Architetto**

*Mirco Simonato*  
GEOLOGO *Filippo Baratto*  
Dott. Geologo FILIPPO BARATTO  
Albo dei Geologi della Regione Veneto n.276

via Roma, 13  
35043 Monselice (PD)

T 0429 72134  
@ studio@mircosimonato.it  
I mircosimonato.it



R.U.P. - CITTA' DI MONSELICE

**Alfredo Bernardini Architetto**

**RELAZIONE  
GEOLOGICA GEOTECNICA IDRAULICA**

	Data	<b>DE.EG</b> <b>16</b>
	luglio 2019	
	Revisione	
	Revisione	

Scala		Formato	A4
Nome file		Archivio	

Redatto	Dott. Geologo Filippo Baratto	
Verificato	Dott. Geologo Filippo Baratto	
Approvato	Dott. Geologo Filippo Baratto	





# COMUNE DI MONSELICE

(PROVINCIA DI PADOVA)

## COMMITTENTE:

COMUNE DI MONSELICE

PIAZZA S. MARCO, 1  
MONSELICE (Pd)

## PROGETTO:

RIQUALIFICAZIONE STRUTTURALE E INFRASTRUTTURALE DELL'ARGINE  
DESTRO DEL CANALE BISATTO PER LA PROMOZIONE DEL TURISMO LOCALE  
NEL COMUNE DI MONSELICE (Pd)

## OGGETTO:

CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO E DEGLI  
ASPETTI IDRAULICI LOCALI



STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA ET IDROGEOLOGIA  
BADIA POLESINE - CASALE DI SCODOSIA - FIESSO D'ARTICO  
vox 0425 59.48.42 - fax 0425 59.58.00  
web site: [www.hgeo.it](http://www.hgeo.it) - email: [hgeo@hgeo.it](mailto:hgeo@hgeo.it)  
PEC [hgeo@epapsicurezza postale.it](mailto:hgeo@epapsicurezza postale.it)



BARATTO FILIPPO - GEOLOGO

REV.	DATA	CODICE PROGETTO	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
00	OTTOBRE 2018	984-18	BF - CZ	BF	BF

# INDICE

<b>1 PREMESSA .....</b>	<b>1</b>
<b>2 LOCALIZZAZIONE DELL'AREA.....</b>	<b>1</b>

## SEZIONE GEOLOGIA

<b>3 CARATTERI GEOLOGICI DELLA ZONA.....</b>	<b>4</b>
3.1 CONDIZIONI GEOMORFOLOGICHE E TOPOGRAFICHE DEL SITO .....	4
3.2 CONDIZIONI LITOLOGICHE LOCALI .....	6
3.3 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE E IDRAULICHE LOCALI .....	7
3.3.1 CRITICITA' IDRAULICA - IDROGEOLOGICA .....	8
<b>4 CARATTERI SISMICI LOCALI .....</b>	<b>11</b>
4.1 SORGENTI SISMOGENETICHE .....	11
4.2 SISMICITA' STORICA DEL TERRITORIO .....	11
4.1 ASPETTI NORMATIVI .....	12
4.2 PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE.....	13
4.3 PERICOLOSITA' SISMICA DI SITO .....	15
4.4 CATEGORIA DEL SUOLO .....	16

## SEZIONE GEOTECNICA

<b>5 CARATTERI GEOTECNICI DELLA ZONA .....</b>	<b>17</b>
5.1 TIPOLOGIA E PROCEDURE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	17
5.1.1 PROCEDURE PER LE PROVE CPT .....	19
5.1.2 PROCEDURE PER LE PROVE HVSR .....	20
5.2 CARATTERI GEOTECNICI DEI TERRENI .....	21
5.3 CARATTERI GEOSISMICI DEI TERRENI.....	25
5.4 SUSCETTIVITA' ALLA LIQUEFAZIONE .....	27
5.5 FREQUENZA DEL SUOLO E STRUTTURE.....	30
5.6 VERIFICHE GEOTECNICHE.....	33
5.6.1 CONDIZIONI ASSUNTE.....	33
5.6.2 METODO UTILIZZATO PER IL CARICO LIMITE .....	35
5.6.3 METODO UTILIZZATO PER I CEDIMENTI TEORICI .....	35
5.6.4 VITA NOMINALE DELL'OPERA .....	35
5.6.5 COEFFICIENTI SISMICI .....	36
5.6.6 CATEGORIA DEL SUOLO .....	38
5.6.7 VERIFICHE SLU E SLE.....	38
5.6.8 CONSIDERAZIONI PER LE FONDAZIONI NASTRIFORMI .....	40
5.6.9 CENNI SUI MURI DI SOSTEGNO IN ALVEO .....	40
<b>6 CONCLUSIONI .....</b>	<b>42</b>

---

## SEZIONE IDRAULICA

---

<b>7 PREMESSA .....</b>	<b>43</b>
<b>8 NORMATIVA .....</b>	<b>43</b>
<b>9 VALUTAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA .....</b>	<b>44</b>
9.1 CLASSE D'INTERVENTO.....	44
<b>10 RETE IDRAULICA .....</b>	<b>44</b>
<b>11 OPERA IN PROGETTO E CONDIZIONE IDRAULICA LOCALE.....</b>	<b>46</b>
<b>12 PRESCRIZIONI.....</b>	<b>47</b>

**ALLEGATI:**      1 ÷10 Elaborazioni dati indagini  
                     Relazione geofisica (fuori testo)

## 1 PREMESSA

Codesta Relazione illustra i risultati emersi con le indagini geologiche e le valutazioni idrauliche eseguite ai fini della caratterizzazione del sottosuolo e del canale per la costruzione di una struttura da adibire a ricovero delle imbarcazioni nel canale Bisatto nel Comune di Monselice. Tale intervento si inserisce nel progetto di "riqualificazione strutturale e infrastrutturale dell'argine destro del canale Bisatto per la promozione del turismo locale con particolare riferimento alla valorizzazione della navigazione fluviale".

Lo studio, redatto nel rispetto delle normative nazionali e regionali vigenti, ha avuto come scopo l'individuazione delle caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche del sito ove sorgerà l'opera, nonché la valutazione delle possibili o meno interferenze con il flusso idrico nel canale.

L'incarico ha comportato una ricerca bibliografica e cartografica preliminare, al fine di inquadrare l'area nel suo contesto geografico e geologico, nonché di acquisire informazioni utili allo scopo del lavoro.

E' stato successivamente effettuato un studio geologico e geomorfologico che ha permesso l'accertamento delle principali caratteristiche geologiche, geomorfologiche e stratigrafiche.

Infine sono state eseguite prove geologiche di campagna che hanno permesso di determinare le caratteristiche dei terreni rinvenuti, integrandole con altri dati provenienti da studi geologici e geotecnici precedentemente effettuati nell'area.

## 2 LOCALIZZAZIONE DELL'AREA

L'area di studio è prospiciente Via Argine Destro nel Comune di Monselice (PD). Nella cartografia IGM l'area è inserita nel Foglio 64 Q.te I SO - Tav "Monselice".

Nella CTR è compreso nella sezione 147140. Catastralmente ricade nel Foglio 21 e parzialmente nel 18.

La quota media della zona è di circa 118 m slm. Si vedano le Figure sottostanti 1-2-3.

Per l'ubicazione della struttura di ricovero delle imbarcazioni si veda la Figura 4.

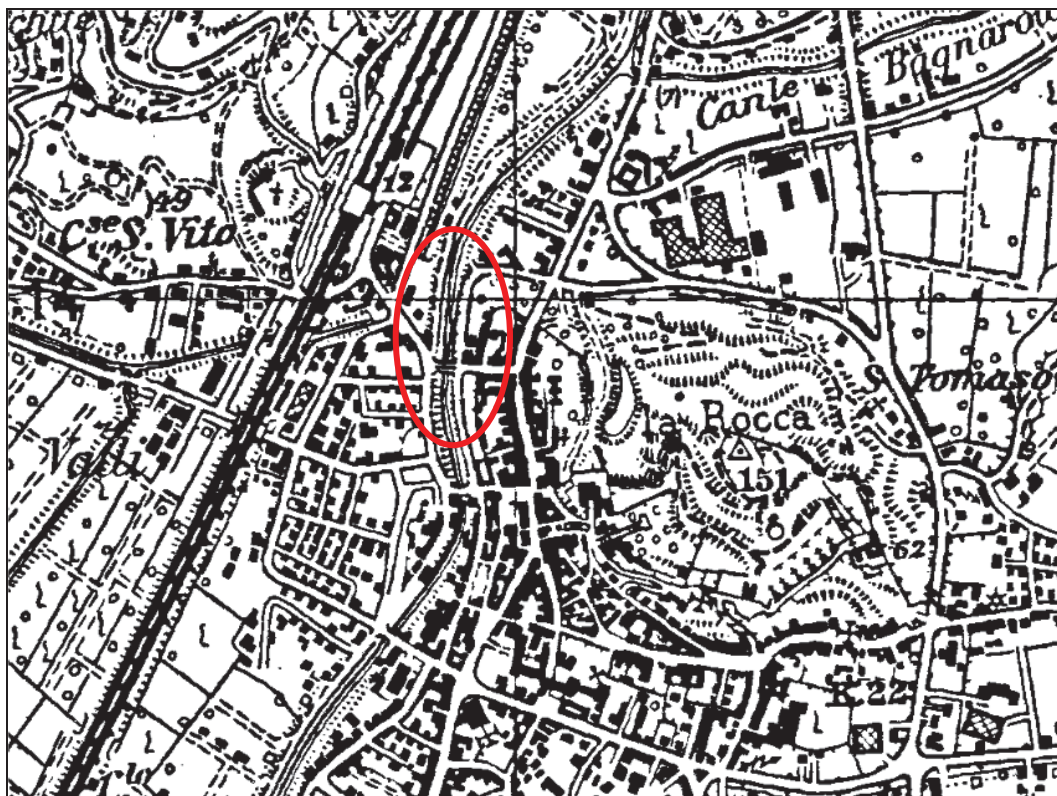


Figura 1. Inquadramento della zona (da IGM 64 I SO)

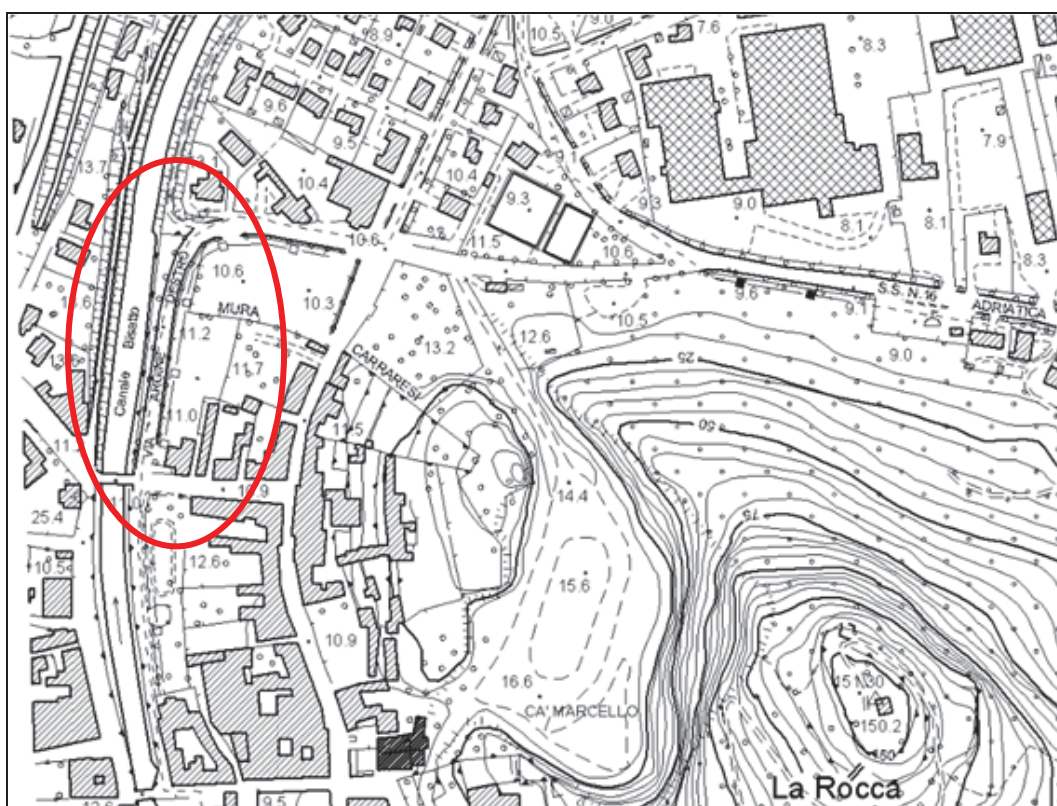


Figura 2. Inquadramento della zona (da CTR)



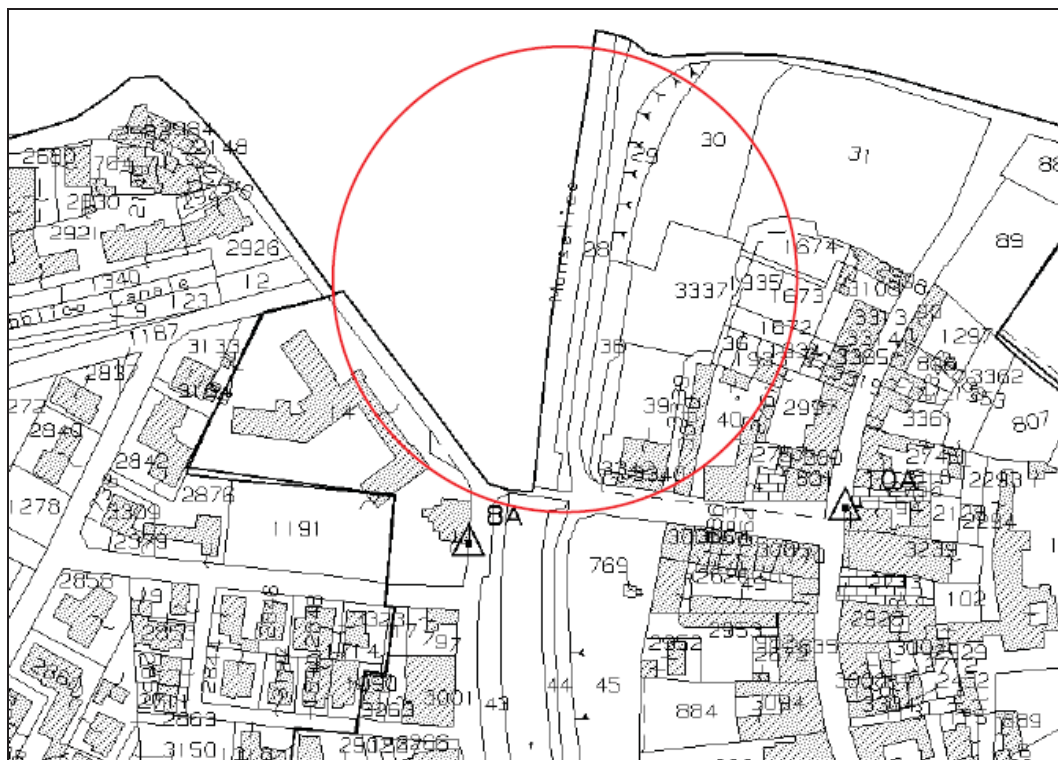


Figura 3. Inquadramento catastale



Figura 4. Localizzazione della struttura in progetto



# SEZIONE GEOLOGIA

## 3 CARATTERI GEOLOGICI DELLA ZONA

### 3.1 CONDIZIONI GEOMORFOLOGICHE E TOPOGRAFICHE DEL SITO

L'area in studio è inserita nella cosiddetta "Bassa pianura veneta".

Il territorio comunale di pianura segue la storia geologica della pianura veneto-atesina ed è segnato nelle forme e nei materiali dalle variazioni evolutive del reticolo idrografico succedutosi nei periodi interglaciali e, soprattutto, dopo l'ultima glaciazione.

I principali fiumi che ne hanno contribuito alla formazione sono, qui, l'Adige, e il sistema Bacchiglione-Brenta. La parte più recente della bassa pianura è di età olocenica e comprende sedimenti fluviali dei corsi d'acqua citati in precedenza.

La zona in studio si trova al margine di un dosso atesino, elemento morfologico caratterizzato, di norma, da quote relativamente più elevate e terreni prevalentemente più sabbiosi, legati alla maggiore energia di trasporto e deposizionale.

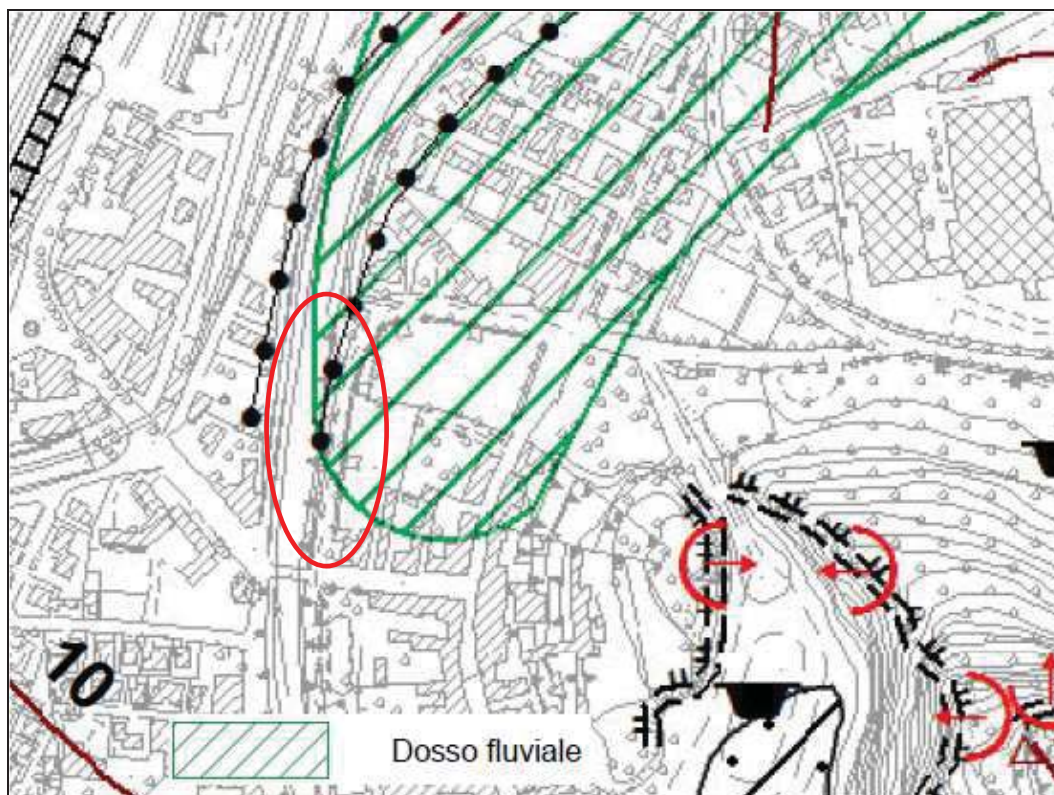
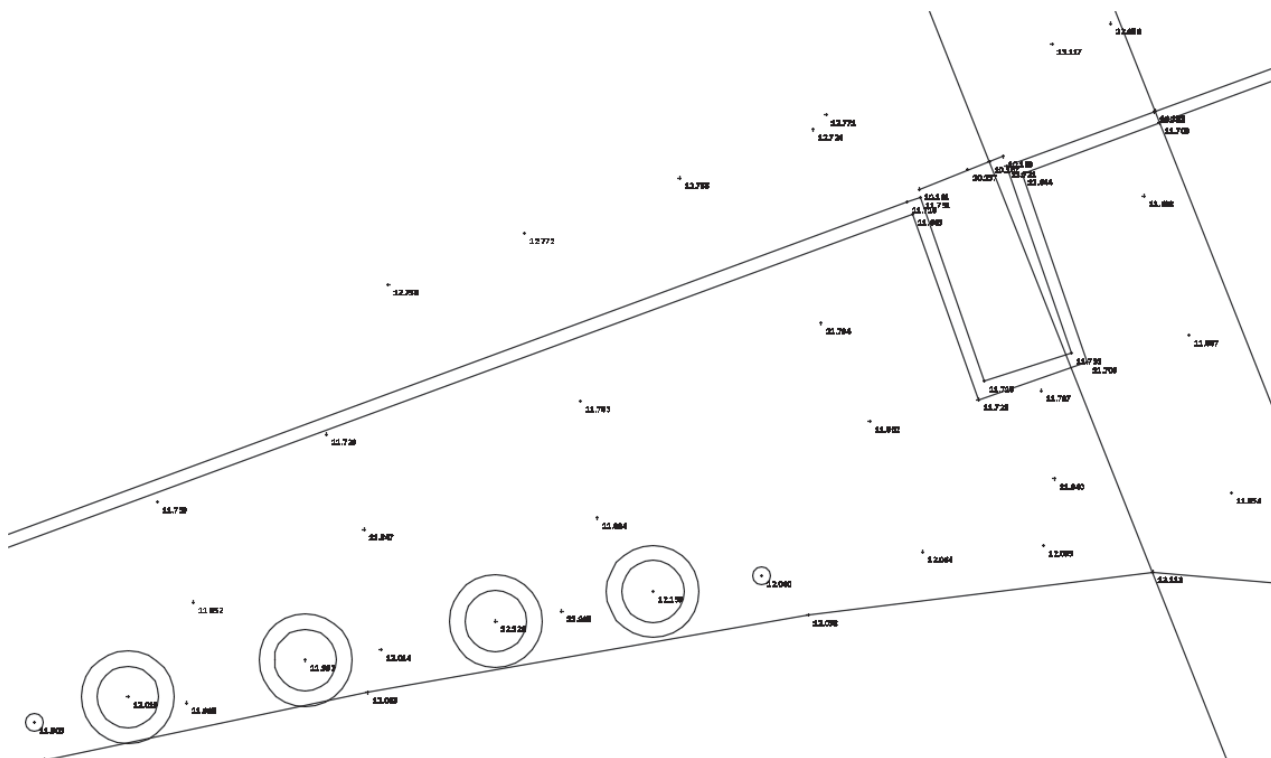


Figura 5. Morfologie locali superficiali (tratto da PAT)

Non si evidenziano alla data delle indagini criticità geologiche nel sito di progetto. I dati qui sinteticamente illustrati sono dedotti da studi pregressi e da indagini eseguite, nonché dagli elaborati PAT.

Altimetricamente, l'area destinata alla nuova struttura è sostenuta, ora da un muro di contenimento e gli spazi retrostanti ad esso, che si collegano con la via Argine Destro hanno una quota media, misurata per codesto progetto, di ~11.70 m slm, che passa a ~13 m quando inizia l'argine inerbito dopo lo scivolo e che pareggiano la sommità dell'argine sinistro di via Dal Porto. Lo spazio, qui, è quindi mediamente ribassato di ~1.5÷2.0 metri rispetto agli argini originari a causa, probabilmente, dell'uso che il sito è stato destinato per la navigazione nel canale. Si vedano, pur rimandando ad altri elaborati progettuali, le Figure sotto.



### 3.2 CONDIZIONI LITOLOGICHE LOCALI

Il territorio comunale di pianura è caratterizzato in superficie da terreni fini che variano dalle sabbie medie alle argille. I litotipi prevalenti sono di tipo misto, con percentuali variabili di sabbie fini e limi argillosi. I litotipi sabbiosi sono in genere caratteristici delle zone di dosso fluviale e di paleoalveo, mentre i litotipi limosi e argillosi prevalgono nelle fasce laterali a tali morfologie e nelle aree più depresse dal punto di vista altimetrico, poiché da sempre queste costituiscono le zone di ristagno idrico in cui le acque decantano lentamente i materiali più fini ancora in sospensione.

Nella cartografia CARG Padova Sud i terreni appartengono al Subsistema di Padova: Unità di Conselve (POI12m) (bacino del F. Adige). L'unità è presente su gran parte del territorio comunale a Sud del rilievo del Monte Rico e a Est del Canale Bisatto ove il corso del medesimo punta verso Battaglia Terme.

Di norma, negli argini naturali si trovano soprattutto sabbie, sabbie limose alternate a limi, limi sabbiosi e subordinatamente limi argillosi. I depositi di canale e di argine formano dei corpi sedimentari a geometria nastriforme e lentiforme, con spessore massimo di alcuni metri (3÷7 m) e larghezza fino a qualche centinaio di metri.

Tali corpi passano lateralmente a depositi di piana inondabile o di palude di acqua dolce, costituiti da limi e limi argillosi, meno frequentemente da argille ed argille limose, spesso ricche di sostanza organica, talvolta intercalate ad argille e limi torbosi o torba in strati.

Nello specifico, lungo l'asse del Canale Bisatto, tra Este e Monselice, sulle facies dell'unità di Conselve poggiano sedimenti alluvionali fini, argillosi o argilloso-limosi, di colore bruno intenso, inquadrati nel sistema del Po indistinto (vedasi CARG).

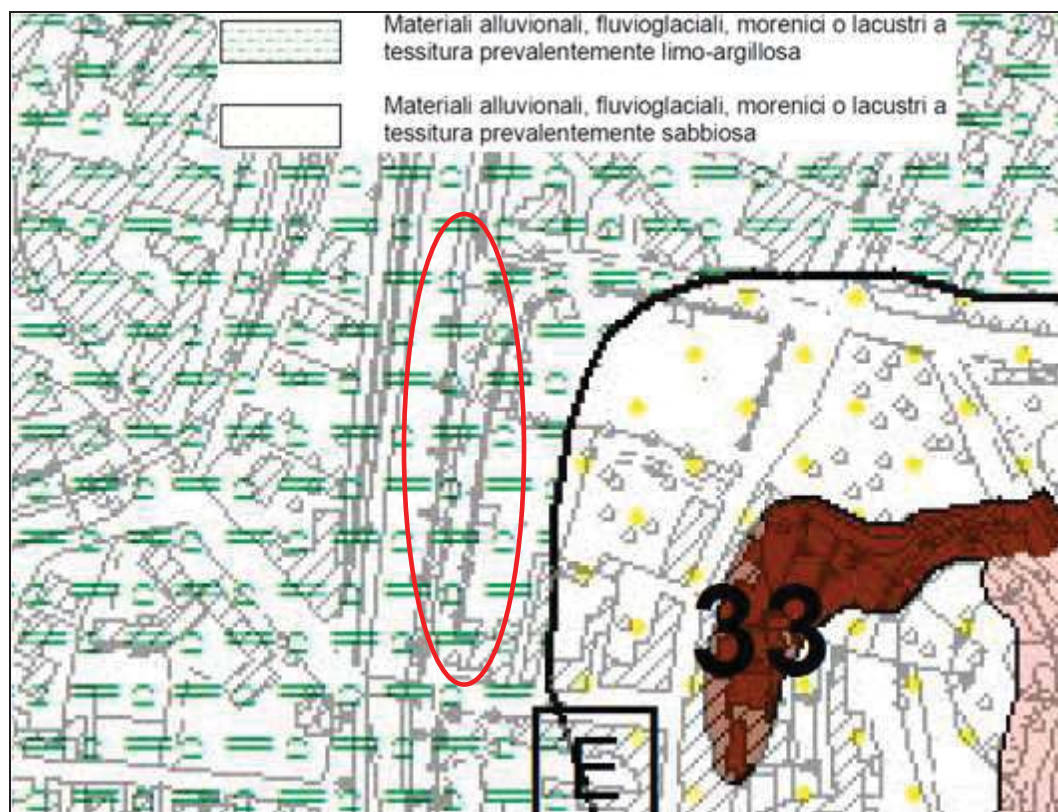


Figura 8. Litologie locali superficiali (tratto da PAT)



Secondo il PAT, la zona è rappresentata in superficie da terreni argilloso-limosi, spesso in alternanza a terreni sabbioso-limosi, vista la storia geomorfologica locale.

Da considerare infine, per il sito in studio, la manomissione antropica che esso ha subito legata all'uso di "porto" per la navigazione lungo il canale Bisatto. Fattore che ha poi influenzato la tipologia delle indagini geologiche per questo progetto.

### 3.3 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE E IDRAULICHE LOCALI

Dal punto di vista idrogeologico l'area comunale appartiene al sistema acquifero differenziato, cioè un sistema multifalde in cui quella più superficiale è libera (freatica), mentre le sottostanti sono in pressione (artesiane). Tale sistema è dovuto all'alternanza tra terreni sabbiosi, che fungono da livelli acquiferi, e terreni argillosi che rappresentano i livelli impermeabili.

La tavola d'acqua freatica a profondità di ~2 metri dal piano campagna. E' ragionevole ipotizzare un'oscillazione di  $\pm 0.7$  m da piano campagna, in ragione anche delle oscillazioni idrometriche del canale.

La direzione generale del flusso sotterraneo è, qui, da WNW verso ESE con un gradiente medio di 1‰.

L'alimentazione della falda freatica è legata all'infiltrazione delle acque meteoriche ed alle dispersioni dei principali corsi d'acqua.

I terreni sciolti presenti in zona sono dotati di permeabilità primaria per porosità. Il loro grado di permeabilità ( $K$ ) può essere interpretato come medio ( $K = 10^{-3} \div 10^{-6}$  m/s) nei termini sabbiosi-limosi, mentre diventa basso ( $K = 10^{-7} \div 10^{-10}$  m/s) nei termini coesivi presenti come lenti o matrice nel sottosuolo investigato.

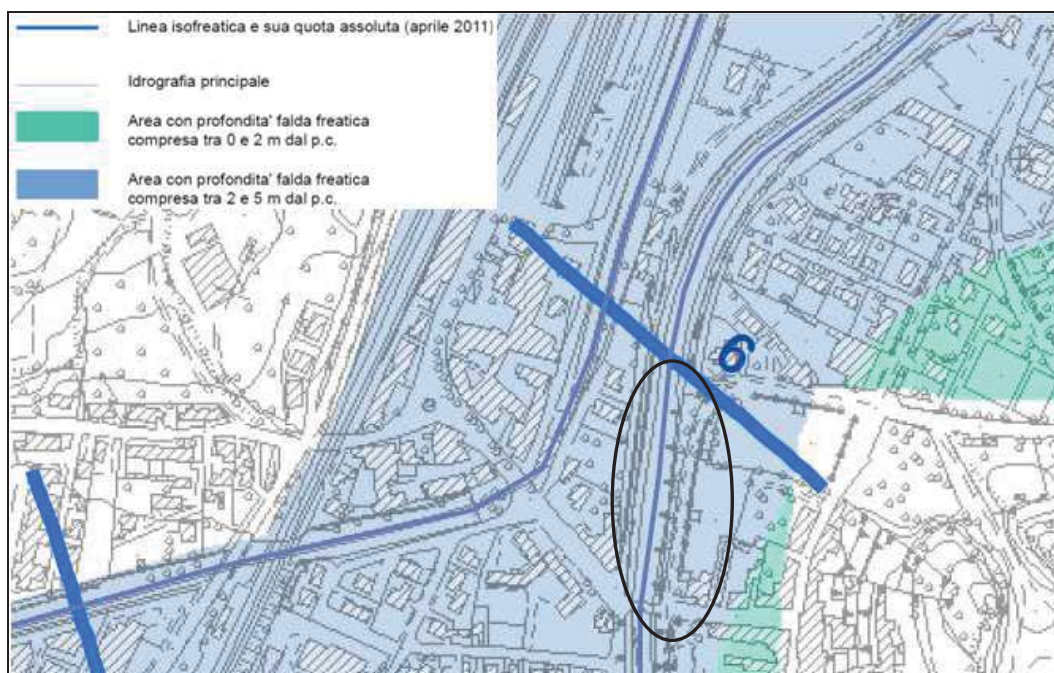


Figura 9. Condizioni idrogeologiche locali (da PAT)

L'area si trova in un nucleo urbanizzato dove, però esiste ancora una rete di reti e scoli per il deflusso idrico superficiale. Il Bacino consorziale che comprende il sito è il "Fossa Monselesana".

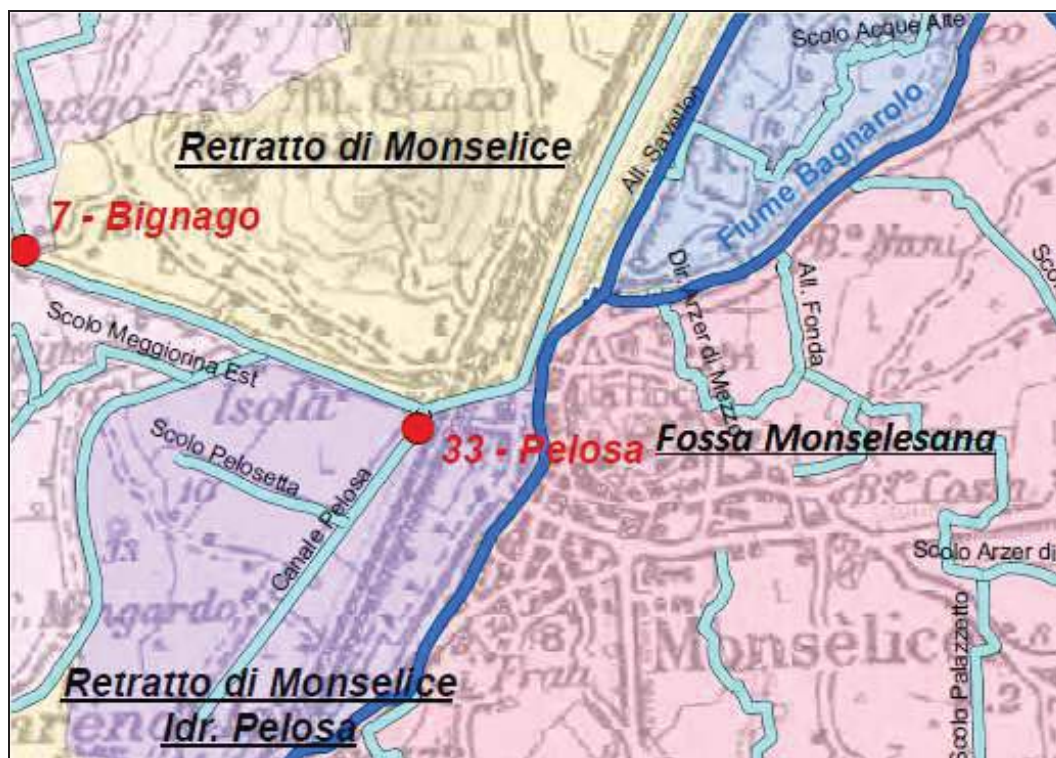


Figura 10. Bacini e rete consorziale locale (tratta da CB Euganeo)

L'asta interessata dal progetto è, come già citato, il Canale Bisatto, che è gestito dalla regione Veneto.

Codesto canale fu scavato nel 1139 dai vicentini in guerra con Padova per deviarvi le acque del Bacchiglione e privare la città di Padova dell'acqua di difesa

Esso inizia da Longare e mediante una chiusa riceve le acque del Bacchiglione. da qui, costeggiando prima i Colli Berici e poi i Colli Euganei arriva ad Este e prosegue con andamento sinuoso fino a Monselice e quindi a Battaglia Terme dove accoglie le acque del canale di Battaglia formando il canale Vigenzone attraverso una conca di navigazione.

### 3.3.1 CRITICITA' IDRAULICA - IDROGEOLOGICA

Dagli elaborati del Piano di Assetto del Territorio (PAT) vigente, la zona di studio ricade nell'area classificata come "area idonea a condizione" alla edificazione. Essa non risulta interessata da allagamenti idrici, secondo i dati reperiti dallo studio idrogeologico ed idraulico di supporto al PAT locale. Si rimanda al PAT per la lettura e la messa in pratica delle Norme relative alle azioni di mitigazione e di salvaguardia idraulica dell'area.





Figura 11. Fragilità del territorio all'urbanizzazione (da PAT)

Nelle analisi di pericolosità idraulica redatte dal Distretto Idrografico delle Alpi Orientali emanate con l'approvazione del Piano di gestione nel marzo 2016, **non** sono segnalate altezze idrometriche derivanti da allagamenti/esondazioni.

Secondo il PTCP il sito in esame **non** ricade in aree a pericolosità idraulica, ma tra le aree soggette a scolo meccanico.

Il Consorzio di Bonifica competente **non** individua per l'area in oggetto criticità idrauliche.

Il Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) del bacino idrografico redatto dalla competente Autorità di Bacino **non** individua, per la zona in studio un grado di pericolosità idraulica. Valgono, comunque, le direttive emanate con le NTA del PAI.



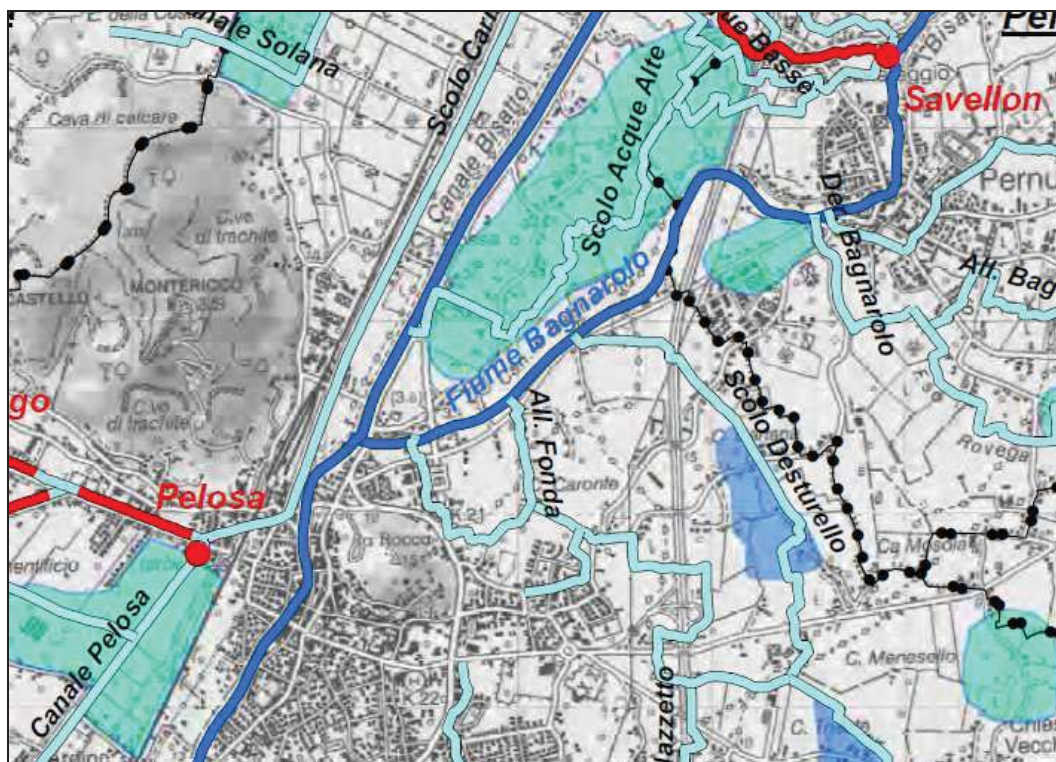


Figura 12. Aree a pericolosità idraulica (da Consorzio B. Adige-Euganeo)

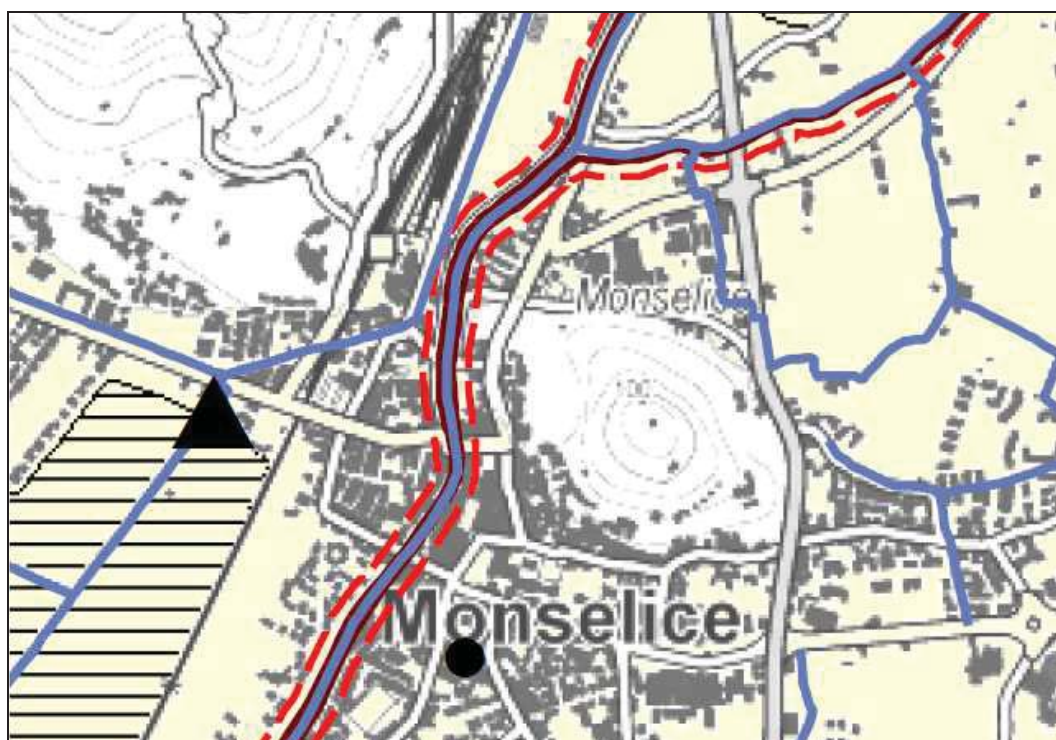


Figura 13. Aree a pericolosità idraulica (da PTCP)





Nella Figura sotto, sono elencati i vari eventi registrati con indicati, oltre alla intensità in scala MCS al sito in esame (Is), la data (Anno, Mese, Giorno, Ora, Minuto) in cui si è verificato l'evento Ax, l'intensità massima epicentrale in scala MCS (Io) e la magnitudo momento (Mw).

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
3	1885	12	29				Alpago Cansiglio	47	6	4.96
3	1887	02	23	05	21	5	Liguria occidentale	1511	9	6.27
3-4	1907	04	25	04	52		Veronese	122	6	4.79
NF	1908	03	15	07	38	3	Valle d'Illasi	28	5-6	4.91
5	1909	01	13	00	45		Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36
5	1914	10	27	09	22		Lucchesia	660	7	5.63
4	1920	09	07	05	55	4	Garfagnana	750	10	6.53
4	1924	12	12	03	29		Carnia	78	7	5.42
4	1926	01	01	18	04	0	Carniola interna	63	7-8	5.72
3-4	1928	03	27	08	32		Carnia	359	9	6.02
3	1929	04	10	05	44		Bolognese	87	6	5.05
4	1929	04	19	04	16		Bolognese	82	6-7	5.13
4-5	1929	04	20	01	10		Bolognese	109	7	5.36
4	1934	06	08	03	16		Dolomiti Friulane	21	5-6	4.93
4	1934	11	30	02	58	2	Adriatico settentrionale	51	5	5.30
4	1935	06	05	11	48		Faentino	27	6	5.23
6	1936	10	18	03	10		Alpago Cansiglio	269	9	6.06
4	1956	02	20	01	29	2	Padovano	23	5-6	4.49
4	1972	10	25	21	56	1	Appennino settentrionale	198	5	4.87
4	1983	11	09	16	29	5	Parmense	850	6-7	5.04
2	1986	12	06	17	07	1	Ferrarese	604	6	4.43
4	1987	05	02	20	43	5	Reggiano	802	6	4.71
NF	2002	02	14	03	18	0	Carnia	338	5-6	4.67

Figura 15. Terremoti storici risentiti localmente

#### 4.1 ASPETTI NORMATIVI

Per gli aspetti amministrativi con uno sguardo a fini edificatori, il Comune Monselice ricadeva, secondo la DCR 67/2003, nella classe 4 della zonizzazione sismica con grado di accelerazione orizzontale al suolo ( $\alpha_g$ ) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni  $<0.05g$  e con accelerazione orizzontale di ancoraggio allo spettro di risposta elastico pari a  $0.05g$ .

Dal 1 luglio 2009 con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera. Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali. La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).

Parimenti sono da seguire le disposizioni emanate con il D.M. 17.01.2018 per zone con tale grado di sismicità.

Dalle indagini e dai dati pregressi acquisiti la zona è caratterizzata, nei confronti dello SLV, da  $a_g S > 0,075g$ , quindi ad alta sismicità nei confronti delle costruzioni. Da ricordare che  $S$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC2018, e  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima per il suddetto SLV su sito di riferimento rigido.

Infine si rammenta che con D.G.R. n. 1572 del 3.9.2013 sono state approvate le nuove Linee Guida per la microzonazione sismica per i comuni inseriti negli appositi elenchi. La stessa prevede che dal 1° marzo 2014 tutti gli strumenti urbanistici siano adottati secondo le disposizioni in essa contenute, abrogando la DGR 3308/2008.

#### 4.2 PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

La distribuzione e la caratterizzazione delle zone sismogenetiche finora riconosciute è stata tradotta in una carta di pericolosità sismica, valida su tutto il territorio nazionale ed entrata in vigore con l'O.P.C.M. n.3519 del 28 Aprile 2006.

La pericolosità sismica di base costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche e deve essere descritta con un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "sismica di base" in condizioni teoriche di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

I risultati dello studio di pericolosità sono forniti in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta definiti in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro e per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno ( $T_r$ ).

Per poter definire la pericolosità sismica di base ci si basa su una procedura disponibile anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

Nella "Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale" redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia nel 2004 e recepita dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3519 del 28.04.2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" il Comune di Monselice risulta caratterizzato da un valore di  $a_g$ , con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi di Cat. A, compreso tra 0.050g e 0.075g.

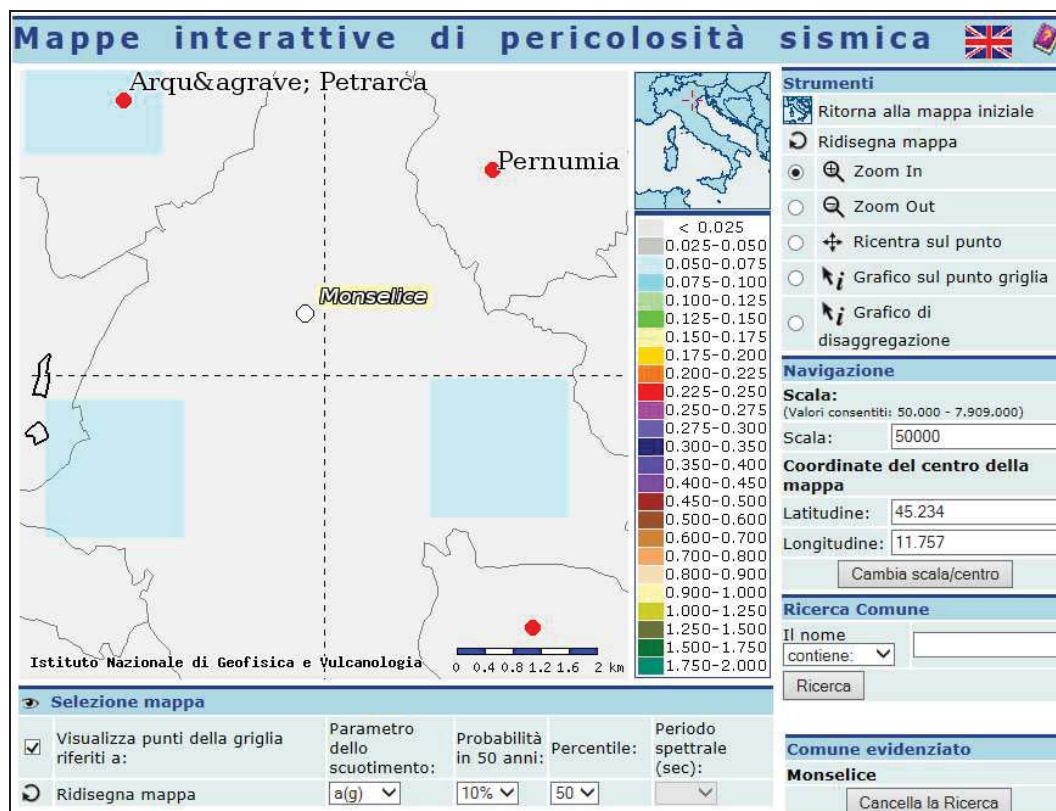
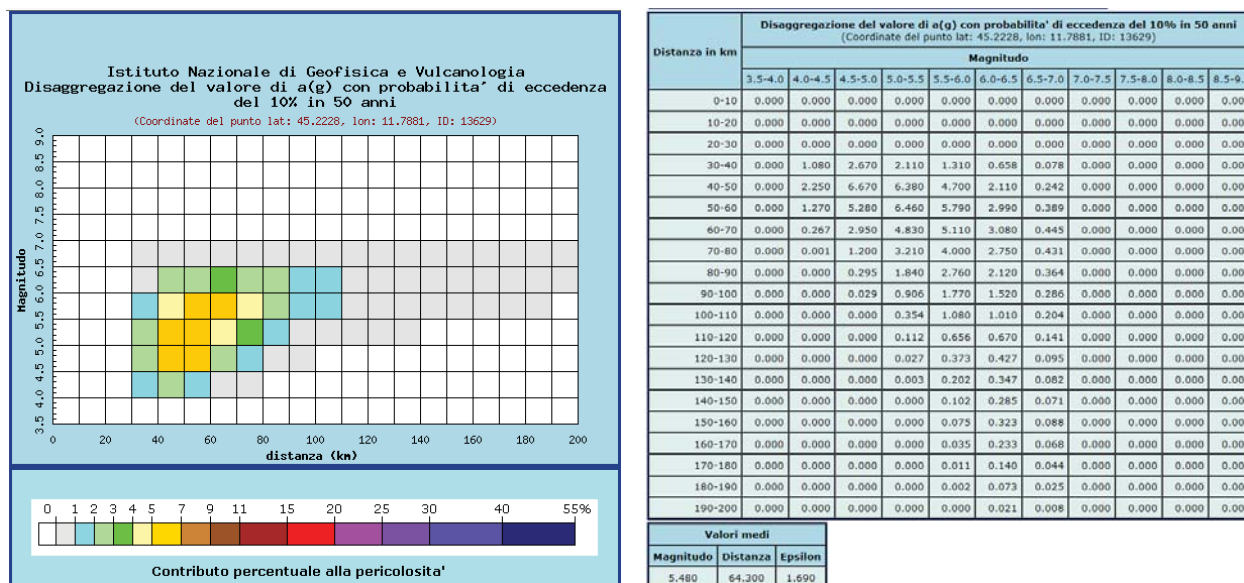


Figura 16. Pericolosità sismica (da INGV)

In ultima, si riporta il calcolo della disaggregazione della pericolosità. Questa ha lo scopo di individuare il maggior contributo alla pericolosità del sito in termini di magnitudo - distanza di un evento. I dati riportati nella Scheda sono stati desunti dalle "Mappe interattive di pericolosità sismica" dell'INGV e sono relativi ai punti della griglia evidenziati.

Figura 17. Disaggregazione di  $a_g$  (da INGV)

Il terremoto che potrà verificarsi con maggiore probabilità sarà di  $M=5.48$  a distanza di circa 64.3 km dal concentrice del Comune.

### 4.3 PERICOLOSITA' SISMICA DI SITO

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono.

Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2 delle NTC/2018).

Partendo dalle caratteristiche sismo-tettoniche complessive della zona e delle principali manifestazioni sismiche, sia epicentrali, sia di risentimento dalle altre zone sismo-genetiche presenti nella zona, la pericolosità sismica del territorio comunale sarà approfondita in relazione alle condizioni geologiche e morfologiche locali.

Le caratteristiche sismiche di un'area sono definite dalle sorgenti sismo-genetiche, dall'energia, dal tipo e dalla frequenza dei terremoti. Questi aspetti sono comunemente indicati come "pericolosità sismica di base" e sono quelli considerati per la classificazione sismica, come visto sopra.

Da queste caratteristiche deriva il moto di input atteso, per il calcolo del quale non sono considerate le caratteristiche locali e il territorio è trattato come se fosse uniforme ed omogeneo cioè pianeggiante e costituito da suolo rigido in cui la velocità di propagazione delle onde S ( $V_s$ ) è maggiore di 800 m/s (suolo A dell'Eurocodice 8 -parte 1, EN 1998-1, 2003, dell'OPCM 3274/2003, e DM 14.1.2018).

Il moto sismico può essere però modificato dalle condizioni geologiche e morfologiche locali. Alcuni depositi e forme del paesaggio possono amplificare il moto sismico in superficie e favorire fenomeni di instabilità dei terreni quali cedimenti, frane o fenomeni di liquefazione. Queste modificazioni dovute alle caratteristiche locali sono comunemente definite "*effetti locali*".

La zonazione del territorio sulla base della risposta sismica del terreno (RSL) è, perciò, uno dei più efficaci strumenti per rappresentare la pericolosità sismica e, quindi, per prevenire e ridurre il rischio sismico, poiché fornisce un contributo essenziale per l'individuazione delle aree a maggiore pericolosità sismica e agevola la scelta delle aree urbanizzabili con minor rischio e la definizione degli interventi ammissibili.

I risultati dello studio di pericolosità locale, valutata a partire da una "sismica di base" in condizioni teoriche di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, sono forniti in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta definiti in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro e per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno ( $T_r$ ).



#### 4.4 CATEGORIA DEL SUOLO

Sulla base ai risultati emersi dalle indagini eseguite, si classifica il sottosuolo appartenente alla **Classe C** (NTC2018 §3.2.2) sulla base delle velocità sismiche  $V_s$  equivalenti. Come indicato al §3.2.2 delle NTC 2018 "ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità  $V_s$  per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di  $V_s$  sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

$h_i$  spessore dell' $i$ -esimo strato;

$V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;

$N$  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 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, 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 categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II".

# SEZIONE GEOTECNICA

## 5 CARATTERI GEOTECNICI DELLA ZONA

Di seguito si definiscono le proprietà meccaniche del sottosuolo investigato e si illustra il Modello Geotecnico della zona.

In particolare, qui, si esamina la situazione geotecnica locale, si analizzano i dati acquisiti in situ e si illustrano:

- Modello geotecnico locale del terreno.
- Resistenza del terreno investigato in relazione alle prevedibili geometrie delle strutture.
- Verifiche di stabilità e le Valutazioni del margine di sicurezza nei riguardi delle situazioni limite SLU, che si possono manifestare sia nelle fasi transitorie di costruzione sia nella fase definitiva per l'insieme manufatto-terreno.
- Valutazione dei prevedibili spostamenti del complesso opera-terreno, dando un giudizio sull'ammissibilità di tali spostamenti in relazione alle condizioni di sicurezza, nonché alla funzionalità dell'edificio (SLE - SLD).

Le verifiche di stabilità si basano sulla normativa tecnica vigente e nello specifico sulle NTC 2018 Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

### 5.1 TIPOLOGIA E PROCEDURE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le proprietà meccaniche dei terreni interessati dallo studio ed adottate nelle verifiche seguenti sono dedotte sia da indagini pregresse eseguite nell'area limitrofa sia da indagini per il progetto. Le indagini sono state eseguite seguendo le disposizioni del progettista al fine di e sulla base della possibile costituzione del sottosuolo e sulle conoscenze geologiche derivanti da studi pregressi. Le modalità delle indagini condotte tengono conto del volume significativo del terreno relativo ai sistemi fondali superficiali, generalmente adottati per la tipologia della struttura in studio. Le indagini geognostiche hanno consentito di investigare il volume di terreno attinente alle condizioni di stabilità del sistema geotecnico locale.

Si sono fatte eseguire, da ditta specializzata:

- n°1 Prova penetrometriche dinamica (**DPM**) spinta a profondità massima di 1.8 m dal piano campagna attuale. Si veda l'**Allegato 1**.
- n°1 indagine **ERT** da cui si è ricavata la sezione litologica (si veda l'allegato **Allegato 2**)
- n°1 indagine sismica **MASW 1D-2D** da cui si sono ricavati alcuni parametri caratteristici e la classe di appartenenza del terreno e la conferma stratigrafica (si veda l'**Allegati 3 e 4**).
- n°3 indagini **HVSR** (sismica passiva con Tromografo) per l'individuazione della risonanza del terreno ( $F_0$ ) e la caratterizzazione sismica in velocità equivalente  $V_{se}$  (**Allegati 5-6-7**)

Si sono poi utilizzati i dati relativi alle seguenti prove eseguite in anni precedenti nelle zone limitrofe

- n°2 indagini **CPT** (denominate di seguito CPT1-V, CPT2-V) condotte a una profondità massima di 12 m da p.c. reperite nella relazione geologico-geotecnica redatta in data 16/12/2010 da Geologia Tecnica per il progetto di ristrutturazione della Villa Pisani a Monselice . Le prove CPT1e2-V partono da 9.7 mslm - **Allegato 8**.
- n°2 indagini **CPT** (denominate di seguito CPT1, CPT4) condotte a una profondità di 15 m da p.c. reperite nella relazione geologico-geotecnica redatta in data 30/10/2006 da Georicerche sas per la realizzazione di 6 edifici ad uso residenziale a Monselice . La prova CPT1 parte da 10 mslm, la CPT 4 parte da 13 m slm (**Allegati 9 e 10**).

Per l'ubicazione delle indagini citate si veda la Figura seguente.

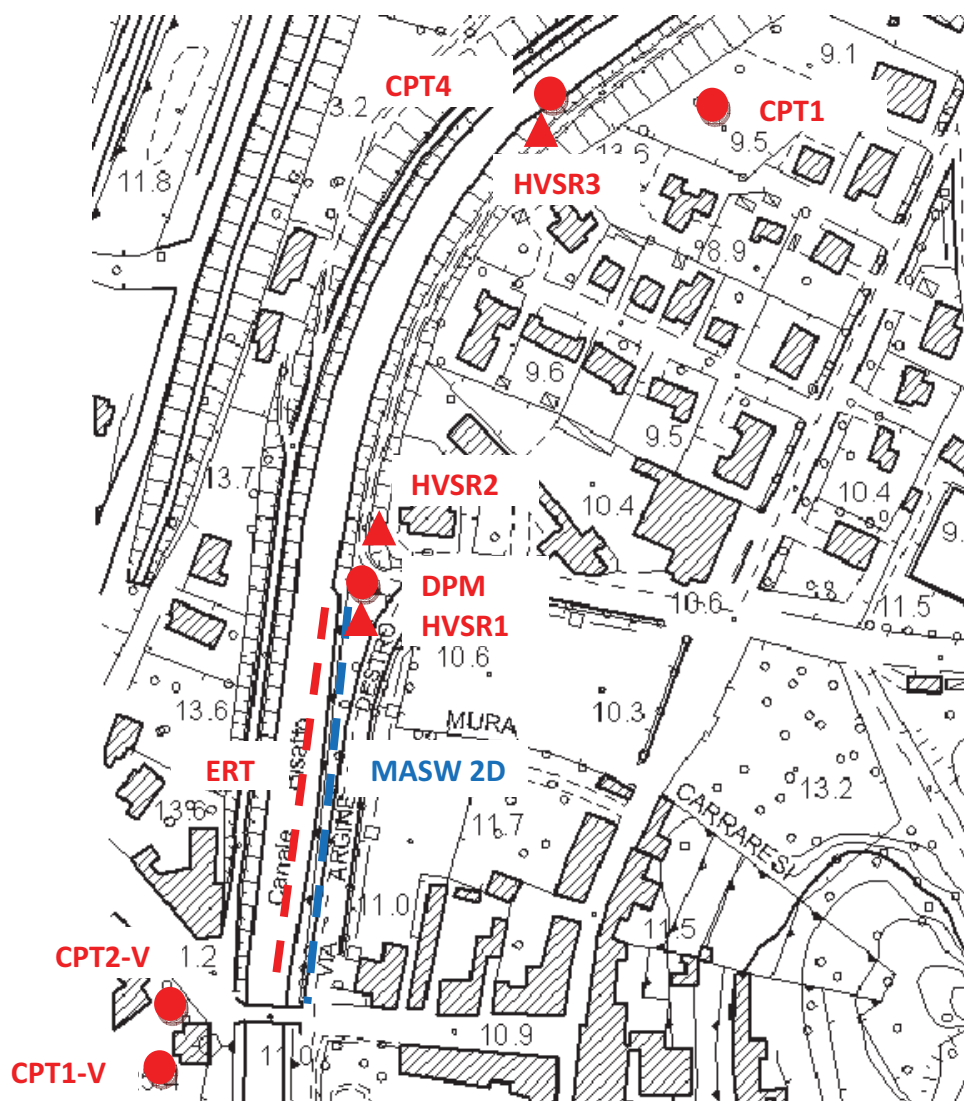


Figura 18. Ubicazione delle indagini geognostiche (fuori scala)

### 5.1.1 PROCEDURE PER LE PROVE CPT

Per quanto riguarda le prove penetrometriche statiche CPT 1 e 4 (Cone Penetration Test) è stato impiegato un penetrometro meccanico con punta standard tipo Begemann in accordo con la procedura di riferimento ISSMFE (codice RM) con attrezzatura di spinta ancorata da 20 ton della Pagani PG63.

Dato che erano disponibili i valori  $R_p$  ed  $R_l$  per le due prove sono stati calcolati i vari parametri mediante le seguenti relazioni energetiche:

Resistenza alla punta:	$q_c = R_p = \frac{Q_c}{A_c}$	Rapporto della resistenza (Friction Ratio):	$R_f (\%) = 100 \times \frac{f_s}{q_c}$
Resistenza unitaria di attrito laterale locale:	$f_s = R_l = \frac{Q_s}{A_s}$	Indice delle resistenze (Friction Index):	$\frac{q_c}{f_s}$

con:

$Q_c$  = forza assiale agente sul cono;

$Q_s$  = forza di attrito per infiggere il manicotto;

$A_c$  = area di base del cono;

$A_s$  = superficie laterale del manicotto;

$f_s$  e  $q_c$  sono misurate alla stessa profondità.

La prova CPT, in generale, trova applicazione per: 1) rilevare l'andamento stratigrafico lungo la verticale; 2) individuare i tipi di terreno attraversati; 3) interpolare l'andamento degli strati fra verticali di sondaggio.

I parametri CPT possono essere utilizzati con affidabilità per valutare: 1) l'angolo di attrito e la compressibilità drenata dei terreni granulari; 2) la resistenza al taglio non drenata dei terreni coesivi. Meno attendibile risulta la valutazione dei parametri di compressibilità drenata e non dei terreni coesivi.

I parametri ottenuti per i terreni investigati e adottati poi nelle verifiche, sono ricavati mediante correlazioni empiriche con le resistenze penetrometriche  $q_c$  delle indagini condotte<sup>1</sup>. Si veda la tabella sottostante. I metodi di calcolo assunti per la parametrizzazione meccanica dei terreni sono stati:

#### **Terreni Incoerenti**

- |                                    |                          |
|------------------------------------|--------------------------|
| • Angolo d'attrito:                | Durgunoglu-Mitchell      |
| • Angolo d'attrito c.v.            | Bolton (1986)            |
| • Densità Relativa                 | Harman (1976)            |
| • Modulo di Young                  | Schmertmann (1970-1978)  |
| • Modulo Edometrico                | Robertson & Campanella   |
| • Peso di Volume                   | Mayne and Peuchen        |
| • Modulo di deformazione di taglio | Imai & Tonouchi (1982)   |
| • Velocità onde Vs                 | Barrow & Stokoe          |
| • Verifica alla liquefazione       | Robertson e Wride (1997) |
| • Coefficiente di Permeabilità     | Piacentini and Righi     |

<sup>1</sup> Software utilizzato: CPT3 della Programgeo

**Terreni Coesivi**

- |                                    |                          |
|------------------------------------|--------------------------|
| • Coesione non drenata             | Ladd & Foot              |
| • Coesione drenata                 | Mesre et al              |
| • Modulo Edometrico                | Mitchell e Gardner       |
| • Indice di Compressione           | Schmertmann              |
| • Peso di Volume terreni coesivi   | Mayne and Peuchen        |
| • Modulo di deformazione di taglio | Imai & Tonouchi (1982)   |
| • Coefficiente di Permeabilità     | Piacentini-Righi (1988 ) |
| • Grado di Sovraconsolidazione OCR | Ladd e Foot              |

I risultati delle elaborazioni sono riportati nei capitoli successivi. Per quanto riguarda le prove CPT 1 e 2 –V eseguite nei pressi di Villa Pisani con penetrometro statico da 12 t, munito di Jacket Friction Cone e velocità di infissione costante 12mm/sec, non avendo i dati puntuali di  $R_p$  ed  $R_l$ , sono stati utilizzati i parametri geotecnici riportati nella relazione geologico- geotecnica.

**5.1.2 PROCEDURE PER LE PROVE HVSR**

Per le indagini sismiche si è utilizzato un tromografo (Tromino) che misura il microtremore ambientale. Lo strumento è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e verticalmente, alimentato da 2 batterie AA da 1.5 V, fornito di GPS interno e senza cavi esterni. I dati di rumore, amplificati e digitalizzati a 24 bit equivalenti, sono stati acquisiti alla frequenza di campionamento di 128 Hz.

Il tipo di stratigrafia che le tecniche di sismica passiva possono restituire si basa sul concetto di contrasto di impedenza. Per strato si intende cioè un'unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso. Tutte le misure a stazione singola in campo aperto sono di norma orientate secondo il Nord.

Il principio dell'indagine si basa sul fatto che un'onda che viaggia nel mezzo 1 (superficiale) è parzialmente riflessa dall'interfaccia che separa due strati: 1 e 2 (sottostante).

L'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente ( $l$ ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore  $H$  del primo strato. La frequenza fondamentale di risonanza ( $f_r$ ) dello strato 1 relativa alle onde S (o P) è:  $f_r = V_s/4H$ .

Ciò significa che la curva  $H/V$  relativa ad un sistema a due o più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi allo spessore) di ciascuno di essi, ma non è interpretabile semplicemente applicando l'equazione citata.

L'inversione richiede l'analisi delle singole componenti e del rapporto  $H/V$ , che fornisce un'importante normalizzazione del segnale per: il contenuto in frequenza; la risposta strumentale e l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

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 al

campo d'onde completo di un modello 3D. L'interpretazione è tanto più soddisfacente, e il modello tanto più vicino alla realtà, quanto più i dati misurati e quelli sintetici sono vicini.

L'interpretazione delle registrazioni di campagna del rumore sismico sono ricavate e analizzate mediante il software Grilla in dotazione al tromino. Queste hanno permesso di ricavare le curve HVSR.

Le profondità  $h$  delle discontinuità sismiche nei casi di copertura + bedrock o bedrock like sono ricavate tramite la formula:

$$H = \left[ \frac{V_0 \times (1-a)}{4 \times \hat{v}_1} + 1 \right]^{1/(1-a)} - 1$$

dove  $V_0$  è la velocità al tetto dello strato,  $a$  un fattore che dipende dalle caratteristiche del terreno.

Nei casi stratigrafici più complessi si invertono le curve HVSR creando una serie di modelli teorici da confrontare con quello sperimentale, fino a considerare per buono il modello teorico più vicino alle curve sperimentali.

La significatività statistica dei picchi delle curve HVSR è fatta utilizzando il protocollo Sesame 2005. In particolare, i primi tre criteri della Tabella Sesame (2005) dicono se la registrazione è stata fatta per un tempo sufficientemente lungo rispetto alla frequenza del picco considerato. Ed è opportuno che siano soddisfatti tutti tre. I secondi sei criteri dicono se il picco è significativo da un punto di vista statistico. E' bene che siano soddisfatti il maggior numero, ma eventuali NO su tutte le righe non implicano che la registrazione è stata fatta male, bensì che non ci sono picchi significativi (tratto da Manuale di Grilla).

Da evidenziare che la tecnica HVSR permette la parametrizzazione del sottosuolo in termini di , frequenza e di  $V_{s30}$  se si agganciando le singole misure HV alle discontinuità stratigrafiche acquisite in loco con altre indagini e rilievi pregressi e/o attuali. E' risaputo che se c'è l'aggancio di cui sopra, la definizione di  $V_s$  ed di altri indici è possibile. La letteratura scientifica internazionale è ormai piena di esempi.

Per le procedure interpretative delle indagini ERT e MASW si rimanda all'**Allegato** fuori testo.

## 5.2 CARATTERI GEOTECNICI DEI TERRENI

Avvalendosi dei risultati ottenuti con le prove in situ (vedasi gli **Allegati 1÷10**) si è ricostruito l'assetto litomeccanico del sottosuolo interessato dal progetto, sul quale si sono basate le valutazioni geotecniche.

Avendo utilizzato indagini qualitative confrontate con quelle pregresse quantitative si sono valutati due possibili Modelli rappresentativi dell'area:

1. Il modello geotecnico immettendo i dati provenienti dalle prove CPT4 e HVSR3 e e MASW 2D è il seguente:



## MODELLO 1

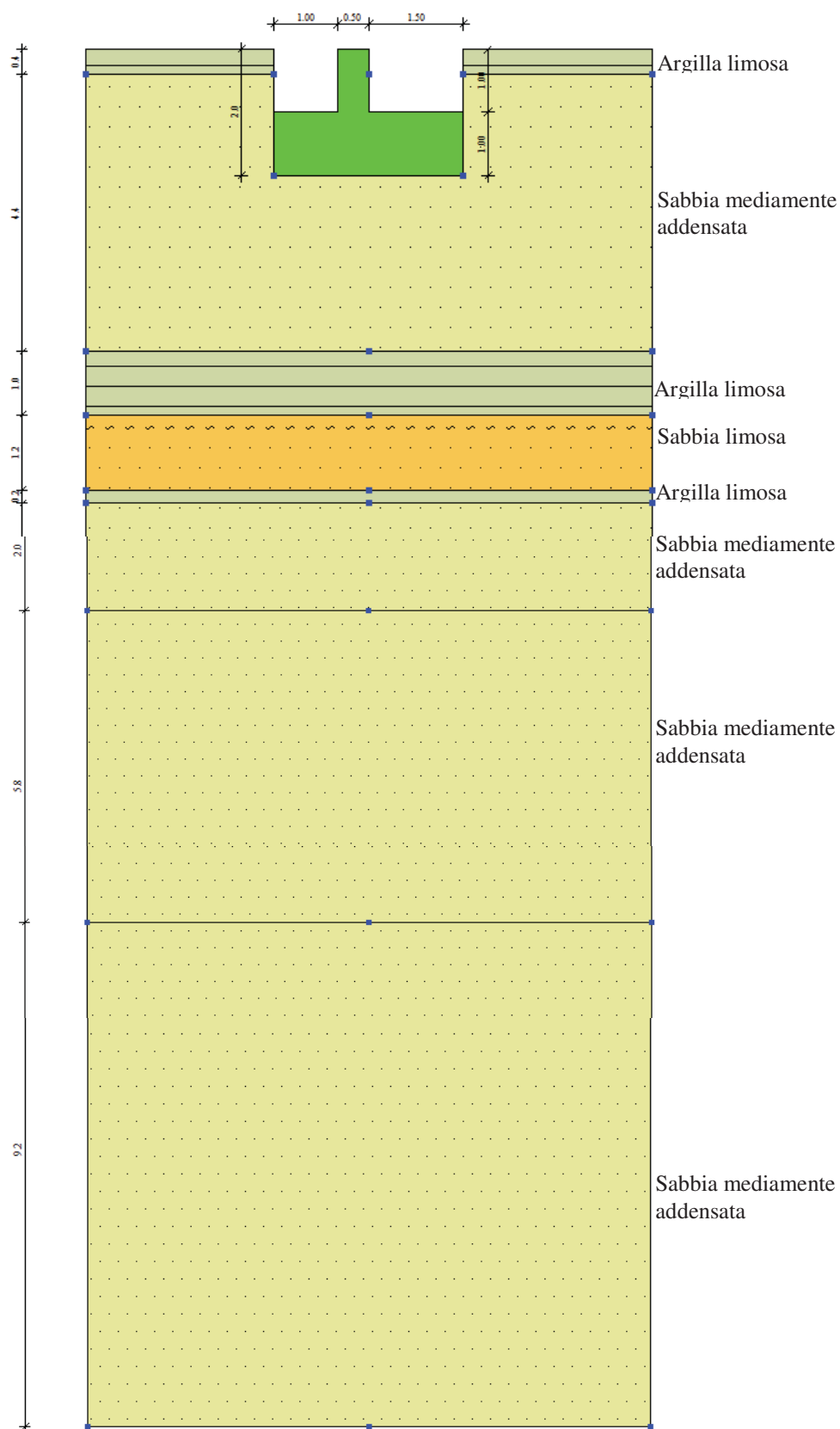


Figura 19. Modello geotecnico 1 sulla base delle prove CPT4 e HVSR3 e MSAW 2D (fuori scala)

2. Il modello geotecnico immettendo i dati provenienti dalle prove CPT1-V, CPT2-V, HVSR1, HVSR2 e MASW 2D è il seguente

### MODELLO 2

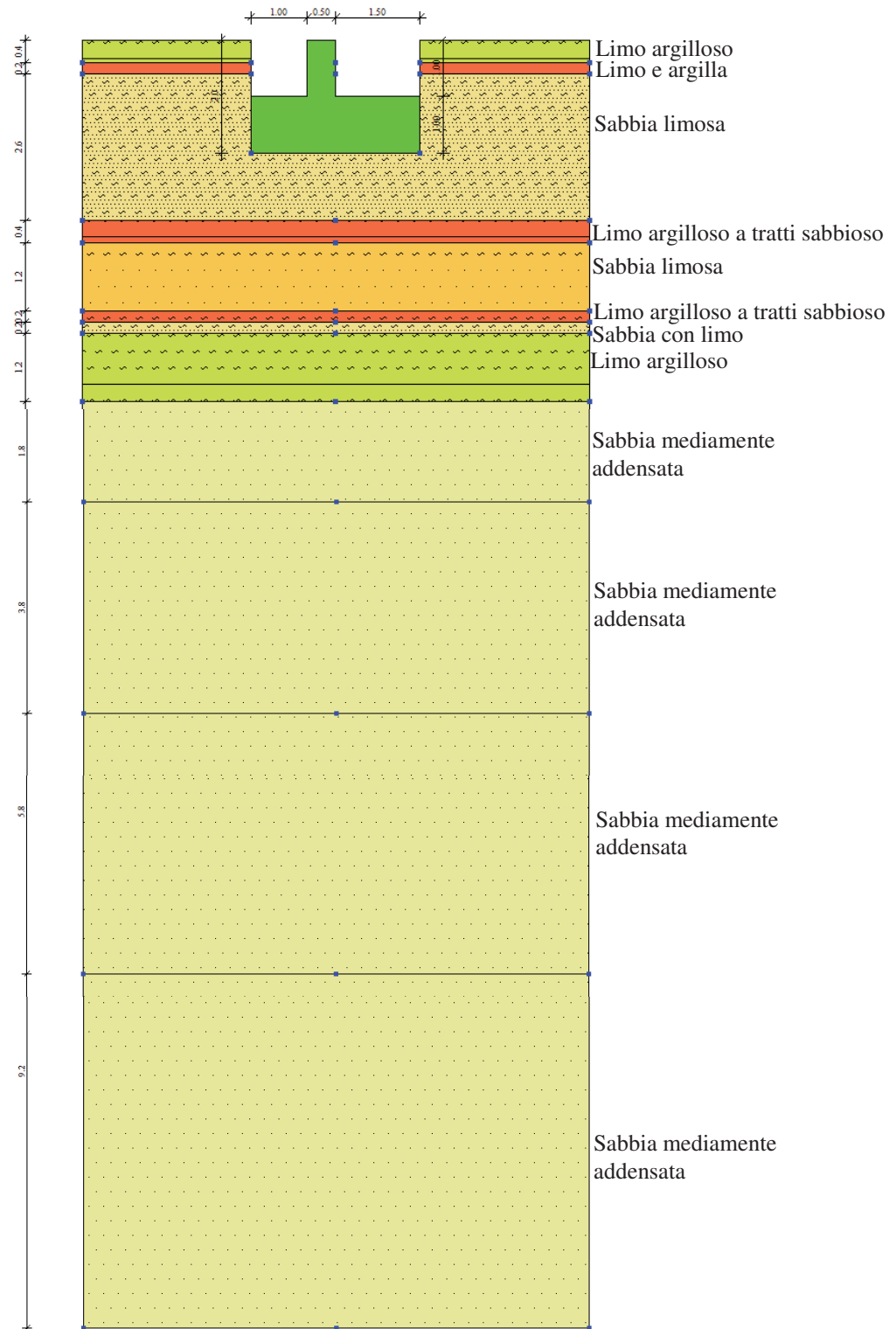


Figura 20. Modello geotecnico 2 sulla base delle prove CPT1V e 2V , CPT1 e HVSR1 e 2 e MASW 2D (fuori scala)

Nei due modelli la falda è stata considerata a livello del p.c.

In sintesi, emerge che:

#### **Modello 1:**

1. In superficie, fino a -0.6 m si trova limo argilloso e limo e argilla caratterizzata da  $R_p=10 \text{ Kg/cm}^2$  e  $q_{ck}=23 \text{ Kg/cm}^2$
2. Lo strato su cui poggia la fondazione è costituito da sabbia limosa con  $R_p$  da 45  $\text{Kg/cm}^2$
3. La stratigrafia compresa tra -3.2 e -5.2 è caratterizzata da sabbia limosa alternata di strati di limo argilloso con  $q_{ck} = 15-27 \text{ Kg/cm}^2$  per il limo argilloso e sabbia limosa con  $q_{ck}$  compresa tra 42 e 94  $\text{Kg/cm}^2$
4. Ad di sotto vi è uno strato di 1.2 m di limo argilloso a tratti sabbioso con  $R_p=15 \text{ Kg/cm}^2$
5. Da - 6.2 m ci sono strati di sabbia mediamente addensata con  $R_p$  da 100 a 260  $\text{Kg/cm}^2$

#### **Modello 2:**

1. in superficie e sino a -0.4 metri vi è argilla limosa, terreno "coesivo", caratterizzate da  $q_{ck}=12-6 \text{ Kg/cm}^2$ .
2. Lo strato di 4.4 m su cui poggia la fondazione è costituito da sabbia mediamente addensata con  $q_{ck}=28-145 \text{ Kg/cm}^2$
3. Al di sotto vi è circa 1 m di terreno "coesivo", argilla limosa caratterizzata da  $q_{ck}=8-14 \text{ Kg/cm}^2$
4. Vi è poi uno strato di circa 1.2 m costituito da materiale "incoerente" ovvero sabbia limosa mediamente addensata con  $q_{ck} = 34-100 \text{ Kg/cm}^2$
5. Sotto vi è uno strato di circa 20 cm di materiale "coesivo", limo argilloso con  $q_{ck} = 25 \text{ Kg/cm}^2$
6. Da - 7.2 m ci sono strati di sabbia mediamente addensata con  $q_{ck}$  da 46 a 160  $\text{Kg/cm}^2$

Partendo dai modelli geologici dedotti con le indagini si sono ricavati i parametri geotecnici adottati poi nelle verifiche.

Da notare, comunque, che lo stato d'addensamento dei singoli depositi può variare da punto a punto all'interno della superficie coperta dalla struttura in progetto.

Inoltre, per le opere che coinvolgono un limitato volume di terreno, i valori di  $q_{ck}$  (resistenza alla punta) riportati nelle tabelle sono caratteristici del campione, quindi viene calcolato il valore caratteristico dell'insieme dei valori di  $q_{ck}$  misurati con probabilità di superamento del 5%<sup>2</sup>. I parametri riportati a fianco di ciascuno strato nelle Tabelle sottostante sono ricavati da correlazioni empiriche con le resistenze penetrometriche delle indagini condotte.

<sup>2</sup> E' stato utilizzato il software KappaGeo della Programgeo

Gli stessi parametri sono stati, poi, utilizzati, adottando software dedicato<sup>3</sup>, per i successivi calcoli di capacità portante e cedimenti del terreno di fondazione.

### Modello 1

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Descrizione
0.4	18.4	18.4		54		2700	0.37	argilla limosa
4.4	19.2	19.5	31		14500	5800	0.38	sabbia mediamente addensata
1	18.7	19.1		86		4100	0.38	argilla limosa
1.2	19.2	19.5	30		12700	5600	0.38	sabbia limosa
0.2	19.3	19.5		85		4300	0.38	argilla limosa
2	19.5	20	32		32000	8200	0.31	sabbia mediamente addensata
5.8	19.4	19.5	33		558000	512000	0.31	sabbia mediamente addensata
9.2	20.0	20.6	33		1081000	735000	0.31	sabbia mediamente addensata

Tabella 1. Litostratigrafia e parametri geotecnici del sito considerando le prove CPT 1-V, CPT2-V, CPT1 e HVSR 1-2 e MSAW 2D

Di seguito le classi litomeccaniche riscontrate con le CPT1V, CPT2V, CPT1 e HVSR1 e 2 e MASW 2D, in forma tabellare.

### Modello 2

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Descrizione
0.4	19.1	19.5		77		3900	0.37	argilla con limo
2.6	19.1	19.4	30		13400	6400	0.37	sabbia limosa
0.4	19.2	19.5		85		4800	0.38	limo argilloso a tratti sabbioso
1.2	20.0	20.1	30	0	10200	5230	0.38	sabbia limosa
0.2	19.1	19.4		85		6300	0.38	limo argilloso a tratti sabbioso
0.2	19.1	19.4	30.7	0	4100	6800	0.38	sabbia con limo
1.2	17.7	18.41		50		7700	0.38	limo argilloso
1.8	19.3	19.5	31		24200	7700	0.38	sabbia mediamente addensata
3.8	19.5	20.0	32		32000	8200	0.31	sabbia mediamente addensata
5.8	19.4	19.5	33		558000	512000	0.31	sabbia mediamente addensata
9.2	20.0	20.6	33		1081000	735000	0.31	sabbia mediamente addensata

Tabella 2. Litostratigrafia e parametri geotecnici del sito considerando le prove CPT 4 e HVSR 3 e MSAW 2D

## 5.3 CARATTERI GEOSISMICI DEI TERRENI

Le indagini di tipo sismico eseguite hanno permesso di ottenere la successione stratigrafica del sottosuolo agganciando i dati registrati alle indagini geognostiche limitrofe. Infatti, la tecnica HVSR permette la parametrizzazione del sottosuolo in termini di frequenza e di Vs se si agganciano le singole misure HV alle discontinuità stratigrafiche acquisite in loco con altre indagini e rilievi pregressi e/o attuali. E' risaputo che se c'è l'aggancio di cui sopra, la definizione

<sup>3</sup> Loadcap 2018.28.2.855 della Geostru

di  $V_s$  ed di altri indici è possibile. La letteratura scientifica internazionale è ormai piena di esempi.

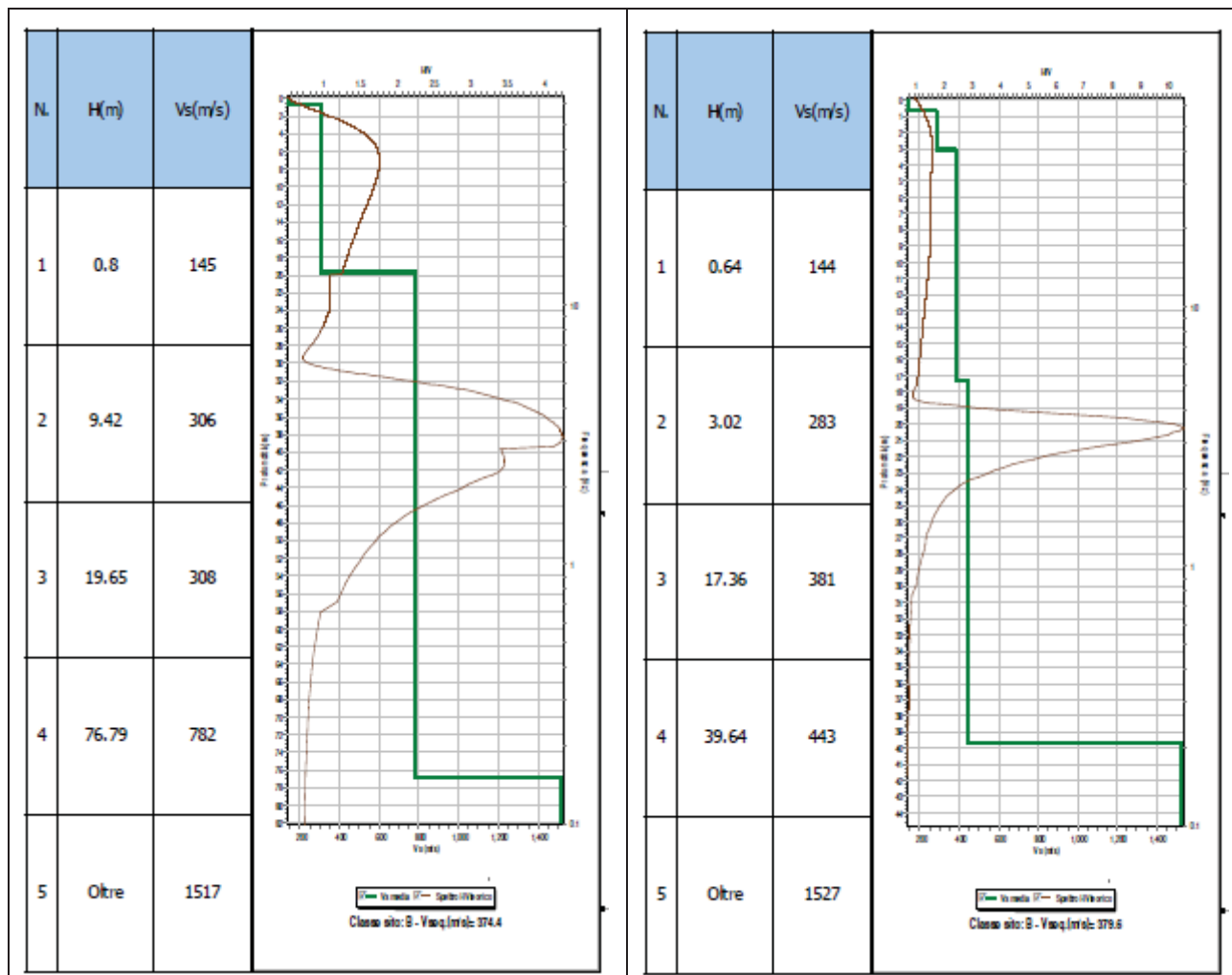


Figura 21. Andamento delle  $V_{seq}$  nel sito (MS001 e MS002)

Dai dati elaborati emerge che, a parte il suolo, al di sotto e sino a  $\sim 17\div 19$  metri di profondità si ha un'alternanza di terreni comunque a carattere incoerente (sabbie e sabbie limose) con grado di addensamento variabile ( $V_{seq} = 283\div 381$  m/s).

Nella MS002 la tipologia di suolo si approfondisce seppur più addensata sino a  $\sim 40$  metri. Oltre, in entrambe, si registrano valori di  $>780$  m/s caratteristici di terreni sabbioso/ghiaiosi addensati e substrato (bedrock sismico). Si dedano anche gli **Allegati 5-6-7**.

Con l'indagine MASW 1D, spinta sino a -30 metri da p.c., si ottiene una VS pari a 281 m/s (vedasi **Allegato 3**)

Tenendo conto di queste indagini, il sottosuolo è inseribile nella categoria "**C**", pur essendo nelle HVSR leggermente superiore.

#### 5.4 SUSCETTIVITA' ALLA LIQUEFAZIONE

Per liquefazione si intende l'annullamento di resistenza al taglio di terreni granulari saturi sotto sollecitazioni di taglio cicliche. In queste condizioni il terreno raggiunge uno stato di fluidità pari a quella di un liquido viscoso.

Il paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC afferma che "la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) *accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori 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 costituiti da 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 (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc1N$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;*
- 4) *distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .*

*Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.*

La liquefazione di terreni saturi, comunque, non sempre produce perdita di funzionalità o collasso delle strutture degli edifici. Riduzioni rilevanti di capacità portante e cedimenti significativi sono generalmente funzione:

- dell'ampiezza e tempo del carico ciclico del sisma;
- dello spessore ed estensione dello strato in liquefazione;
- dello spessore dei sedimenti non soggetti a liquefazione interposti tra fondazioni e strato in densificazione/liquefazione;
- delle condizioni morfologiche al contorno (acclività; presenza di scarpate o di variazioni di pendenza; vuoti di cava; incisioni fluviali; maceri)

Le indagini geognostiche mostrano che i terreni incontrati nelle indagini sono caratterizzati sia da terreni coesivi sia da strati incoerenti, pur sempre accompagnati da una matrice limosa. La soggiacenza della tavola d'acqua misurata è a ~1.8 metri da p.c..

Obermeier (1996) mostra la correlazione tra Magnitudo sismica registrata e la distanza dall'epicentro fino a dove sono state registrate i fenomeni di liquefazione dei terreni superficiali. Con i dati prima citati si evince che la zona non risulta liquefacibile. Figura sotto.



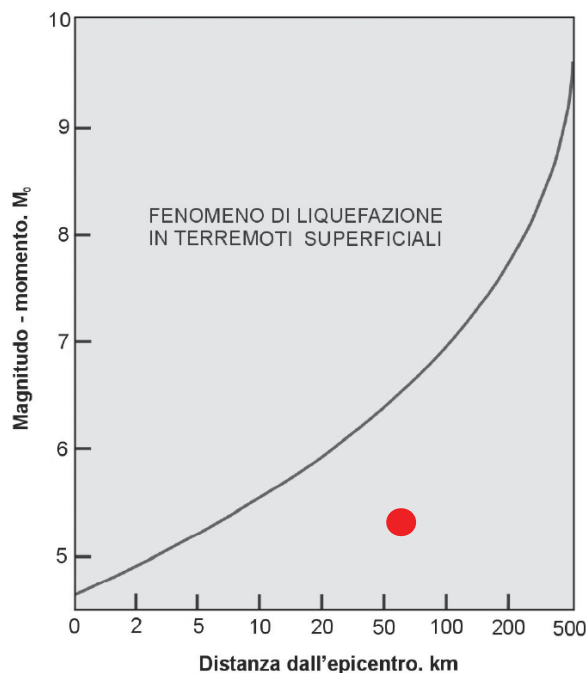


Figura 22. Rapporto Magnitudo - Distanza (da Obermeier 1996)

A livello di area, una valutazione del potenziale pericolo di liquefazione è stata fatta mediante i metodi "empirici". Tra i metodi empirici si sono utilizzati quello di Ambraseys (1991), che correla la distanza epicentrale del sito in studio con la magnitudo di soglia del sisma, cioè con quella magnitudo che può indurre fenomeni di liquefazione in terreni suscettibili. La relazione di Ambraseys (1991) è la seguente:

$$M_c = -0.31 + 2.65 \times 10^{-8} \times dist \times 100000 + 0.99 \log_{10}(dist \times 100000)$$

dove *dist* è la distanza epicentrale espressa in km.

Se il rapporto  $M/M_c$  è maggiore o uguale a 1 sarà probabile il verificarsi di fenomeni di liquefazione.

Nella Figura sotto si evidenzia che, utilizzando il metodo citato, sulla base dell'estratto dal Catalogo Sismico Nazionale dei terremoti che hanno interessato la zona, esiste una limitata possibilità che localmente (in occasione del grande sisma del 1117 - Mw 6.49) si manifesti tale fenomeno di liquefazione, se le condizioni granulometriche e idrauliche lo permettono.

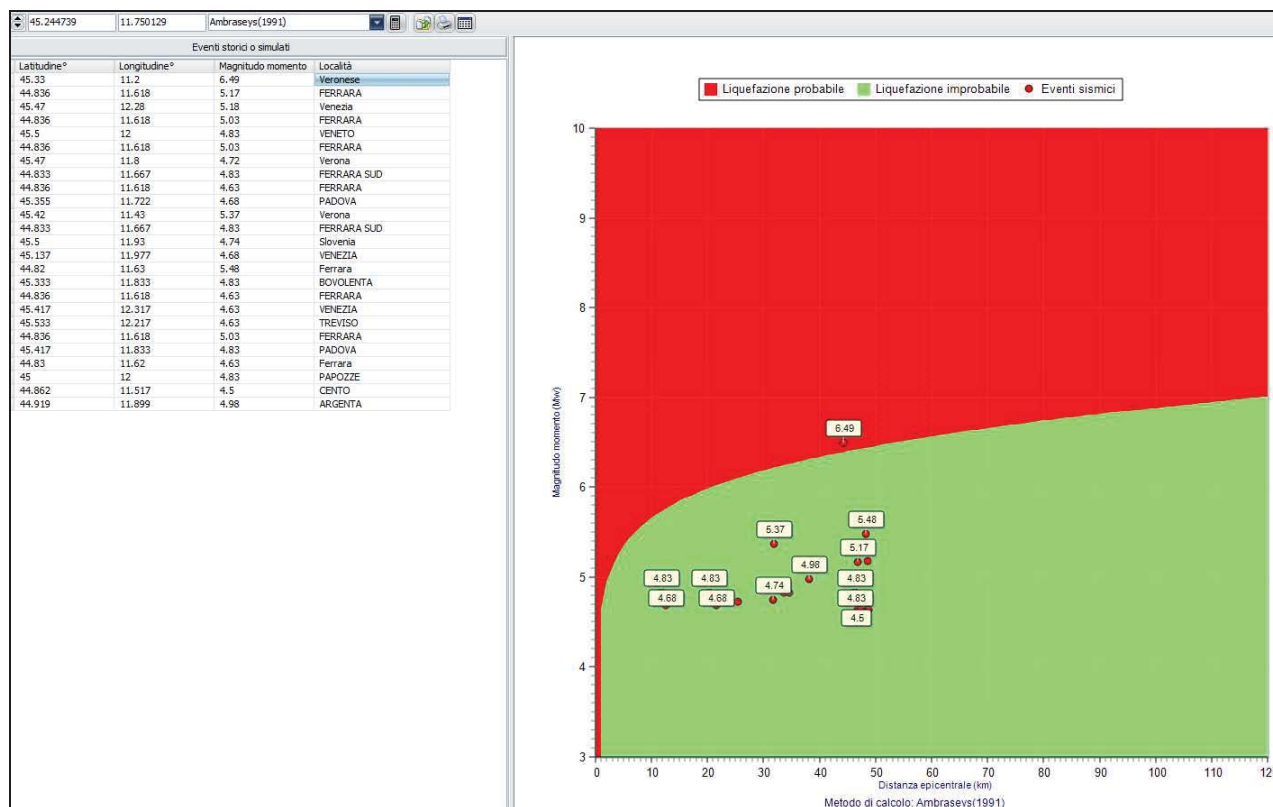


Figura 23. Stima della potenziale liquefazione nell'area secondo Ambraseys

Infine, per completezza di analisi, si è utilizzato uno dei metodi semplificati in grado di valutare la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilitabile nello strato (CSR) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR). Cioè in pratica si ha:

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

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza sarà minore di 1 (di 1.25 secondo l'Eurocodice 8).

Per la definizione dei parametri citati e dei metodi usati qui si rimanda alla letteratura specialistica.

Si è utilizzato il Andrus-Stockoe (1997) per ricavare l'Indice di Potenziale Liquefazione (**LPI**) lungo la verticale sismica Masw 1D, ricavando un indice **LPI molto basso**, come esplicitato nelle Figure sotto.

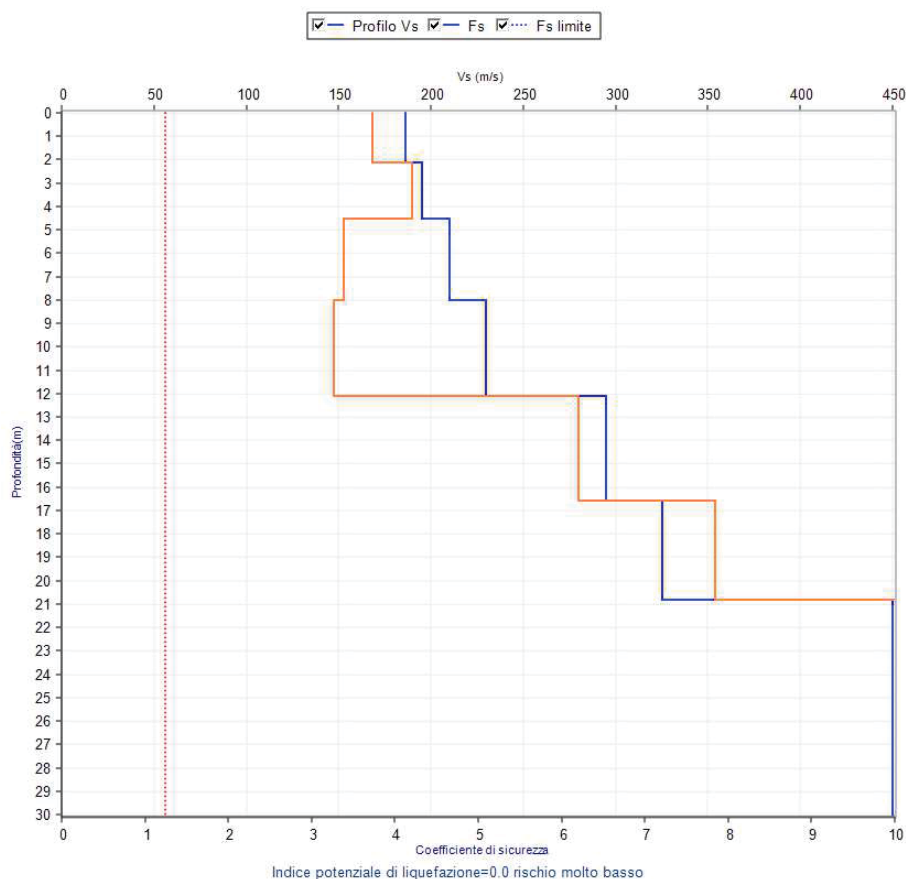


Figura 24. Calcolo dell'indice di potenziale liquefazione (LPI)

## 5.5 FREQUENZA DEL SUOLO E STRUTTURE

Si fa cenno, infine, alle applicazioni che la metodologia d'indagine usata (HVSr) ed i parametri da essa derivati possono avere in relazione ai problemi di vibrazione delle strutture.

Si premette che le misure HVSr forniscono una stima diretta della frequenza di risonanza, o del periodo proprio, delle coperture.

Come detto e riprendendo la formula indicata nell'apposito paragrafo, la frequenza di risonanza del sedimento dipende dallo spessore (H) del sedimento e dalla Velocità "media" ( $V_s$ ) delle onde S del sedimento stesso.

Infine, con tale indagine è possibile (in prima approssimazione) è possibile:

- Stimare la profondità del contrasto di impedenza responsabile degli effetti osservati.
- Valutare quantitativamente l'entità di tale contrasto.

Le frequenze di risonanza sono convertite in spessori permettendo una preliminare identificazione delle interfacce risonanti.

Si veda la Figura sotto.

$f_0$ (Hz)	$h$ (m)	
< 1	> 100	Centinaia di metri
1 – 2	50 – 100	
2 – 3	30 – 50	
3 – 5	20 – 30	Decine di metri
5 – 8	10 – 20	
8 – 20	5 – 10	
> 20	< 5	Qualche metro

$H/V > 3$  Alto contrasto  
 $2 < H/V < 3$  Basso Contrasto

Figura 25. Calcolo degli spessori d'impedenza

E' stato dimostrato che la vulnerabilità agli eventi sismici di un edificio di costruzione relativamente recente è solo marginalmente collegabile alle modalità costruttive dello stesso. Molto più gravoso è l'effetto dell'amplificazione sismica locale, che tende ad aumentare in maniera importante l'intensità delle forze sismiche agenti sulla struttura.

In particolare se la frequenza di risonanza dell'edificio è confrontabile con quella dei terreni di fondazione si verifica il fenomeno della risonanza accoppiata che comporta un'amplificazione delle sollecitazioni sismiche sull'opera.

Al fine di valutare tale rischio è, pertanto, necessario considerare se la frequenza di risonanza fondamentale dell'edificio corrisponde con uno dei picchi di risonanza del terreno di fondazione evidenziati con l'indagine HVSR.

E' risaputo che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere o calcolata secondo la formula seguente:

$$frequenza\ naturale\ dell'edificio \approx 10Hz/numero\ di\ piani$$

È la risonanza tra terreno e struttura data dalla relazione:

$$frequenza\ naturale\ dell'edificio \approx frequenza\ naturale\ della\ copertura\ di\ terreno$$

ad essere pericolosa perché induce alla massima amplificazione.

La combinazione delle due espressioni ora scritte porta alla relazione:

$$10Hz/numero\ di\ piani \approx V_s/4H$$

dalla quale si può ricavare una relazione di prima approssimazione tra il numero di piani dell'edificio e lo spessore delle coperture nel sito dell'edificio stesso che possono determinare situazioni pericolose e devono quindi essere oggetto di studi approfonditi.

Si veda anche il grafico sottostante:

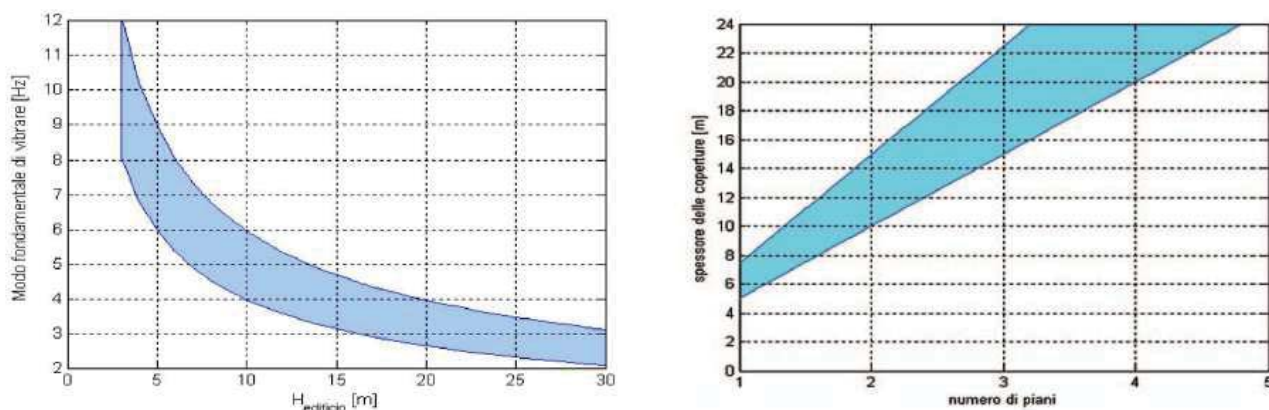


Figura 26: Relazione tra altezza di un edificio in c.a. e frequenza di risonanza del sito investigato. La zona in blu indica l'area più vulnerabile dal punto di vista dei fenomeni di doppia risonanza.

A fronte della tracce ricavate con le indagini (MS001 e MS002) si sono cercate le frequenze entro un range di  $>1 \div 20$  Hz, che è l'intervallo che maggiormente interessa le costruzioni ingegneristiche.

Il risultato è che, per le profondità ingegneristiche in oggetto le frequenze fondamentali entro il range citato sono dell'ordine di **2.81Hz**.

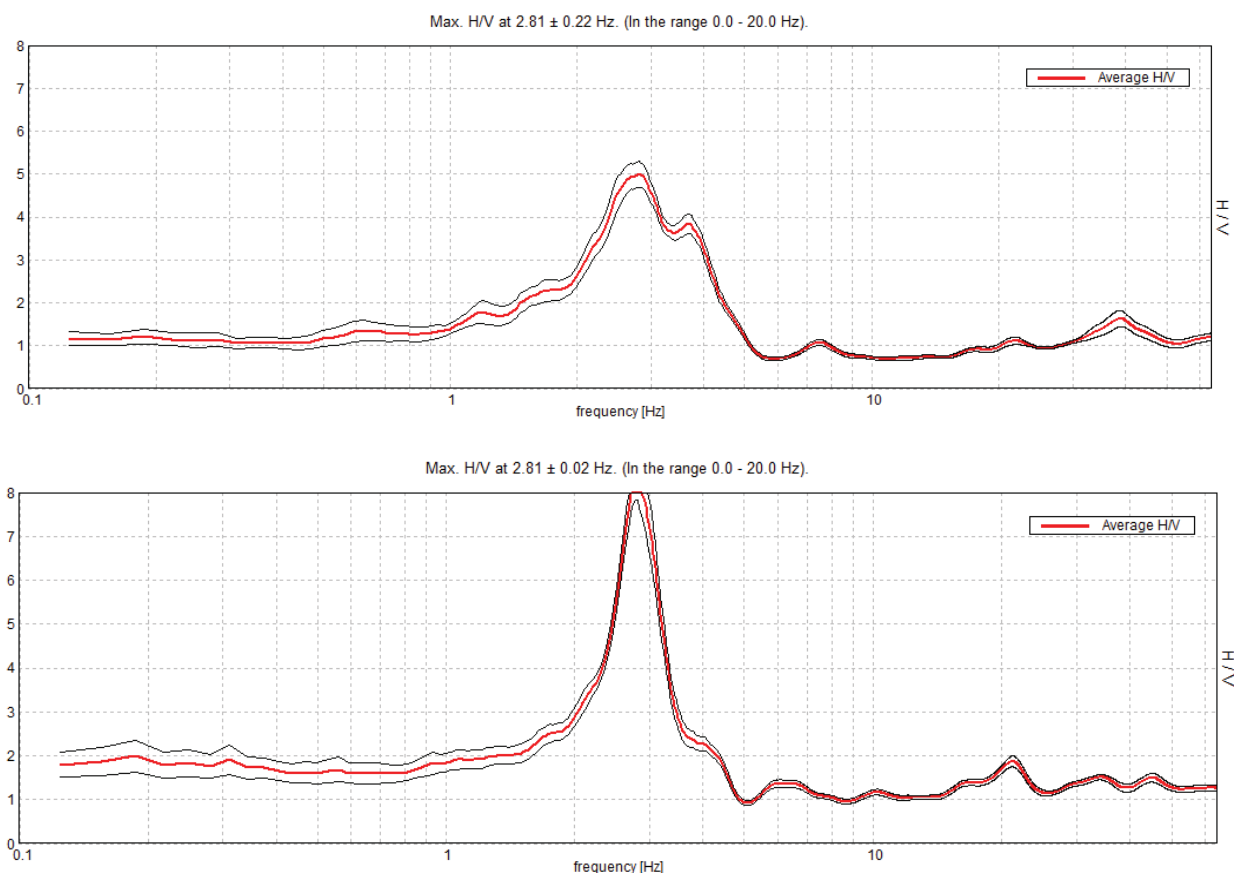


Figura 27: Frequenza fondamentale del suolo nel sito di progetto (MS001 e MS002)



## 5.6 VERIFICHE GEOTECNICHE

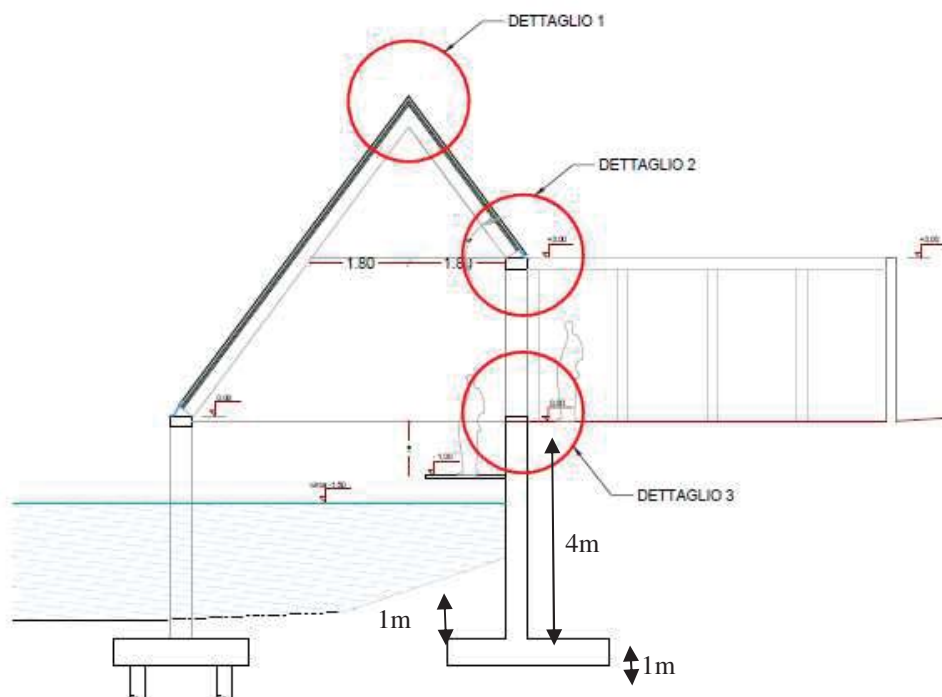
### 5.6.1 CONDIZIONI ASSUNTE

Tra le condizioni si evidenzia che non conoscendo nè le reali tipologie fondazionali nè le dimensioni, nè i carichi in esercizio, si sono ipotizzate delle geometrie così da avere il grado di risposta possibile alle sollecitazioni verticali.

Per le valutazioni di capacità portante del sottosuolo si sono considerate fondazioni tipo nastriforme a trave rovescia con la seguenti geometrie:

<b>Geometrie delle fondazioni</b>	<b>Fondazione nastriforme</b>
Dimensioni B (m)	3
Dimensioni L (m)	50
Profondità di posa D m da p.c.	2

La sezione tipo presa in considerazione per le verifiche geotecniche è la seguente:



#### FONDAZIONI

La fondazione dei pilastri posti in alveo sarà realizzata tramite una zattera in calcestruzzo. In assenza di dati sulla capacità portante del terreno è cautelativamente ipotizzabile l'impiego di pali al fine di limitare i possibili cedimenti della struttura o lo scalzamento della fondazione.

L'arretramento della sponda sarà conseguito con la realizzazione di un diaframma continuo costituito da un muro di sostegno in calcestruzzo. Tale elemento avrà la doppia funzione di sostegno del terreno posto a tergo dell'opera e di fondazione della pilastriata posta al di sopra.

Figura 28: Sezione strutturale della cavana (da progettista)

Le verifiche si sono fatte assumendo tali configurazioni per valutare il grado di stabilità globale. Non conoscendo i carichi di progetto né d'esercizio, né gli eventuali momenti o sforzi laterali cui può essere soggetta la struttura e le fondazioni, si dà solo la pressione di progetto calcolata per i vari SL nelle due situazioni geotecniche emerse dalle indagini.

Si sono eseguite le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e alle condizioni di esercizio (SLE-SLD) nel rispetto dei principi e delle procedure citate nelle NTC18.

Al paragrafo 6.4.2.1 delle NTC è scritto che “La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Per le verifiche della capacità portante del terreno si è dunque utilizzato l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  è stato determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella Tab. 6.2.II delle NTC (vedasi Tabella sottostante) e tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Il coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema è riportato nella Tabella sottostante (da Tab. 6.4.I NTC 2018).

Nr	Correzione e 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
A1+M1+R3	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
Sisma	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
S.L.E.	No	1	1	1	1	1	1	1
S.L.D.	No	1	1	1	1	1	1	1

Tabella 3. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Per ciascun stato limite di esercizio la condizione da rispettare è:

$$E_d \leq C_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il valore limite dell'effetto delle azioni stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Le NTC – par. 6.4.2.2 – indicano che “Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle

combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni. Forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi".

#### 5.6.2 METODO UTILIZZATO PER IL CARICO LIMITE

Le NTC/2018 indicano che nella valutazione analitica del carico limite di progetto Rd si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine. Qui, vista la tipologia d'indagine geognostica e lo strato d'appoggio diretto della struttura si è valutata la condizione a lungo termine.

Per la capacità portante si è utilizzato il *Metodo di Brinc-Hansen (1970)*. Per la descrizione si rimanda alla letteratura specialistica.

#### 5.6.3 METODO UTILIZZATO PER I CEDIMENTI TEORICI

I parametri di deformabilità dei terreni sono stati ricavati mediante correlazioni empiriche con la qc delle prove condotte. Il tempo di calcolo per i cedimenti di consolidazione è stato preso pari a 10 anni. Nel calcolo s'è tenuto conto dello spessore di terreno asportato, fattore questo che riduce l'effettivo carico imposto. Il metodo usato è stato il *Metodo di consolidazione monodimensionale* di Terzaghi. Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica. Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

Per la descrizione del Metodo si rimanda alla letteratura specialistica.

#### 5.6.4 VITA NOMINALE DELL'OPERA

La vita nominale  $V_N$  dell'opera in studio, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, è stata assunta pari a  $\geq 50$  anni (tab.2.4.1 NTC).

L'opera è stata considerata appartenente alla Classe d'uso II (par. 2.4.1 NTC). Pertanto, le azioni sismiche sulla costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che è ricavato moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :  $V_R = V_N \times C_U$  (parag. 2.4.3). In questo caso risulta  $V_R = 50 \times 1,0 = 50$ .

### 5.6.5 COEFFICIENTI SISMICI

Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

Le NTC 2018 calcolano i coefficienti  $K_h$  e  $K_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{max}/g) \quad K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

con  $a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito e  $g$  accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

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

con:  $S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica), funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E). Vedasi la Tabella seguente tratta da Tab. 3.2.IV delle NTC2018:

Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_S$  e di  $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica, che varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte (Tab. 3.2.V NTC2018):

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $PVR$  probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita

nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC).

Sulla base dei dati esposti e partendo da un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al par. § 3.2.2 delle NTC), la risposta sismica locale è definita mediante l'accelerazione massima ( $a_{max}$ ) attesa in superficie:

Azione sismica	NTC 2018
Coordinate medie del sito (WGS84)	45,244739 / 11,750129
Profondità falda assunta	0 (p.c.)

### **Sisma (SLV)**

Accelerazione massima (ag/g)	0.99
Effetto sismico secondo	NTC 2018

### **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:	C
Categoria topografica:	T1

<i>Operatività (SLO)</i>	<i>Danno (SLD)</i>	<i>Salvaguardia della vita (SLV)</i>	<i>Prevenzione dal collasso (SLC)</i>
Prob.superamento: 81 % Tr: 30 [anni] ag: 0,028 g Fo: 2,49 Tc*: 0,21 [s]	Prob.superamento: 63 % Tr: 50 [anni] ag: 0,033 g Fo: 2,52 Tc*: 0,25 [s]	Prob.superamento: 10 % Tr: 475 [anni] ag: 0,065 g Fo: 2,72 Tc*: 0,35 [s]	Prob.superamento: 5 % Tr: 975 [anni] ag: 0,078 g Fo: 2,79 Tc*: 0,37 [s]

Il valore di  $a_{max}$  ricavato dall'espressione citata  $a_{max} = S_s \cdot x_{ag} \cdot S_T$  in riferimento alla probabilità di superamento PVR; dove  $a_g$  è l'accelerazione massima sul sito di riferimento rigido ed  $S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.5.1 NTC) e  $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.5.2 NTC).

Pertanto i Coefficienti sismici orizzontali e verticali per il sito in oggetto, risultano:

<i>SLO</i>	<i>SLD</i>	<i>SLV</i>	<i>SLC</i>
Ss: 1,500 Cc: 1.740 St: 1,000 Kh: 0,009 Kv: 0,005 Amax: 0,42 Beta: 0,200	Ss: 1,500 Cc: 1.650 St: 1,000 Kh: 0,0101 Kv: 0,005 Amax: 0,495 Beta: 0,200	Ss: 1,500 Cc: 1.480 St: 1,000 Kh: 0,0199 Kv: 0,0099 Amax: 0.975 Beta: 0,200	Ss: 1,500 Cc: 1.460 St: 1,000 Kh: 0,0239 Kv: 0,0119 Amax: 1.17 Beta: 0,200



### 5.6.6 CATEGORIA DEL SUOLO

In base ai risultati emersi dalle indagini eseguite, si classifica il sottosuolo appartenente alla Classe **C** (NTC2018 §3.2.2): *“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”.*

Per la definizione dei parametri sismici si è usato il software "PS" della Ditta Geostru, i cui risultati sono riportati nella Figura sotto per i vari stati limite. In essa sono anche riportati i parametri  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  associati ai tempi di ritorno ( $T_r$ ) ed ai citati SL.

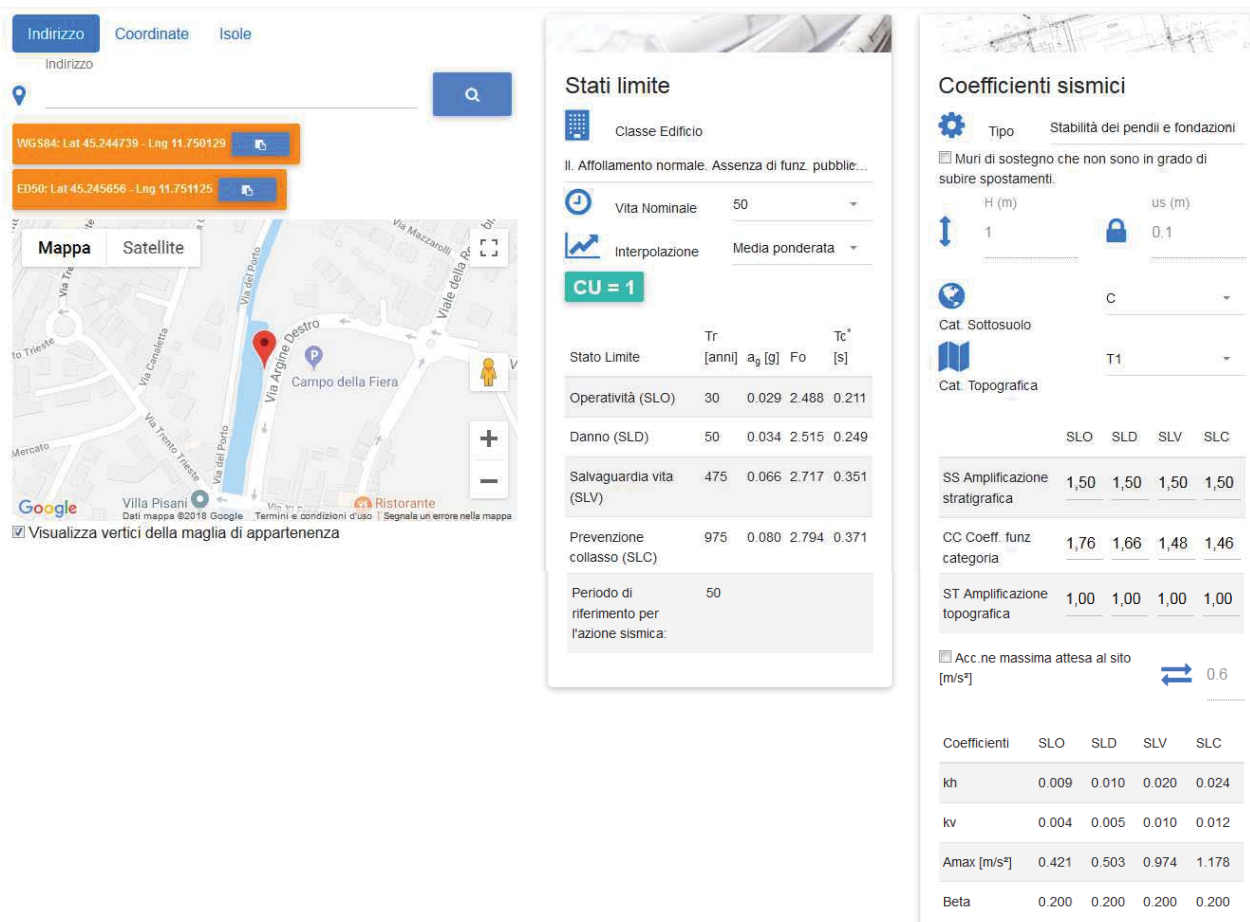


Figura 29: Definizione dei parametri sismici (da Software Geostru PS)

### 5.6.7 VERIFICHE SLU E SLE

Nelle verifiche si sono assunte le condizioni enunciate nei paragrafi precedenti in termini di classificazione geotecnica dei terreni, di risposta sismica locale, di classe d'uso etc. ed assumendo le combinazioni di calcolo sopra citate si è ricavato il carico agente sulle fondazioni sopra indicate per la struttura in progetto.

Nei calcoli successivi si è considerato lo stato limite ultimo SLV e di esercizio SLD.

Le Tabelle sottostanti indicano i risultati; mentre di seguito vengono riportati il Carico limite (Q), la

Resistenza di progetto ( $R_d$ ), il Fattore di sicurezza ( $F$ ) tra il Carico limite e la Pressione normale di progetto e la verifica o meno del rapporto  $Ed \leq R_d$ .

La fondazione, con le geometrie stratigrafiche emerse dalle indagini, poggerà su uno strato prevalentemente "incoerente", si sono infatti eseguite le verifiche nelle condizioni drenate.

## Modello 1

### Condizioni Drenate

<b>Fondazione a platea <math>B=3\text{ m} - L=50\text{ m} - D=2\text{ m}</math></b>				
Condizioni	Nome combinazione	Tipo	Pressione normale di progetto $[kN/m^2]$	Cedimento edometrico con metodo di Terzaghi al centro (cedimento dopo $T=10$ anni) $[cm]$ e fondazioni flessibili
drenate	A1+M1+R3	Progetto	<b>119.33</b>	5.75
	Sisma	Progetto	<b>119.33</b>	
	S.L.E.	Servizio	<b>119.33</b>	
	S.L.D.	Servizio	<b>119.33</b>	

verifica condizioni drenate:

#### Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite $[Qult]$ $(kN/m^2)$	Resistenza di progetto $[R_d]$ $(kN/m^2)$	Tensione $[Ed]$ $(kN/m^2)$	Fattore sicurezza $[Fs=Qult/Ed]$	Condizione di verifica $[Ed < R_d]$	Costante sottofondo $(kN/m^3)$
A1+M1+R3							
*	HANSEN (1970)	357.98	155.64	119.33	3	Verificata	143195
SISMA							
	HANSEN (1970)	357.98	155.64	119.33	3	Verificata	143195

## Modello 2

### Condizioni Drenate

<b>Fondazione a platea <math>B=3\text{ m} - L=50\text{ m} - D=2\text{ m}</math></b>				
Condizioni	Nome combinazione	Tipo	Pressione normale di progetto $[kN/m^2]$	Cedimento edometrico con metodo di Terzaghi al centro (cedimento dopo $T=10$ anni) $[cm]$ e fondazioni flessibili
drenate	A1+M1+R3	Progetto	<b>80.88</b>	343
	Sisma	Progetto	<b>80.88</b>	
	S.L.E.	Servizio	<b>80.88</b>	
	S.L.D.	Servizio	<b>80.88</b>	

verifica condizioni drenate:

#### Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite $[Qult]$ $(kN/m^2)$	Resistenza di progetto $[R_d]$ $(kN/m^2)$	Tensione $[Ed]$ $(kN/m^2)$	Fattore sicurezza $[Fs=Qult/Ed]$	Condizione di verifica $[Ed < R_d]$	Costante sottofondo $(kN/m^3)$
A1+M1+R3							
*	HANSEN (1970)	242.63	105.49	80.88	3	Verificata	9705.38
SISMA							
	HANSEN (1970)	242.63	105.49	80.88	3	Verificata	9705.38

**In definitiva, assumendo, caoteticamente, il Modello 2 e, quindi, un carico di progetto pari a  $\sim 80.88 \text{ kN/m}^2$  si evince che questo soddisfa le condizioni riguardo i cedimenti.**

Da notare che, in genere, l'aumento della profondità del piano di posa (D) produce un conseguente aumento della  $q_{lim}$  per l'effetto stabilizzante del sovraccarico laterale; al contrario la diminuzione di D produce la riduzione anche della  $q_{lim}$ .

#### 5.6.8 CONSIDERAZIONI PER LE FONDAZIONI NASTRIFORMI

Dallo sguardo ai cedimenti calcolati con le fondazioni ed i carichi ricavati, si osserva che:

- Per le strutture con fondazioni nastriformi Sowers(1962)<sup>4</sup> fissa, per strutture con murature portanti, un cedimento ammissibile di 2.5-5 cm
- “In linea di massima sembra che per le costruzioni correnti la distorsione angolare massima ammissibile debba essere inferiore a 1/600 per le murature ed a 1/1000 per il cemento armato”<sup>5</sup>
- Dall'analisi dei risultati emerge che considerando il Modello geotecnico 2 non si superano i valori limite fissati da Sowers in termini di cedimenti totali
- Si consiglia di irrigidire l'apparato fondale del muro sull'intero orizzonte fondale, per evitare zone di cerniera con conseguente richiamo delle distorsioni.
- Per le fondazioni nel canale si rimanda al progettista, dopo la definizione dei carichi, ad adeguato dimensionamento delle opere fondali profonde atte a limitare lo scalzamento causa flusso idrico.
- Qualora però sia necessario scaricare in fondazione carichi totali maggiori di quelli consigliati, sarà cura del progettista o di chi incaricato approfondire idoneamente l'analisi geotecnica per il dimensionamento dei sistemi fondali più opportuni
- Del carico di esercizio ricavato si terrà conto al fine di mantenere condizioni geotecniche di stabilità del sistema “opera-terreno” sia nei confronti della resistenza sia della deformabilità.

#### 5.6.9 CENNI SUI MURI DI SOSTEGNO IN ALVEO

L'opera in esame rientra tra le opere spondali di sostegno ovvero tra le opere che svolgono la funzione di stabilizzare le sponde dei corsi d'acqua sia rispetto a fenomeni di instabilità gravitativa sia nei confronti dell'azione idrodinamica della corrente.

L'influenza di queste opere sul regime della corrente è limitata alla modifica della scabrezza dell'alveo. Queste strutture debbono sempre essere progettate eseguendo verifiche statiche di moto rigido e valutando gli effetti idrodinamici della corrente in termini di tensioni di trascinamento. La stabilità di questo tipo di strutture può essere anche seriamente compromessa a causa dei

<sup>4</sup> Sowers G.F.(1962), Shallow foundations, McGraw-Hill, New York

<sup>5</sup> Colombo P. Colleselli F. (2004) Elementi di Geotecnica, Zanichelli editore, Bologna p.392

fenomeni di scalzamento determinati dall'erosione dell'alveo ad opera della corrente.

Questi processi possono essere accentuati localmente dalla variazione di scabrezza dovuta all'opera di difesa stessa, pertanto il posizionamento del piano di fondazione deve essere effettuato con molta attenzione e spesso in maniera conservativa data l'incertezza che presenta la valutazione delle profondità di escavazione della corrente.

Il pericolo di erosione e di scalzamento può essere contrastato anche con protezioni al piede mediante un taglione o con colonne accostate di jet-grouting. Poiché i muri di sponda sono soggetti all'azione delle forze di trascinamento dovute alla corrente, all'abrasione dovuta al trasporto solido ed all'impatto dei materiali più grossolani sia al fondo che fluitati, è necessario scegliere accuratamente la tipologia di muro prevedendo eventualmente rivestimenti protettivi adeguati.

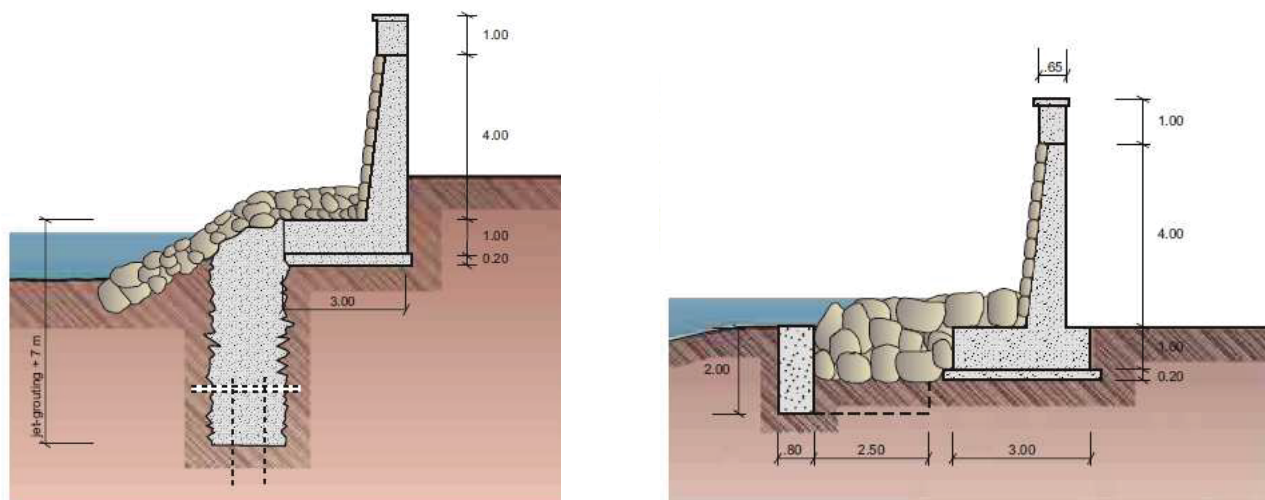


Figura 30. Esempio costruttivo relativo alla protezione di muri di sponda lungo il fiume Isarco. Lo scalzamento è prevenuto mediante un piccolo taglione o mediante jet-grouting. Si osservi che oltre alla protezione in profondità, si è impiegato un rivestimento in blocchi esteso alla zona del muro soggetta all'azione del trasporto solido.



Figura 31. Esempio di opera di sostegno spondale realizzata in cemento armato con cassaforma a perdere rivestita in pietrame. Il tubo in PVC materializza la feritoia per il drenaggio.

## 6 CONCLUSIONI

In questo scritto si sono illustrate le analisi di capacità portante SLU e quelle relative agli stati SLE - SLD basandosi sulle direttive contenute nelle NTC 2018. A completamento dei risultati si consiglia di:

- Di non superare il carico di esercizio" consigliato, per le fondazioni considerate.
- Impostare qualsiasi fondazione con larghezza  $B \geq 0.8$  m per evitare il fenomeno di punzonamento.
- Provvedere a garantire la sicurezza cantiere mediante opere di sostegno del fronte per scavi con profondità maggiore di 1,5 m da p.c. attuale.
- Mettere in atto ogni attenzione progettuale (es. sostegni provvisori/permanenti, movimenti terra, macchine operatrici, sconfinamento idraulico dell'area, etc) per non compromettere l'equilibrio attuale tra strutture/infrastrutture esistenti ed il terreno sul quale si andrà ad operare.
- Adottare adeguate e calcolate opere di drenaggio (well points) se le condizioni del carico idraulico sotterraneo stagionale le rendessero necessarie per la sicurezza e la stabilità del sistema terreno÷opere fondali÷strutture, in fase di costruzione.
- Qualora in fase esecutiva si riscontri l'impossibilità di evitare l'appoggio, per tutte le opere previste, su terreni a differente comportamento deformativo sarà opportuno bonificare il terreno più scadente asportandolo, se di modesta quantità, oppure costipandolo, in modo da migliorare le sue caratteristiche di resistenza e di deformabilità.
- Non alterare, con le prevedibili risagomature del terreno superficiale, in maniera significativa l'attuale regime di deflusso superficiale.
- Qualora la modifica idrologica del suolo sia significativa, relativamente alle disposizioni delle autorità competente in materia di sicurezza idraulica, si provvederà a mitigare le azioni al fine di garantire l'invarianza idraulica prescritta dalla normativa vigente.

Inoltre, si rammenta che:

- Il progetto dell'opera deve esaminare con completezza tutte le fasi costruttive, individuando eventuali aspetti di criticità ed il loro effetto sull'ambiente circostante. Criticità e pregiudizî di tipo geologico per la realizzazione dell'opera, evidenziati in fase costruttiva, dovranno essere comunicati a tecnico competente. In ottemperanza alle Norme tecniche per le costruzioni, la fase geognostica si conclude, infatti, ad opera ultimata.
- Il progettista, nelle verifiche nei confronti degli stati ultimi e di esercizio, deve tener conto che  $E_d$  (valore di progetto dell'azione) è  $\leq$  di  $R_d$  (valore di progetto della resistenza del terreno).
- Trattandosi di terreni stratificati con differenti qualità geotecniche si ribadisce, in sede esecutiva, l'opportunità di confrontare la caratterizzazione geologico-tecnica assunta in questa Relazione e la condizione effettiva, differendo di conseguenza il progetto esecutivo.



# SEZIONE IDRAULICA

## 7 PREMESSA

La presente valutazione viene redatta sia ai sensi del punto "Ambito di applicazione" dell'Allegato A alla Delibera della Giunta Regionale n. 2948 del 06.10.2009, sia per adempiere alle prescrizioni del Genio Civile formulate con prot. n.356752/2016.

Basandosi su quanto indicato nel suddetto "punto" della DGR 2948/2009, nonché sugli elaborati progettuali sinora visionati si ritiene che l'opera, intesa anche come variante urbanistica oltre che idraulica, rientri nella categoria di "asseverazione tecnica".

## 8 NORMATIVA

Si riporta di seguito una sintesi delle normative attinenti agli argomenti trattati in questo scritto.

- L.R. 3/1976 recante "Comprensori di bonifica idraulica".
- L.R. del 01/03/1986, n. 9, recepimento regionale della allora legge Galasso.
- L. 18 maggio 1989 n. 183 - Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo, successivamente modificata dalle leggi n. 253/90, n. 493/93, n. 61/94 e n. 584/94.
- L. 3 agosto 1998, n. 267 - Individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici.
- D.G.R. 962 del 01/09/1998 recante "Definizione della rete idrografica regionale principale".
- D.G.R. n. 3637 del 13.12.2002 - Indirizzi operativi e le linee guida per la verifica della compatibilità idraulica delle previsioni urbanistiche
- L.R. 13.4.2001 n. 11 – Norme per il governo del territorio.
- L.R. 234.2004 n. 11 - Nuova disciplina regionale per il governo del territorio.
- D.G.R. n. 4453 del 29 dicembre 2004 - Piano di Tutela delle Acque.
- D. Lgs. n. 152 del 115.2006 ss.mm.ii. - Norme in materia ambientale.
- D.G.R.V. n. 1322 del 105.2006 L. 3 agosto 1998, n.267- Individuazione e perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idrogeologico. Nuove indicazioni per la formazione degli strumenti urbanistici.
- All. A D.G.R. n. 1322 del 10 maggio 2006: Valutazione di compatibilità idraulica per la redazione degli strumenti urbanistici
- L.R. 12/2009: Piano Generale di Bonifica e di Tutela del Territorio.
- P.T.C.P. della Provincia di Padova: approvato con DGR. n.4234 del 29.12.2009 (app. var. parz. all'art.35 N.T. del PTCP 2013)
- P.A.T.I. Monselicense
- P.A.T. del Comune di Monselice
- Primo aggiornamento del Piano di Gestione delle Acque approvato il 04.3.2016 dal Comitato Istituzionale congiunto dell'Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta e Bacchiglione e dell'Adige che coordinano il Distretto delle Alpi Orientali adotta il primo aggiornamento del Piano di Gestione delle Acque.
- Primo Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni approvato il 04.3.2016 dal Comitato Istituzionale congiunto dell'Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta e Bacchiglione e dell'Adige che costituiscono il Distretto delle Alpi Orientali.
- Primo aggiornamento del Piano di gestione dei bacini idrografici delle Alpi Orientali previsto dalla Direttiva 2000/60/CE approvato in Gazzetta Ufficiale (n. 25 del 31.1.2017) con il DPCM 27 ottobre 2016.

## 9 VALUTAZIONE IDROLOGICA - IDRAULICA

### 9.1 CLASSE D'INTERVENTO

Per la componente urbanistica del progetto, come indicato dalla DGR n. 1322/2006 e ss.mm.ii., la necessità dell'invarianza idraulica richiede al pianificatore del cambiamento dell'uso del suolo di provvedere a mitigare o sanare il consumo del suolo mediante la messa in opera di azioni (es. invaso di laminazione, etc) atte a regolare le piene e, quindi, a mantenere le condizioni di sicurezza territoriale nel tempo almeno alle condizioni ante operam se non a migliorarle. Questo deve essere supportato da calcoli dei volumi idrici da invasare.

L' intervento andrà a modificare l'attuale uso del suolo, che è attualmente costituito dall'alveo del canale Bisatto e dell'arginatura, seppur già antropizzata.

L'area oggetto d'intervento progettuale ha una superficie compresa nella la classe 1 "trascurabile impermeabilizzazione potenziale".

Classe di Intervento	Definizione
Trascurabile impermeabilizzazione potenziale	intervento su superfici di estensione inferiore a 0.1 ha
Modesta impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 0.1 e 1 ha
Significativa impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici comprese fra 1 e 10 ha; interventi su superfici di estensione oltre 10 ha con $Imp < 0,3$
Marcata impermeabilizzazione potenziale	Intervento su superfici superiori a 10 ha con $Imp > 0,3$

Figura 32 Classi d'intervento per l'invarianza idraulica (da DGR 2948/2009):.

nel caso di trascurabile impermeabilizzazione potenziale, è sufficiente adottare buoni criteri costruttivi per ridurre le superfici impermeabili, quali le superfici dei parcheggi.

## 10 RETE IDRAULICA

Il Canale Bisatto, completamente arginato, svolge una funzione di regolamentazione delle acque del fiume Bacchiglione nei momenti di piena e di irrigazione di ampie zone agricole delle province di Vicenza e di Padova.

Il canale Bisatto comincia da Longare (Vi) dove, mediante una chiusa riceve le acque del F. Bacchiglione. esso costeggia prima i Monti Berici e poi i Colli Euganei toccando Este, dove tramite chiusa, riceve acqua dal fiume Frassine, poi Monselice e termina il suo percorso a Battaglia Terme dove incontra le acque del canale Battaglia proveniente da Padova.

A Battaglia Terme le acque dei due canali, tramite una chiusa e una conca di navigazione che permette alle imbarcazioni di superare un dislivello idrico di sette metri, danno origine al canale Vigenzone. A Bovolenta il canale Vigenzone versa le proprie acque nel fiume Bacchiglione



Un'altra asta idraulica importante è il canale LEB, che ha come utilizzo anche quello di deviare le piene del Canale Bisatto nel Bacchiglione in caso di eventi eccezionali trasformandolo in un bacino di invaso preservando dagli allagamenti le Valli di Fimon e la Riviera Berica.

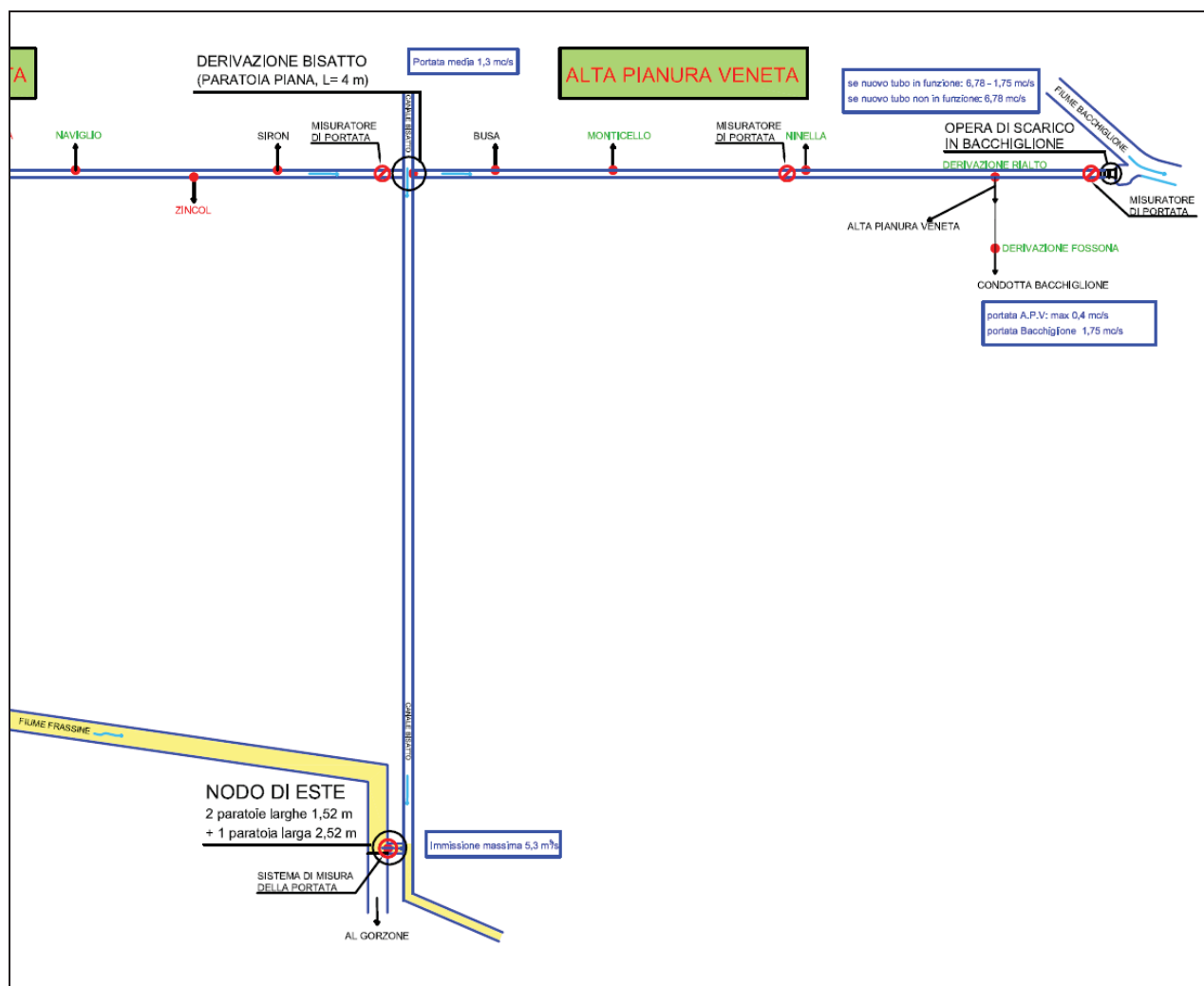


Figura 35. Quadro sinottico LEB in corrispondenza del C. Bisatto

## 11 OPERA IN PROGETTO E CONDIZIONE IDRAULICA LOCALE

Dall'analisi degli elaborati progettuali ricevuti sinora si possono fare le seguenti valutazioni:

- L'arretramento della sponda arginale con la realizzazione di un diaframma continuo costituito da un muro di sostegno in calcestruzzo comporta un miglioramento delle condizioni idrauliche rispetto alla condizione esistente in quanto viene ampliato la sezione idraulica locale.
- L'arretramento verso terra del muro arginale rispetto a quello esistente è di circa 1.5 m
- La messa in opera di una "linea di contenimento" realizzata con paratoie su gargami fissi e/o removibili porta anch'essa ad una maggiore sicurezza idraulica della sponda e delle superfici in destra orografica dato che tale fascia perimetrale, argine compreso, risulta avere una

quota inferiore rispetto all'argine sinistro di Via Del Porto.

- Gli elementi di contenimento saranno posti a partire dal muretto che affianca il Ponte di ferro (Via Trento e Trieste) sino all'argine inerbito e dotato di quota maggiore a valle dell'intervento progettuale previsto. L'opera, per motivi di sicurezza, è prevista a ridosso del filare di alberi esistenti sul lato verso il canale. Viene previsto un passo di circa 2 metri per la parte compresa fra il ponte ed il nuovo intervento (cavana) ed invece uno di circa 1,45 metri di fronte all'intervento per inserire questi elementi in modo coordinato con le caratteristiche del progetto.

Il confronto tra il profilo del canale trasversale di progetto ed esistente nella zona della costruzione della Cavana è riportato in figura seguente:

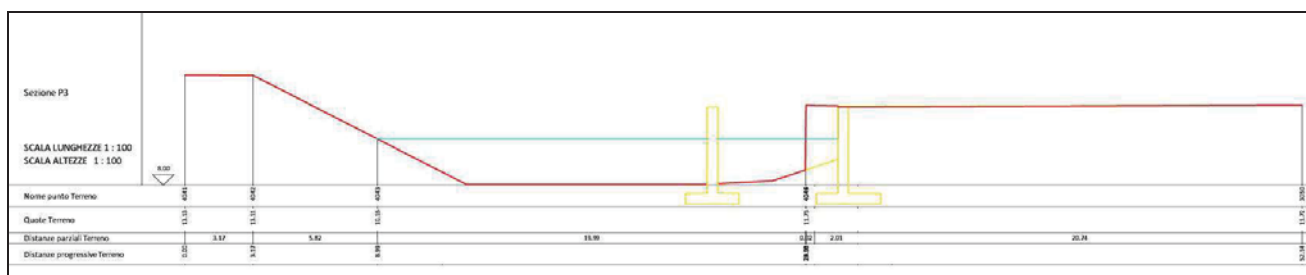


Figura 36. Sezione trasversale tipo in corrispondenza della Cavana, in rosso è evidenziata la sezione esistente mentre in giallo la sezione di progetto.

## 12 PRESCRIZIONI

In base a quanto sopra riportato, nella fase di costruzione/esecutiva si consiglia di

- Mantenere in condizioni di efficienza sia il canale, a cura dell'ente gestore, sia le fasce di pertinenza perimetrali (a cura dell'ente amministrativo) provvedendo alla periodica pulizia le caditoie stradali presenti o limitrofe alla zona qui studiata. Le caditoie infatti, oltre che allontanare l'acqua dalle strade, funzionano anche come tanti piccoli invasi temporanei,
- I pilastri isolati posti in alveo, così come riportato negli elaborati grafici, dovranno rimanere tali in modo tale garantire il libero deflusso delle acque.

Infine, richiamando per le opere quanto normato dalla DGR 2948/2009:

- Nel caso di trascurabile impermeabilizzazione potenziale, è sufficiente adottare buoni criteri costruttivi per ridurre le superfici impermeabili, quali le superfici dei parcheggi;
- Dovranno essere limitate al minimo necessario le superfici impermeabili, lasciando ampia espansione alle zone a verde; le pavimentazioni destinate a parcheggio dovranno essere di tipo drenante, o comunque permeabile, realizzate su opportuno sottofondo che ne garantisca l'efficienza, con esclusione delle aree destinate ai portatori di handicap a ridosso della viabilità principale.

con il contributo di Chiara Zani, ingegnere



*Baratto Filippo*  
Baratto Filippo, geologo

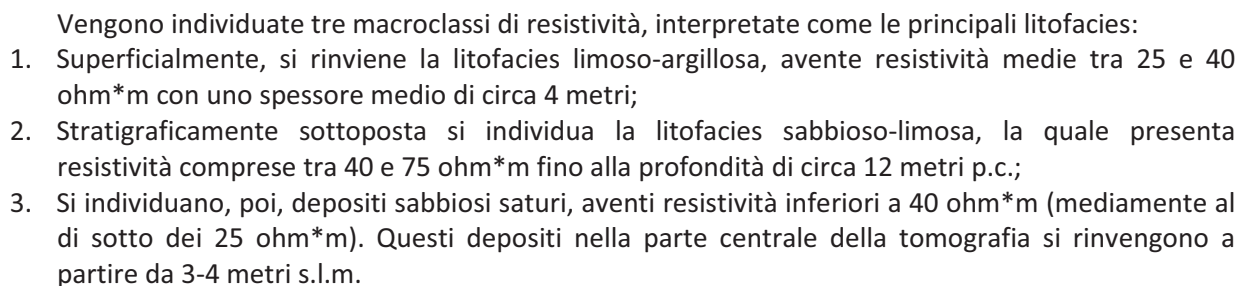


# ALLEGATI:

## ALLEGATO 1

DPM 1  
ZONA DI PROGETTO

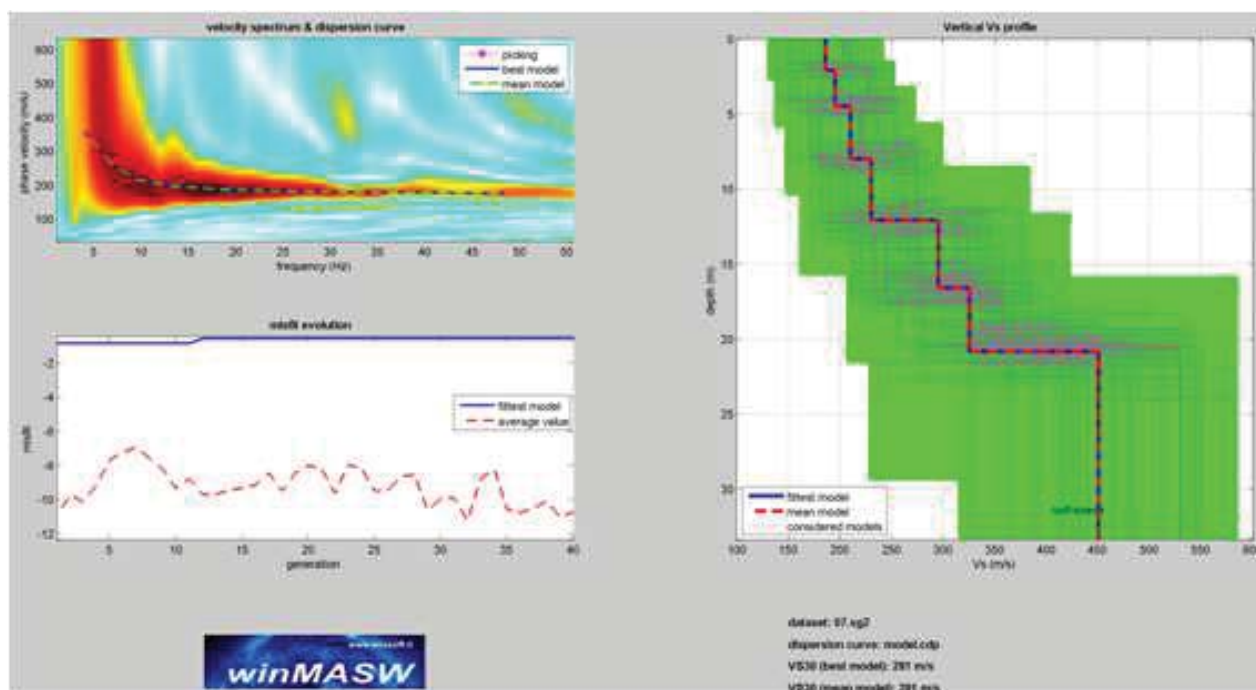
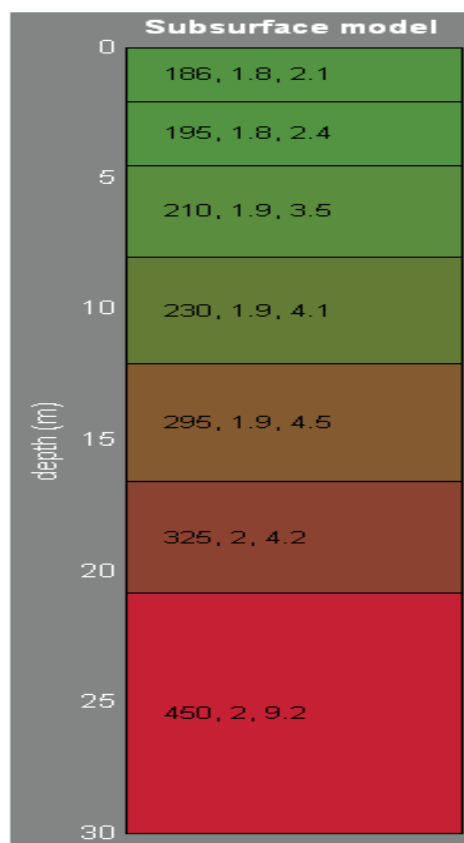
PARAMETRI GEOTECNICI: RIASSUNTO DATI								
N.	Prof.(m)	Nspt eq.	Phi picco(°)	Phi c.v.(°)	Gamma(kg/mc)	Dr %	Cu(kg/cm <sup>q</sup> )	EY(kg/cm <sup>q</sup> )
1	0.1	8	29.3	28.1	1833.33	28.0		197.91
2	0.2	28	35.4	29.1	1890.0	62.0		1228.03
3	0.3	31	36.3	29.4	1862.5	66.0		1426.06
4	0.4	70	41.0	31.3	1900.0	85.0		3967.91
5	0.5	73	41.0	31.3	1900.0	85.0		4101.43
6	0.6	14	31.2	28.1	1820.0	41.0		438.98
7	0.7	10	30.0	27.8	1800.0	35.0		270.28
8	0.8	7	29.0	28.3	1800.0	25.0		164.93
9	0.9	6	28.7	28.4	1766.67	22.0		134.19
10	1.0	6	28.7	28.4	1766.67	22.0		134.19
11	1.1	6	28.7	28.4	1766.67	22.0		134.19
12	1.2	7	29.0	28.3	1800.0	25.0		164.93
13	1.3	8	29.3	28.1	1833.33	28.0		197.91
14	1.4	7	29.0	28.3	1800.0	25.0		164.93
15	1.5	7	29.0	28.4	1800.0	25.0		164.93
16	1.6	5	28.3	28.3	1733.33	18.0		105.73
17	1.7	5	28.3	28.3	1733.33	18.0		105.73
18	1.8	100	41.0	31.7	1900.0	85.0		4318.02



## ALLEGATO 3

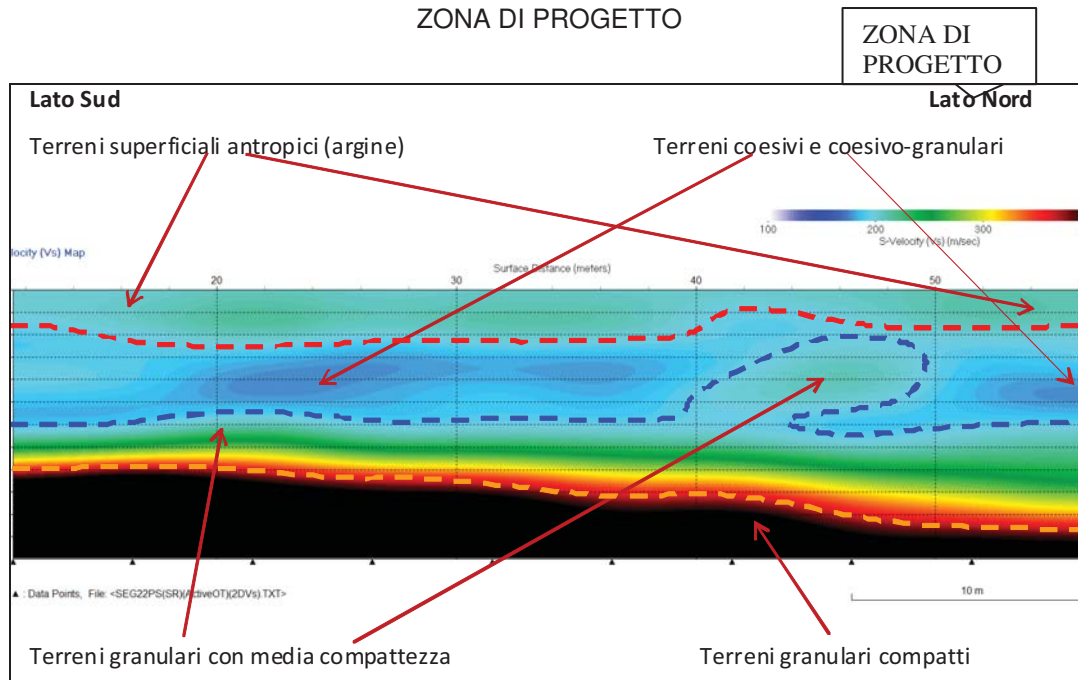
### INDAGINE SISMICA - MASW 1D

ZONA DI PROGETTO





## ALLEGATO 4 TOMOGRFIA SISMICA - MASW 2D ZONA DI PROGETTO



- Il primo intervallo registra velocità variabili tra 100 m/s e 200 m/s con una profondità media di 12 m p.c. Queste velocità sono imputabili a terreni coesivi (100 m/s) e coesivi-granulari (200 m/s) poco addensati.
- Il secondo intervallo registra una velocità variabile tra 200 e 350 m/s. Queste velocità sono imputabili a terreni granulari con media compattezza a partire da 12 m p.c.: nella parte finale della tomografia, si individua una lente intercalata all'interno dei depositi più coesivi e si rinvencono a partire da 4-6 m p.c.
- Il terzo intervallo registra una velocità media superiore a 350 m/s. Queste velocità individuano i terreni granulari ad elevata compattezza con profondità da 16 m p.c. (lato sud) fino a 22 m p.c. (lato nord).



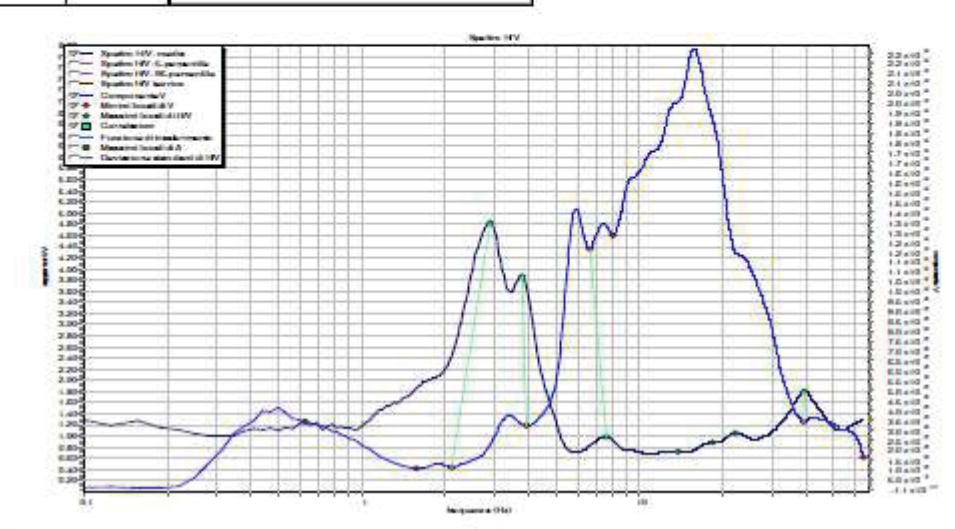
VEDASI ANCHE ALLEGATO FUORI TESTO



## ZONA DI PROGETTO

N.	H(m)	Vs(m/s)
1	0.8	145
2	9.42	306
3	19.65	308
4	76.79	782
5	Oltre	1517

Close site: B - Veq/mio: 374.4

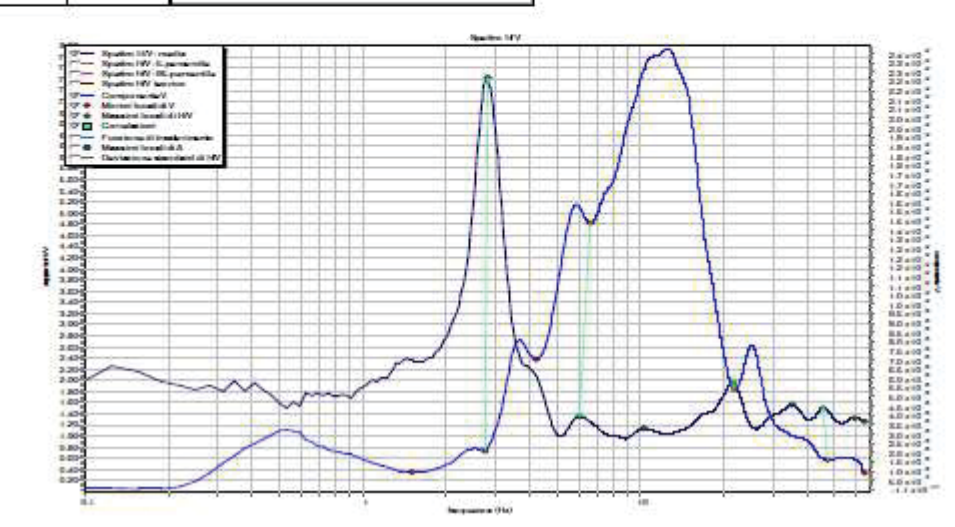
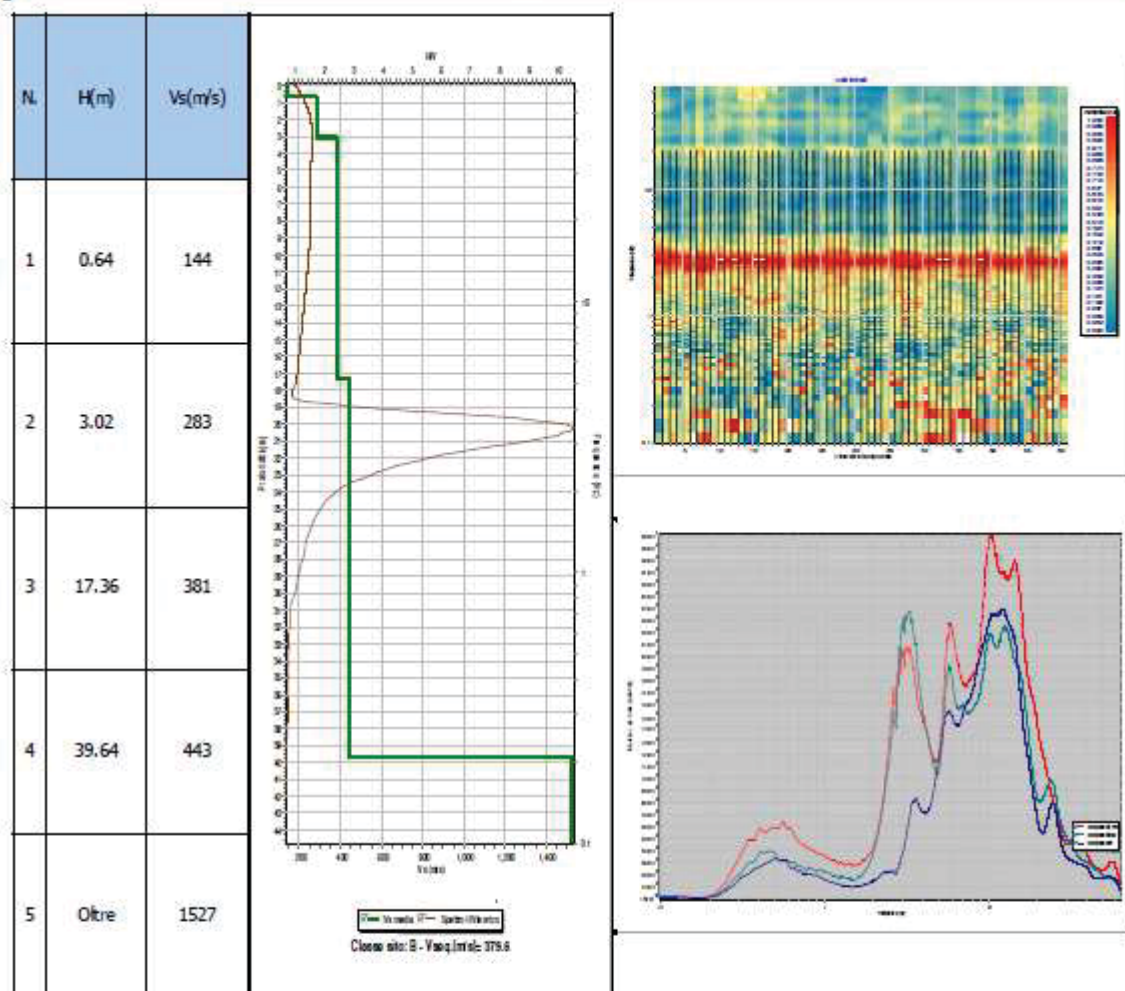


# ALLEGATO 6

## HVSR MS002

### ZONA DI PROGETTO

#### Riassunto interpretazione HVSR MS002

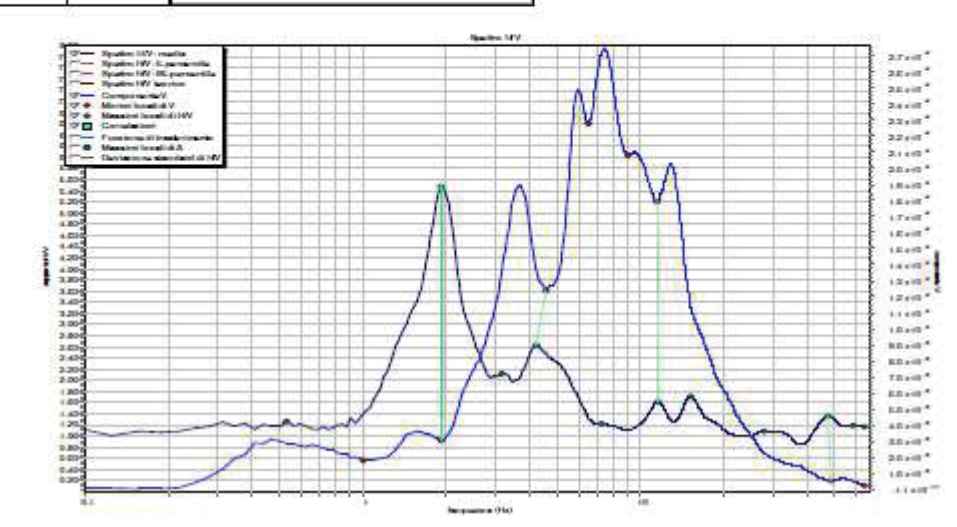
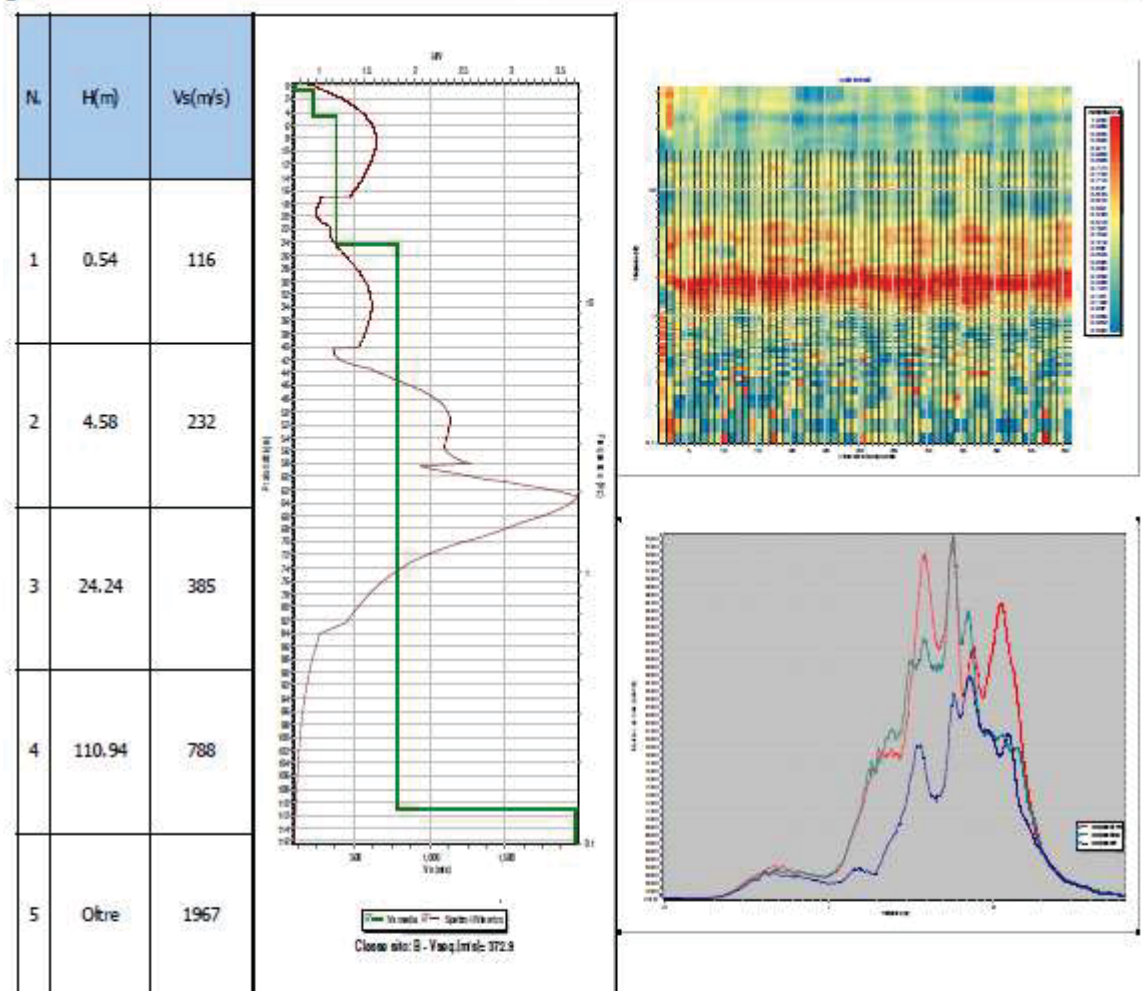


## ALLEGATO 7

## HVSr MS003

C/O CPT 4 GEORICERCHE

Riassunto interpretazione HVSr MS003





## ALLEGATO 8

### C/O PONTE DI FERRO

## CPT 1-V, CPT 2-V

Stratificazione schematica media ricavata dalle prove cpt 1 e 2 (modello geotecnico)

Strato	m da p.c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA <sup>(1)</sup>	PARAMETRI GEOTECNICI (Kg/cm <sup>2</sup> )				
			Rp Kg/cmq	Cu Kg/cmq	$\phi^\circ$	$\gamma_{d-s}$ g/cmc	$\alpha$
1	0.0-1.6	Riporto di cotto trachite e calcari, ghiaia in matrice limosa sabbiosa	60	/	/	/	/
2	1.6-1.8	Limo argilloso	20	0.75	/	1.80	3-6
3	1.8-2.2	Sabbia limosa sciolta	20	/	26	1.80	/
4	2.2-2.8	Limo argilloso sabbioso sciolto	10	0.45	25	1.75	3-6
5	2.8-5.4	Sabbia limosa	45	/	30	1.90	/
6	5.4-7.6	Sabbia limosa mediamente addensata	90	/	30	2.00	/
7	7.6-8.8	Limo argilloso a tratti sabbioso	15	0.5	/	1.77	3-6
8	8.8-12.0	Sabbia sabbia media a tratti limosa, da mediamente addensata ad addensata	100-260	/	31-34	2.05	/

(1) L'interpretazione litologica è dedotta dai dati delle prove penetrometriche ed ha valore indicativo delle litologie presenti

(tratto da elaborato GeoTecnica)

# ALLEGATO 9

## CPT 1

### CPT GEORICERCHE (RIELABORATO)

N.	Prof.(m)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	Descrizione	qcn1 (kg/cmq)	Gamma( kg/mc)	Phi picco(°)	Phi c.v.(°)	Dr %	Young(kg /cmq)	Eedom(k g/cmq)	Cu(kg/cm q)	Cusals(kg /cm)	C'(kg/cm q)	G0(kg/c mq)	Vs(m/s)
1	0.2	42	0.87	Sabbia e limo	300.3	1914	45	35.3	85	84	69.2				275	139
2	0.4	42	0.87	Sabbia e limo	173.4	1914	45	35.3	85	84	69.6				275	139
3	0.6	42	0.93	Sabbia e limo	134.2	1924	43.1	33.3	85	84	70				275	139
4	0.8	63	0.87	Sabbia o sabbia e ghiaia	170.1	1914	43.5	33.8	85	126	71.2				352	183
5	1	22	0.8	Limo e argilla	52.4	1900					37	1.984	0.04	0.04	185	97
6	1.2	16	0.8	Limo e argilla	34.5	1900					56	1.435	0.05	0.03	152	84
7	1.4	14	0.87	Limo e argilla	27.8	1914					49	1.25	0.06	0.03	140	80
8	1.6	30	0.8	Sabbia e limo	55.4	1900	36.5	30.7	60.7	60	52.6				224	114
9	1.8	42	0.87	Sabbia e limo	72.9	1914	37.5	30.6	69.2	84	60.2				275	139
10	2	44	0.8	Sabbia e limo	72.3	1900	37.2	30.7	68.2	88	59.9				283	143
11	2.2	38	0.73	Sabbia e limo	60.1	1885	36.2	30.8	61.4	76	54.6				258	130
12	2.4	40	0.8	Sabbia e limo	61.9	1900	36.2	30.8	62	80	55.4				267	135
13	2.6	42	0.87	Sabbia e limo	63.6	1914	36.3	30.9	62.7	84	56.2				275	139
14	2.8	37	0.8	Sabbia e limo	54.9	1900	35.5	30.9	57.3	74	52				254	128
15	3	31	0.87	Sabbia e limo	45.1	1914	34.4	30.8	50.3	62	46.4				228	116
16	3.2	40	0.8	Sabbia e limo	57	1900	35.5	31	58.1	80	53.1				267	135
17	3.4	23	0.87	Limo e argilla	32.2	1914					39	2.046	0.11	0.14	190	99
18	3.6	42	0.87	Sabbia e limo	57.8	1914	35.4	31	58	84	53.5				275	139
19	3.8	43	0.87	Sabbia e limo	58.1	1914	35.3	31	58	86	53.8				279	141
20	4	50	0.93	Sabbia e limo	66.4	1924	35.9	31.1	62.4	100	57.7				306	156
21	4.2	54	0.87	Sabbia o sabbia e ghiaia	70.6	1914	36.1	31.1	64.2	108	59.5				320	164
22	4.4	73	0.93	Sabbia o sabbia e ghiaia	93.9	1924	37.5	31.3	73.8	146	68				385	204
23	4.6	52	0.87	Sabbia e limo	65.9	1914	35.7	31.2	61.4	104	57.7				313	160
24	4.8	90	0.93	Sabbia o sabbia e ghiaia	112.4	1924	38.2	31.4	79.6	180	73.6				438	240
25	5	76	0.87	Sabbia o sabbia e ghiaia	93.5	1914	37.2	31.3	73.1	152	68.2				395	210
26	5.2	72	1	Sabbia o sabbia e ghiaia	87.4	1935	36.9	31.4	70.5	144	66.2				382	202
27	5.4	88	0.93	Sabbia o sabbia e ghiaia	105.3	1924	37.7	31.5	76.8	176	72				432	235
28	5.6	76	0.87	Sabbia o sabbia e ghiaia	89.8	1914	36.9	31.4	71.1	152	67.3				395	210
29	5.8	94	0.93	Sabbia o sabbia e ghiaia	109.6	1924	37.8	31.6	77.8	188	73.4				450	248
30	6	63	0.87	Sabbia o sabbia e ghiaia	72.5	1914	35.7	31.3	63.4	126	61.1				352	183
31	6.2	27	0.93	Limo e argilla	30.7	1924					46	2.386	0.17	0.49	210	107
32	6.4	15	0.87	Limo e argilla	16.9	1914					53	1.293	0.18	0.22	146	82
33	6.6	36	0.93	Sabbia e limo	40	1924	32.7	30.9	42.5	72	44.3				250	126
34	6.8	56	0.93	Sabbia o sabbia e ghiaia	61.5	1924	34.7	31.2	57.1	112	56.7				328	168
35	7	62	0.87	Sabbia o sabbia e ghiaia	67.3	1914	35.1	31.3	60.1	124	59.5				349	181
36	7.2	33	0.93	Sabbia e limo	35.4	1924	32	30.8	37.9	66	41.1				237	120
37	7.4	61	1	Sabbia o sabbia e ghiaia	64.8	1935	34.8	31.3	58.4	122	58.6				345	179
38	7.6	58	0.8	Sabbia o sabbia e ghiaia	61	1900	34.5	31.3	56.2	116	57				335	172
39	7.8	18	0.87	Limo e argilla	18.7	1914					63	1.554	0.21	0.27	164	88
40	8	34	0.87	Sabbia e limo	35	1914	31.7	30.7	36.9	68	41.2				241	122
41	8.2	70	0.93	Sabbia o sabbia e ghiaia	71.4	1924	35.1	31.4	61.2	140	62				375	198
42	8.4	116	1	Sabbia o sabbia e ghiaia	117.2	1935	37.5	31.9	78.1	232	77.2				511	294
43	8.6	120	0.93	Sabbia o sabbia e ghiaia	120.1	1924	37.6	32	78.8	240	78.1				522	303
44	8.8	126	0.93	Sabbia o sabbia e ghiaia	124.9	1924	37.7	32	80	252	79.5				538	315
45	9	124	1	Sabbia o sabbia e ghiaia	121.8	1935	37.6	32	79	248	78.8				532	311
46	9.2	155	1	Sabbia o sabbia e ghiaia	150.8	1935	38.5	32.3	85	310	84.9				610	376
47	9.4	164	0.93	Sabbia o sabbia e ghiaia	158.2	1924	38.7	32.5	85	328	85.4				632	395
48	9.6	166	0.87	Sabbia o sabbia e ghiaia	158.7	1914	38.7	32.6	85	332	85.7				636	399
49	9.8	104	0.93	Sabbia o sabbia e ghiaia	98.6	1924	36.4	31.9	71.3	208	72.9				478	269
50	10	82	0.93	Sabbia o sabbia e ghiaia	77.1	1924	35.2	31.6	62.7	164	65.5				414	223
51	10.2	106	0.87	Sabbia o sabbia e ghiaia	98.8	1914	36.3	31.9	71.2	212	73.3				484	273
52	10.4	130	0.93	Sabbia o sabbia e ghiaia	120.2	1924	37.2	32.1	77.8	260	79.6				548	324
53	10.6	94	0.87	Sabbia o sabbia e ghiaia	86.3	1914	35.6	31.8	66.3	188	69.4				450	248
54	10.8	126	1	Sabbia o sabbia e ghiaia	114.7	1935	36.9	32	75.9	252	78.4				538	315
55	11	135	1.33	Sabbia o sabbia e ghiaia	121.9	1978	37.2	32.2	77.9	270	80.5				561	334
56	11.2	190	2	Sabbia o sabbia e ghiaia	170.2	2034	38.8	33	85	380	88.3				691	450
57	11.4	220	1.93	Sabbia o sabbia e ghiaia	195.4	2030	39.4	33.6	85	440	89.5				756	513
58	11.6	230	1	Sabbia o sabbia e ghiaia	202.7	1935	39.5	33.8	85	460	90.1				777	534

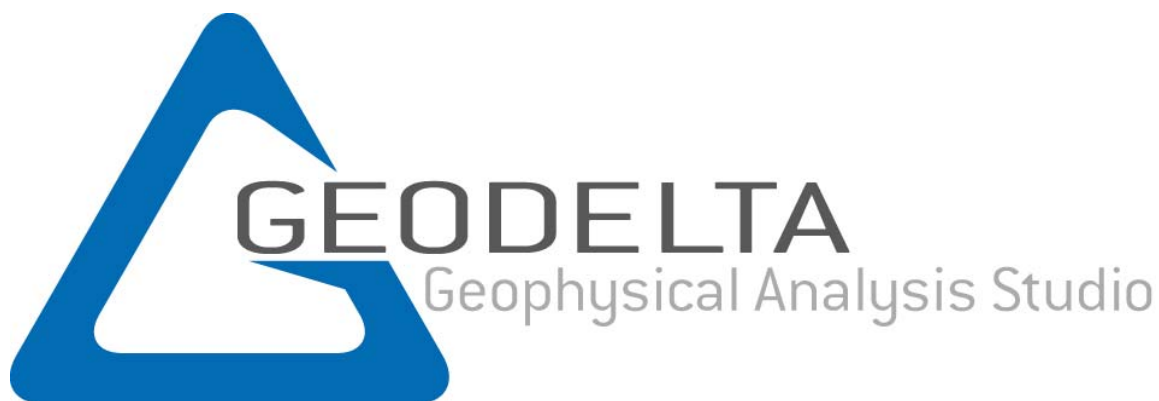


# ALLEGATO 10

## CPT 4

### CPT GEORICERCHE (RIELABORATO)

N.	Prof.(m)	qc (kg/cmq)	fs (kg/cmq)	Descrizione	qcn1 (kg/cmq)	Gamma (kg/mc)	Phi picco(°)	Phi c.v.(°)	Dr %	Young(kg /cmq)	Eedom(k g/cmq)	O.C.R.	Cu(kg/cm q)	Cusals(kg /cm)	C'(kg/cm q)	G0(kg/c mq)
1	0.2	18	0.93	Limo argilloso med.consistente	128.4	1924.16					63	25.98	1.635	0	0.01	164
2	0.4	18	0.87	Limo argilloso med.consistente	74.2	1913.69					63	6.82	1.631	0.01	0.02	164
3	0.6	15	0.67	Limo argilloso med.consistente	48	1871.37					53	2.99	1.355	0.02	0.03	146
4	0.8	11	0.4	Limo sabbioso/argilloso sciolto	30	1782.14					39	1.4	0.988	0.03	0.02	121
5	1	7	0.67	Argilla med.consistente	16.9	1871.37					25	0.6	0.621	0.04	0.01	92
6	1.2	10	0.67	Argilla limosa med.consistente	21.8	1871.37					35	0.78	0.89	0.05	0.02	114
7	1.4	11	0.53	Limo argilloso molle	22.1	1831.7					39	0.77	0.978	0.06	0.02	121
8	1.6	9	0.4	Limo argilloso molle	16.9	1782.14					32	0.54	0.793	0.06	0.02	107
9	1.8	9	0.67	Argilla limosa med.consistente	15.8	1871.37					32	0.5	0.789	0.07	0.02	107
10	2	10	0.73	Argilla limosa med.consistente	16.6	1885.49					35	0.55	0.877	0.08	0.02	114
11	2.2	12	0.67	Limo argilloso med.consistente	19	1871.37					42	0.67	1.055	0.09	0.03	128
12	2.4	13	0.73	Limo argilloso med.consistente	19.6	1885.49					46	0.74	1.143	0.1	0.03	134
13	2.6	12	0.27	Sabbia limosa sciolta	17.4	1710.09	29.8	29.8	17.6	24	19.8					128
14	2.8	5	0.4	Argilla limosa molle	7	1782.14					25	0.22	0.409	0.11	0.01	75
15	3	7	0.47	Argilla limosa molle	9.5	1810.78					25	0.37	0.588	0.12	0.02	92
16	3.2	8	0.4	Limo argilloso molle	10.5	1782.14					28	0.48	0.675	0.13	0.03	100
17	3.4	7	0.33	Limo argilloso molle	8.9	1747.22					25	0.46	0.581	0.14	0.03	92
18	3.6	6	0.67	Argilla med.consistente	7.4	1871.37					30	0.43	0.487	0.15	0.03	84
19	3.8	11	0.53	Limo argilloso molle	13.2	1831.7					39	1.24	0.938	0.16	0.08	121
20	4	9	0.6	Argilla limosa med.consistente	10.5	1852.89					32	1.32	0.753	0.16	0.09	107
21	4.2	17	0.73	Limo sabbioso/argilloso	19.4	1885.49					60	6.21	1.477	0.17	0.29	158
22	4.4	12	0.67	Limo argilloso med.consistente	13.3	1871.37					42	8.74	1.019	0.18	0.17	128
23	4.6	10	0.4	Limo sabbioso/argilloso sciolto	10.9	1782.14					35	6.43	0.834	0.19	0.33	114
24	4.8	7	0.67	Argilla med.consistente	7.4	1871.37					25	3.68	0.558	0.2	0.32	92
25	5	10	0.6	Limo argilloso med.consistente	10.4	1852.89					35	5.72	0.827	0.21	0.32	114
26	5.2	11	0.73	Argilla limosa med.consistente	11.2	1885.49					39	6.17	0.915	0.22	0.36	121
27	5.4	12	0.67	Limo argilloso med.consistente	12	1871.37					42	6.58	1.002	0.22	0.4	128
28	5.6	16	0.33	Sabbia limosa sciolta	15.7	1747.22	27.7	27.7	8.7	32	19.3					152
29	5.8	6	0.4	Argilla limosa molle	5.8	1782.14					30	2.22	0.45	0.24	0.23	84
30	6	7	0.47	Argilla limosa molle	6.7	1810.78					25	2.65	0.538	0.25	0.29	92
31	6.2	8	0.87	Argilla med.consistente	7.5	1913.69					28	3.07	0.625	0.26	0.34	100
32	6.4	52	0.8	Sabbia med.addensata	47.8	1900.33	32.8	31.1	46	104	51.9					313
33	6.6	63	0.87	Sabbia med.addensata	57	1913.69	33.5	31.2	51.8	126	57.3					352
34	6.8	58	0.93	Sabbia med.addensata	51.6	1924.16	33	31.2	48.2	116	54.7					335
35	7	52	0.87	Sabbia limosa med.addensata	45.6	1913.69	32.3	31	43.7	104	51.4					313
36	7.2	25	0.8	Limo sabbioso/argilloso	21.6	1900.33	28.7	28.7	17.8	50	30.3					200
37	7.4	36	0.87	Sabbia argillosa/limosa med.addensata	30.6	1913.69	30.3	30.3	29.7	72	40.6					250
38	7.6	30	0.93	Sabbia argillosa/limosa med.addensata	25.2	1924.16	29.3	29.3	22.7	60	35.3					224
39	7.8	66	0.87	Sabbia med.addensata	54.6	1913.69	33	31.3	49.2	132	58					362
40	8	88	0.93	Sabbia ghiaiosa med.addensata	71.9	1924.16	34.2	31.6	58.4	176	66.5					432
41	8.2	65	1	Sabbia med.addensata	52.4	1935.4	32.6	31.1	47.4	130	57.5					359
42	8.4	86	0.93	Sabbia ghiaiosa med.addensata	68.5	1924.16	33.9	31.6	56.4	172	65.8					426
43	8.6	88	1	Sabbia ghiaiosa med.addensata	69.2	1935.4	33.9	31.6	56.6	176	66.4					432
44	8.8	110	0.93	Ghiaia sabbiosa med.addensata	85.5	1924.16	34.8	31.9	63.7	220	73.3					495
45	9	145	1	Ghiaia sabbiosa med.addensata	111.4	1935.4	36.1	32.4	72.6	290	82					586
46	9.2	110	0.93	Ghiaia sabbiosa med.addensata	83.5	1924.16	34.6	31.9	62.6	220	73.3					495
47	9.4	86	1	Sabbia ghiaiosa med.addensata	64.6	1935.4	33.3	31.5	53.6	172	65.8					426
48	9.6	95	0.93	Sabbia ghiaiosa med.addensata	70.5	1924.16	33.7	31.6	56.4	190	68.8					452
49	9.8	120	1	Ghiaia sabbiosa med.addensata	88.2	1935.4	34.8	32.1	64	240	76.1					522
50	10	106	0.93	Sabbia ghiaiosa med.addensata	77.1	1924.16	34.1	31.9	59.2	212	72.3					484
51	10.2	46	0.87	Sabbia limosa med.addensata	33.1	1913.69	29.9	29.9	30	92	47.5					290
52	10.4	28	0.8	Sabbia argillosa/limosa med.addensata	19.9	1900.33	27.5	27.5	12.5	56	33.4					214
53	10.6	42	0.87	Sabbia limosa med.addensata	29.6	1913.69	29.3	29.3	25.9	84	45					275
54	10.8	13	0.47	Limo sabbioso/argilloso	9.1	1810.78					46	2.67	1	0.46	0.53	134
55	11	8	0.67	Argilla limosa med.consistente	5.5	1871.37					28	1.21	0.542	0.47	0.25	100
56	11.2	11	0.73	Argilla limosa med.consistente	7.5	1885.49					39	1.97	0.811	0.48	0.41	121
57	11.4	14	0.73	Limo argilloso med.consistente	9.5	1885.49					49	2.75	1.08	0.49	0.58	140
58	11.6	12	0.87	Argilla limosa med.consistente	8.1	1913.69					42	2.13	0.895	0.5	0.46	128



Via Muro,16 – 35030 Baone (PD) – info@geodelta.it – Cell. 347.8631217

**RELAZIONE TECNICA GEOFISICA**  
**INDAGINE TOMOGRAFICA ELETTRICA (ERT) ED INDAGINE SISMICA (MASW 2D)**  
**RIQUALIFICAZIONE STRUTTURALE E INFRASTRUTTURALE**  
**DELL'ARGINE DESTRO DEL CANALE BISATTO IN LOCALITA' MONSELICE**  
**PER LA PROMOZIONE DEL TURISMO LOCALE CON PARTICOLARE**  
**RIFERIMENTO A VALORIZZAZIONE DI NAVIGAZIONE FLUVIALE E ESOTERISMO**  
**COMUNE DI MONSELICE (PD)**

Geol. Pier Giorgio Spadon

Baone, Ottobre 2018

Committente:

Geol. Filippo Baratto - Studio Hgeo  
Piazza Vittorio E. II 142 B  
Badia Polesine (RO)

## Indice

1 - Premessa.....	3
2 - Cenni sulla tomografia elettrica .....	3
3 - Lavoro di campagna.....	7
4 - Interpretazione geofisica: Tomografia elettrica .....	8
5 - Cenni sulle tecniche sismiche utilizzate: tomografia sismica attiva Masw 2D ..	11
6 - Operazioni di acquisizione dati .....	15
7 - Lavoro di campagna.....	15
8 - Interpretazione geofisica sismica onde VS .....	15
9 - Conclusioni.....	18
10 - Documentazione fotografica .....	19

## ***1 - Premessa***

Lo scrivente, su incarico dello studio sopra citato, ha eseguito un'indagine geofisica facente parte del progetto per la riqualificazione strutturale ed infrastrutturale dell'argine destro del Canale Bisatto in località Monselice, per la promozione del turismo locale con particolare riferimento alla valorizzazione della navigazione fluviale e dell'esoterismo, nel comune di Monselice (PD) al fine di verificare la natura litologica dei terreni, il contatto tra i terreni superficiali ed la litofacies sabbiosa, nonché l'individuazione del livello della falda freatica e/o eventuali zone di accumulo e saturazione idrica dei terreni.

La tecnica geofisica della Tomografia Elettrica ERT, è stata scelta come metodo di studio perché tra le caratteristiche tecniche che la distinguono, ha la particolare capacità di individuare anche piccole variazioni di resistività nel terreno, sia per profondità oltre 100 m p.c. sia per distanze longitudinali anche chilometriche. Per tali ragioni è risultata la miglior tecnologia disponibile per riuscire ad individuare, le resistività in grado di distinguere il contatto tra i terreni superficiali e litofacies sabbiosa e l'insaturo con il saturo.

Mentre la tecnica geofisica della Sismica MASW 2D, è stata scelta per verificare la presenza di sismostrati, attribuibili a litofacies più granulari e con diverse caratteristiche fisico - meccaniche.

Quindi le indagini geofisiche congiunte premettono una:

1. Ricostruzione, grazie alla taratura con indagini geognostiche dirette (però puntuali), dell'elettrostratigrafia e sismostratigrafia di tutta l'area fino ad una profondità max 20-25 metri p.c. in modo continuo senza interpolazioni tra i vari punti di sondaggio.
2. Verifica in continuo del contatto tra diverse litofacies ed individuazione dei terreni saturi.

## ***2 - Cenni sulla tomografia elettrica***

### **Metodo della resistività:**

La resistività elettrica è senza dubbio una delle proprietà fisiche più utilizzate per l'esplorazione geofisica del sottosuolo, grazie soprattutto all'elevato intervallo di valori che essa può assumere al variare della natura dei corpi investigati.

Tra i metodi più conosciuti, sviluppati per rilevare la sua distribuzione all'interno dei corpi studiati, e senza dubbio uno dei più affidabili, è la cosiddetta geoelettrica, metodo che ricava la distribuzione della resistività elettrica nel sottosuolo, elettricamente disomogeneo, iniettando una

corrente continua mediante due elettrodi conficcati nel terreno, detti convenzionalmente AB, e misurando contemporaneamente la differenza di potenziale (d.d.p.), associata al campo elettrico generato, tra due elettrodi distinti dai primi, detti convenzionalmente MN.

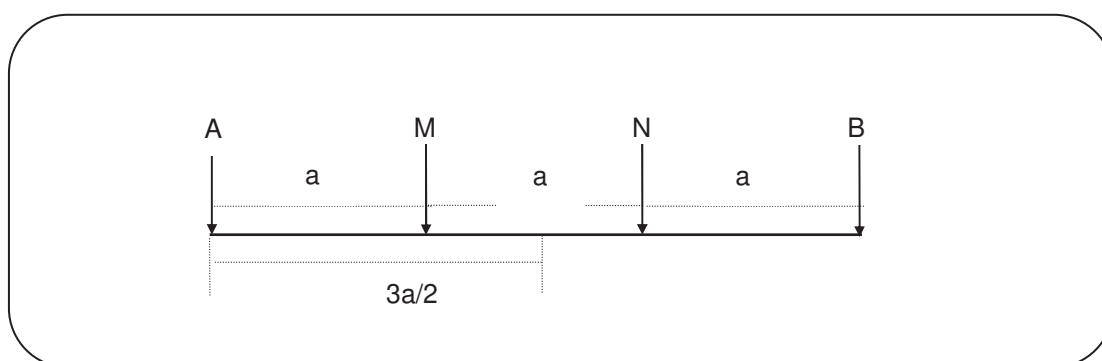


Figura 1: Schematizzazione del dispositivo quadripolare tipo WENNER utilizzato per l'acquisizione dei dati di resistività elettrica. AB: elettrodi di corrente; MN: elettrodi di potenziale.

Variando la distanza tra gli elettrodi A e B, o tra M e N, o tra AB e MN, e misurando ogni volta la corrente immessa agli AB e la differenza di potenziale "d.d.p." risultante agli MN, si ottiene la resistività detta apparente, secondo la nota formula:

$$\rho_a = k \frac{\Delta V}{I} \text{ dove } k = \pi \frac{AM * AN}{MN} \quad (\Omega m)$$

k è la costante geometrica del dispositivo quadripolare e dipende soltanto dalle distanze interelettrodeiche. Questa resistività apparente varia in funzione della posizione reciproca degli elettrodi A, B, M e N, (quadripolo elettrico) in quanto vengono investigate dal passaggio della corrente e dalla misura della risposta in termini di d.d.p. parti diverse del corpo. La pratica geofisica ha privilegiato, per la loro maggiore convenienza in termini di tempi di esecuzione delle misure, alcune combinazioni dei 4 elettrodi A, B, M e N, come ad esempio quella di figura 1, detta quadripolo "Wenner", dove gli elettrodi sono equidistanziati e sullo stesso asse.

A passo costante (distanza interelettrodeica) corrisponde una profondità di investigazione all'interno del corpo all'incirca costante, mentre per ottenere un'informazione anche secondo la profondità occorre allargare progressivamente il passo del quadripolo.

La "tomografia elettrica - ERT" è il metodo che permette di acquisire informazioni in simultanea dipendenza sia della profondità che della distanza orizzontale. Questa metodologia di misura, che nella pratica geofisica costituisce l'evoluzione attuale della prospezione geoelettrica, è stata messa a punto alcuni anni fa (Barker, 1981), sfruttando i progressi dell'elettronica, sia per un'acquisizione automatica sul campo che per un'interpretazione dei dati in termini bi- e tri-dimensionali.



Sfruttando infatti la possibilità di poter utilizzare PC direttamente in campo, essa permette di disporre sul corpo da investigare una quantità molto grande di elettrodi (16, 32, 64 o più), con distanza reciproca dipendente dalla risoluzione e dalla profondità d'indagine richieste, sui quali viene alternativamente mandata la corrente e misurata la differenza di potenziale, in una sequenza preprogrammata. Si ottiene l'evoluzione sia verticale che laterale della resistività apparente, che è uso rappresentare in forma di pseudosezione, cioè come tabella di valori organizzati in un piano di riferimento dove sull'asse orizzontale si riporta la distanza sul terreno e sull'asse verticale un parametro associato alla complessiva larghezza del quadripolo: ad esempio, nel caso del dispositivo Wenner (figura 1) tale parametro è solitamente la semidistanza AB (figura 2).

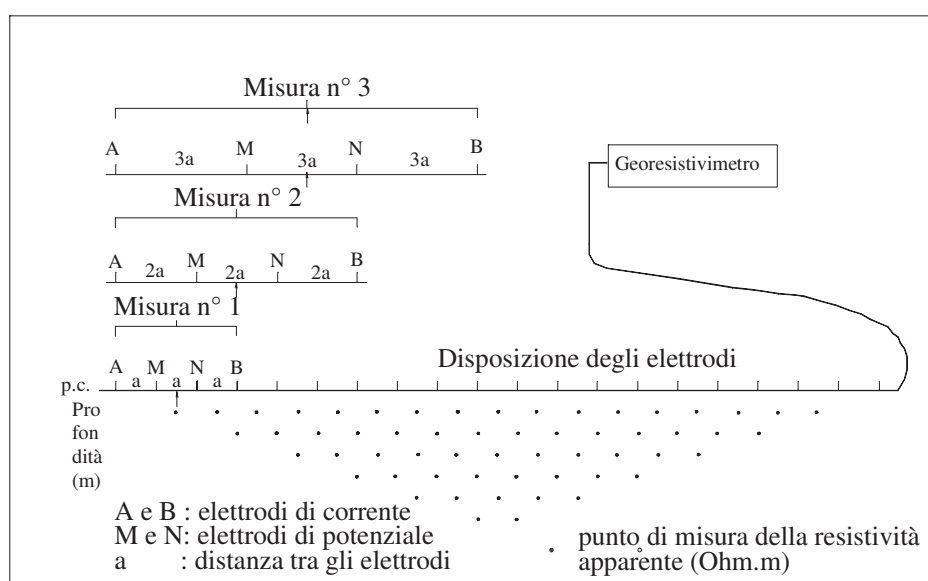


Figura 2: Sistema di acquisizione "tomografica" dei dati utilizzando il dispositivo di WENNER

Si ottiene un grafico nel quale tutti i punti di eguale resistività apparente vengono collegati da una curva detta isoresistiva. Questo quadro deve essere "interpretato" in modo da poter sostituire alle resistività apparenti la geometria della distribuzione ed i valori della resistività reale.

Terreni diversi danno origine a resistività diverse sia in funzione della loro tessitura (in linea di principio i terreni granulari hanno alte resistività mentre i materiali coesivi hanno basse resistività), sia in funzione dei liquidi che contengono (falde in acqua dolce danno alte resistività, falde in acqua salata o percolato come nelle discariche danno basse resistività).

A titolo di esempio vengono di seguito riportate alcune tra le più accreditate correlazioni tra la resistività elettrica e le formazioni alluvionali sciolte di bassa pianura, come quelli presenti nel sito in oggetto, è opportuno ricordare però che a causa di fattori locali quali chimismo e mineralogia dei

terreni, presenza o assenza di acque di impregnazione e loro chimismo si possiamo avere ampie variazioni dei valori di resistività in terreni simili, per questo gli intervalli di resistività di litologie anche molto diverse spesso si sovrappongono.

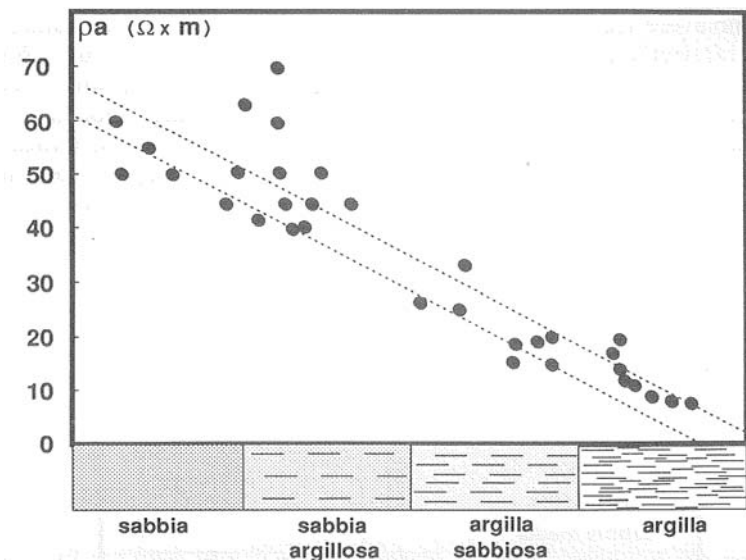


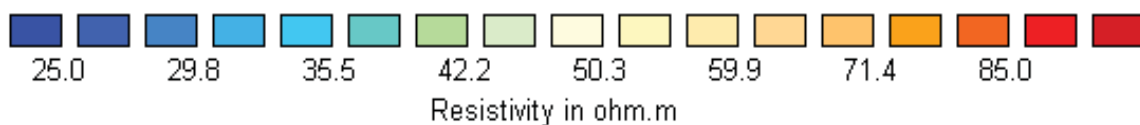
Figura 3: Relazione sperimentale tra resistività elettrica di varie formazioni alluvionali recenti e le loro caratteristiche granulometriche (da Biella et al., 1979).

MATERIALE	INTERVALLO DI RESISTIVITÀ
Arenaria	<sup>4</sup> 60 – 10 Ωm
Argilla	1 – 120 Ωm
Sabbia	100 – 1000 Ωm
Limo	10 - 800 Ωm
Ghiaia	100-5000 Ωm
Calcare	100 – 5000 Ωm
Basalto	<sup>5</sup> 10 – 10 Ωm
Marmo	<sup>8</sup> 100 – 10 Ωm
Granito	<sup>6</sup> 100 – 10 Ωm

Tabella 1: Intervalli di resistività dei terreni e rocce.

Nel lavoro in esame sono state semplificate 3 macro categorie di terreni resistivi:

1. Litofacies limoso-argillosa: resistività medie tra 25 e 40 ohm\*m;
2. Litofacies sabbioso-limosa: resistività tra 40 e 75 ohm\*m;
3. Litofacies sabbiosa satura: resistività inferiori a 40 ohm\*m.



Come risulta evidente osservando i valori riportati in tabella 1, anche per singole classi di rocce o terreni si registra una **grande variabilità** di valori di resistività (*i valori di resistività a volte variano anche per diversi ordini di grandezza*).

Alla luce delle considerazioni del tutto generali sopra esposte è evidente che non esiste una corrispondenza biunivoca tra valori di resistività riscontrati nel modello e materiali presenti nel suolo e nel sottosuolo. Solo tenendo conto delle caratteristiche geologiche, archeologiche, fisiche e chimiche del sito indagato, spesso supportate da indagini dirette di taratura (trincee e/o sondaggi) e con molta esperienza si è in grado di distinguere piccole differenze resistive tra terreni altrimenti non distinguibili.

Di seguito verranno descritti tutti i profili al fine di facilitarne la comprensione da parte dei lettori.

### ***3 - Lavoro di campagna***

Le misure di campagna sono state eseguite nel mese di Ottobre 2018, con l'esecuzione di n.1 stendimento di tomografia elettrica ERT 1, direttamente nel canale Bisatto lungo tutta l'estensione dell'argine destro.

Caratteristiche tecniche indagini eseguite:

- a. **Georesistivimetro Utilizzato:** ABEM SAS 1000 con LUND Imagin System della ditta ABEM-Svezia. Strumento digitale per indagini di Resistività – IP & SP con dynamic range 140 dB con funzione multielettrodo.
- b. **Numero elettrodi:** 32/cad. profilo;
- c. **Tipologia stendimenti:** tutti con tecnica Wenner-Schlumberger;
- d. **Profili:** n.1;
- e. **Distanza elettrodica:** 3 metri;
- f. **Lunghezza totale area indagata** = 93 m;
- g. **Profondità max di indagine:** 18 metri p.c.;
- h. **Sorgente utilizzata:** alimentazione 12 V.

#### ***4 - Interpretazione geofisica: Tomografia elettrica***

Tutti i profili sono stati acquisiti con la tecnica resistiva in modo continuo lungo tutto lo stendimento, con le disposizioni elettrode su esposte la definizione orizzontale è di 3 metri, mentre la risoluzione verticale è di circa 1.5 metri.

Le inversioni tomografiche di resistività si suddividono in:

- a) Una pseudosezione con le resistività apparenti di campagna.
- b) Una pseudosezione con le resistività apparenti calcolate.
- c) Il modello di resistività reale del terreno ottenuto dalle due precedenti sezioni.

La sintesi dell'attività di acquisizione è stata la costruzione di n.1 profilo lungo l'argine destro del canale Bisatto, con elettrodi posizionali direttamente sul fondo del canale.

L'ubicazione dello stendimento geoelettrico è stata riportata nell'allegato.

Le linee verticali riportate in sommità di ciascun profilo sono poste ogni 3 metri per individuare in maniera semplice l'esatta posizione di ciascun elettrodo, numerati dal n°1 di ciascun profilo ERT, corrispondente alla distanza 0 m, sino all'elettrodo finale dell'ultimo ERT (ultima linea verticale) utilizzato per la costruzione del profilo di resistività elettrica.

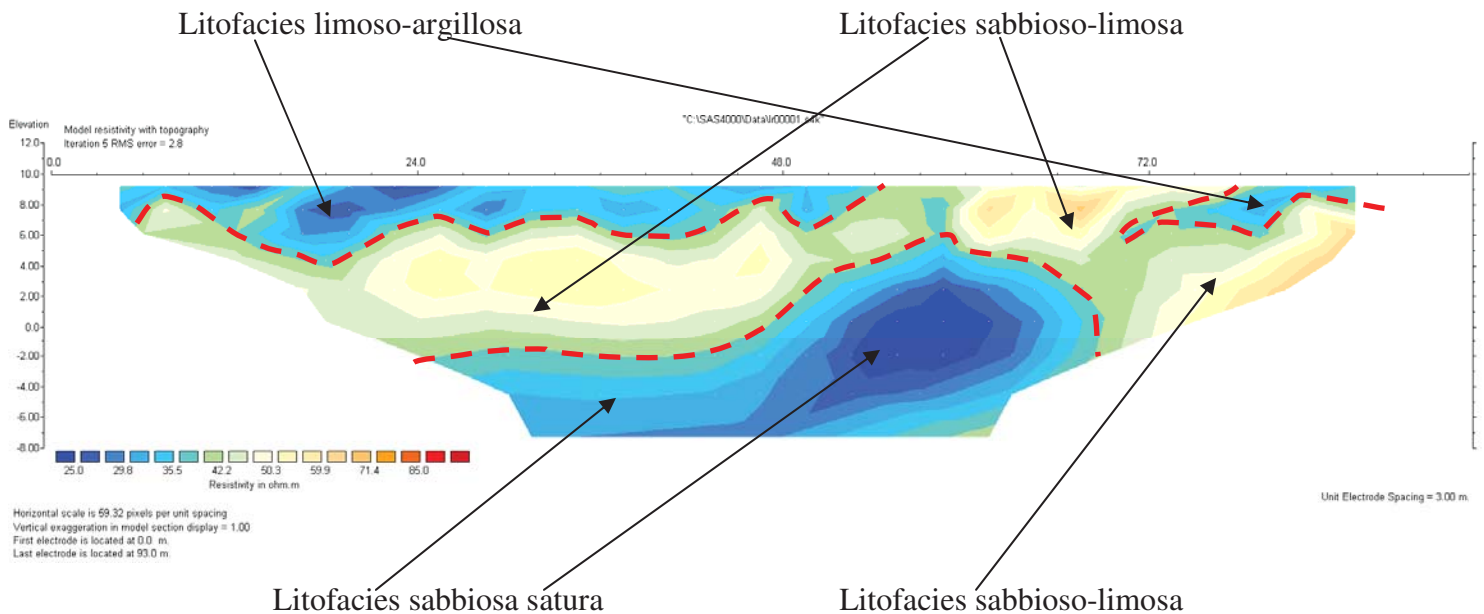
Per quanto riguarda l'interpretazione geofisica, verrà fornita una descrizione di dettaglio per ogni profilo costruito, con l'interpretazione delle resistività individuate associate ad eventuali anomalie e/o litologie caratteristiche.

## PROFILO DI RESISTIVITA' ERT 1

- Numero elettrodi utilizzati 32, Spaziatura 3 m, Lunghezza profilo 93 m;
- Tipologia: Wenner-Schlumberger - Resistività elettrica.

EL1 (Sud)

EL 32 (Nord)



1. Vengono individuate tre macroclassi di resistività, interpretate come le principali litofacies;
2. Superficialmente, si rinviene la litofacies limoso-argillosa, avente resistività medie tra 25 e 40 ohm\*m con uno spessore medio di circa 4 metri;
3. Stratigraficamente sottoposta si individua la litofacies sabbioso-limosa, la quale presenta resistività comprese tra 40 e 75 ohm\*m fino alla profondità di circa 12 metri p.c.;
4. Si individuano, poi, depositi sabbiosi saturi, aventi resistività inferiori a 40 ohm\*m (mediamente al di sotto dei 25 ohm\*m). Questi depositi nella parte centrale della tomografia si rinvencono a partire da 3-4 metri s.l.m.





### UBICAZIONE PROFILO ERT 1

## 5 - Cenni sulle tecniche sismiche utilizzate: tomografia sismica attiva Masw 2D

Questo metodo di esplorazione geofisica consiste nella determinazione delle velocità sismiche dei vari strati del sottosuolo, caratterizzati da diverse caratteristiche fisico - meccaniche.

### Sismica attiva rifrazione con tecnica tomografica:

Alla determinazione di tali velocità si risale mediante la misura dei tempi necessari ad un impulso sismico (a prevalente deformazione di volume, cioè onda di compressione) per percorrere lo spazio che separa il punto di origine dai vari punti di posizionamento dei sensori. La propagazione dell'onda sismica di volume avviene seguendo le leggi della fisica fondamentale ed in particolare le leggi della Rifrazione e della Riflessione. Questo fenomeno si verifica – come evidente in fig. 1 per la rifrazione allorquando un'onda attraversa una discontinuità tra materiali caratterizzati da differente velocità di propagazione.

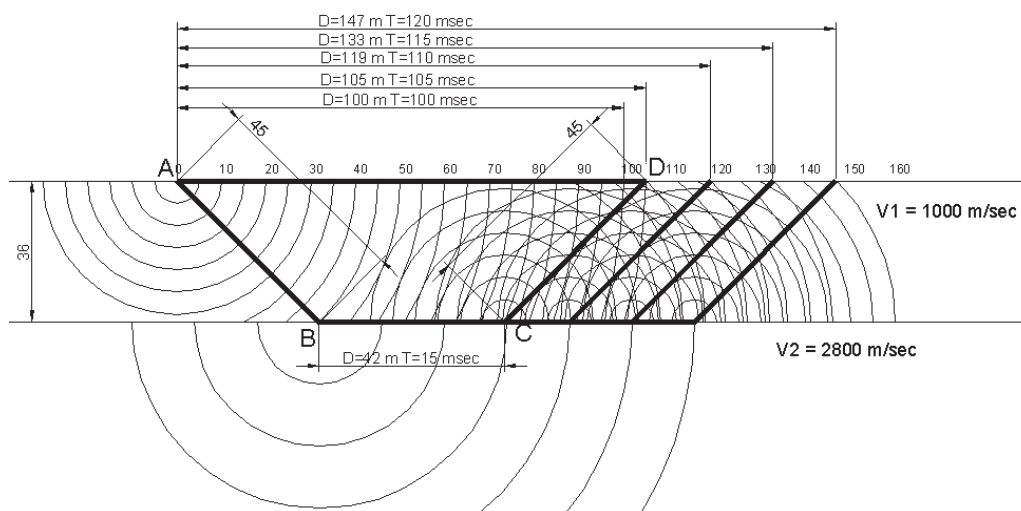


Fig. 1 - Propagazione dei fronti d'onda in un semispazio a due strati.

Si può dimostrare, infatti, che un'onda sismica generata nel punto A si propaga come onde di compressione (e decompressione) in tutte le direzioni con velocità dipendenti dalle caratteristiche di compattezza ed elasticità del mezzo che attraversa.

Tralasciando gli aspetti propriamente matematici della teoria della propagazione delle onde, si può dire che se tale onda attraversa un mezzo omogeneo e isotropo i fronti d'onda sono superfici sferiche in quanto l'impulso di compressione che eccita un elemento infinitesimo del sottosuolo, fa sì che questo elemento diventi a sua volta punto sorgente di vibrazione. Se la velocità è costante (V), tutti gli elementi infinitesimi che si trovano ad una distanza X dal punto sorgente iniziale (A) riceveranno la sollecitazione nello stesso istante ( $T = X/V$ ) e daranno luogo ad altri infiniti fronti d'onda infinitesimi.



L'involuppo di questi nuovi fronti d'onda darà, ad un tempo  $T_1$  ( $T_1 = T + \Delta T$ ), un nuovo fronte d'onda ad una distanza  $X_1 = X + \Delta X$  dove  $\Delta X = V \cdot \Delta T$ . Nella Figura 2 è stata disegnata la posizione di un ipotetico fronte d'onda in istanti successivi (distanziati di 5 millesimi di secondo – msec - che si propaga in un mezzo con velocità costante di 1.000 metri al secondo –m/s - pertanto la loro distanza  $\Delta X = 1.000 \text{ (m/s)} \cdot 0.005 \text{ (sec)} = 5 \text{ m}$ .

Quando il fronte d'onda raggiunge la discontinuità con un mezzo a velocità diversa nello stesso intervallo di tempo i nuovi fronti d'onda avanzano di una quantità diversa.

Gli elementi infinitesimi che si trovano immediatamente al di sotto della discontinuità, pertanto, daranno luogo a nuovi fronti d'onda che, propagandosi in tutte le direzioni, quindi anche verso l'alto, ecciteranno altri elementi infinitesimi del primo strato in un istante precedente alla eccitazione proveniente dagli elementi appartenenti al primo strato stesso.

Quindi, lungo la discontinuità la velocità di propagazione dell'onda sarà quella del mezzo più veloce, cioè del secondo strato in questo caso.

Se si costruisce il digramma dello Spazio Percorso (Dromos) in funzione del Tempo di transito (Cronos), la linea che unisce i punti sperimentali, detta appunto Dromocrona, sarà una linea spezzata caratterizzata da pendenze legate alla velocità dei vari strati.

Nella Figura 2 si riporta la dromocrona relativa al caso in esame.

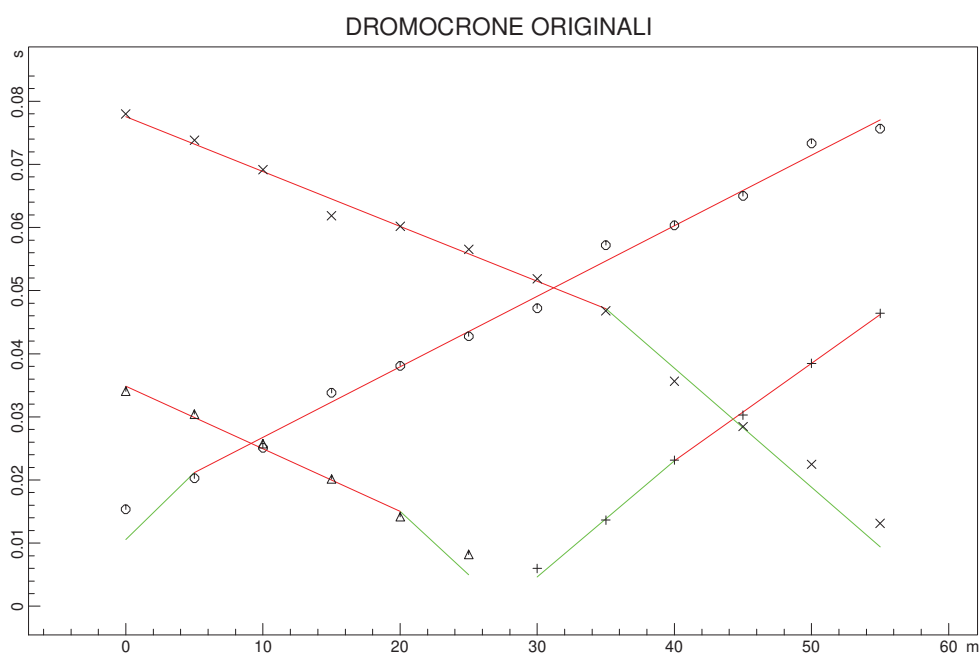
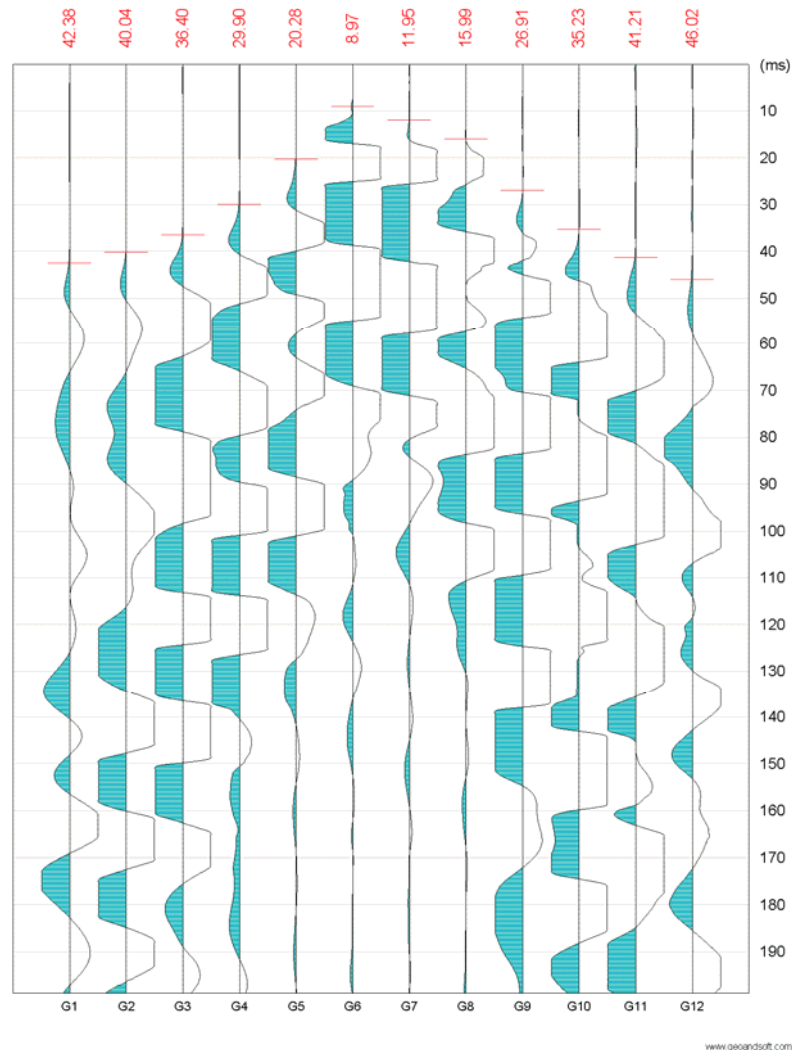


Fig. 2 – Dromocrona

Esempio acquisizione sismica a rifrazione:

Fig. 3 - ESEMPIO DI SISMOGRAMMA



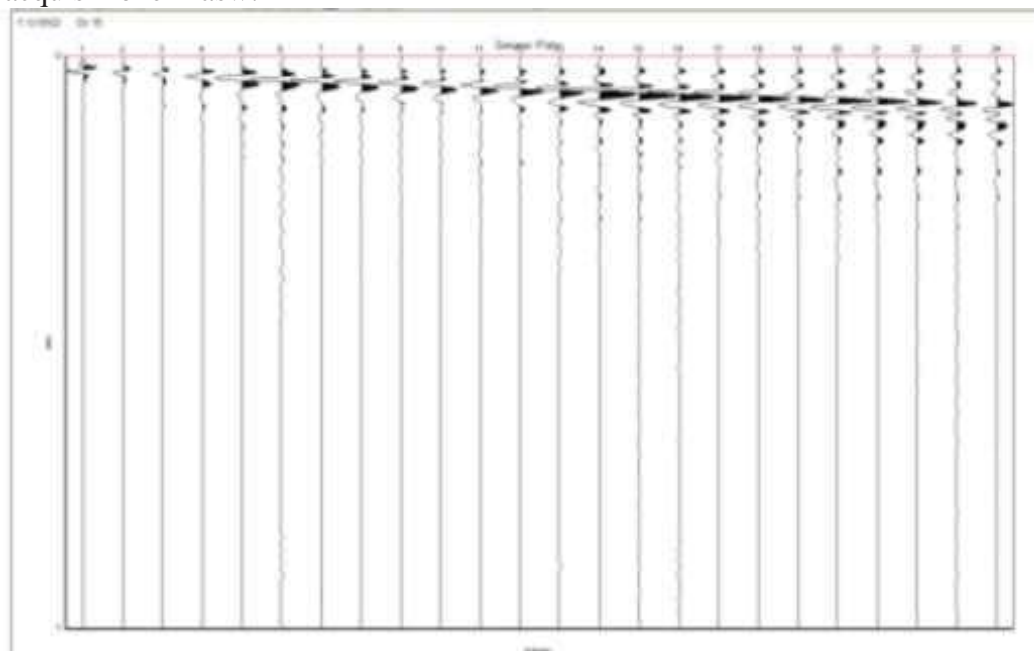
### Masw 2D:

La procedura Masw è basata sulla determinazione della velocità delle onde di superficie. Considerando che le onde di Rayleigh campionano uno spessore di sottosuolo proporzionale alla lunghezza d'onda  $\lambda$ , è ragionevole ritenere di poter risalire alla rigidezza dei terreni dalla legge di variazione della  $V_r$  con  $\lambda$  (curva di dispersione). Dal punto di vista sperimentale l'acquisizione Masw 2D viene eseguita con una metodologia simile alla tecnica 1D implementata dalla tecnologia "streamer" data dalla configurazione geometrica dei ricevitori. L'indagine sismica streamer consiste nel produrre sulla superficie del terreno, in prossimità del sito da investigare, sollecitazioni dinamiche verticali per la generazione delle onde P e/o S e nel registrare le vibrazioni prodotte, sempre in corrispondenza della superficie, a distanze note e prefissate mediante sensori a

componente verticale/orizzontale. I geofoni sono posti su una piastra tonda in acciaio alla cui base sono posti tre piedini, per conferire alla piastra stabilità e impedirgli il rovesciamento; le piastre sono collegate da un lungo nastro di traino in nylon che si muove in solido con il cavo geofonico.

Questo metodo consente di disporre di una "copertura multipla" per cui le onde sismiche provenienti dallo stesso punto in profondità hanno seguito diversi percorsi caratterizzati da angoli di incidenza diversi. La possibilità di verificare "in continuo" l'andamento degli spessori di vari strati permette un'ottimale caratterizzazione del sito, consentendo la definizione puntuale delle caratteristiche sismiche, fattore che non sarebbe potuto avvenire realizzando singoli stendimenti. Ulteriori vantaggi stanno nel fatto che i geofoni non devono essere piantati risparmiando tempo e personale.

Esempio acquisizione Masw:



### Interpretazione Masw 2D:

Il primo passo nell'elaborazione prevede la definizione della curva di dispersione la quale gode di una certa "variabilità" giustificata nell'influenza sulle misure dalla distanza dei ricevitori, posizione della sorgente e il volume di terreno campionato.

Il secondo passo consiste nell'inversione della curva di dispersione, al fine di individuare quale sia il profilo di rigidità che riproduce la curva sperimentale.

I modelli di analisi adoperati sono molteplici, mentre il metodo utilizzato per ottenere lo spettro delle velocità e l'inversione della curva di dispersione nel presente lavoro si basa sul metodo *phase shift* utilizzando la tecnica di calcolo degli algoritmi genetici .



## ***6 - Operazioni di acquisizione dati***

I profili sismici vengono eseguiti disponendo sul terreno una serie di sensori (*geofoni*), posti ad intervallo costante, collegati ad un sismografo mediante un cavo multipolare.

Dopo l'allestimento del dispositivo di ricezione si provvede a generare artificialmente (sismica attiva) vibrazioni impulsive in corrispondenza di punti prestabiliti lungo i profili. Nello stesso istante di partenza della vibrazione viene trasmesso al sismografo il comando di avvio della registrazione (*trigger*). Da questo istante inizia l'acquisizione digitale, con campionamento ad intervallo costante e predeterminato, dei segnali ricevuti dai sensori.

## ***7 - Lavoro di campagna***

Le misure di campagna sono state eseguite nel mese di Ottobre 2018.

E' stato eseguito n. 1 rilievo sismico in onde S, sull'argine del Canale Bisatto con le seguenti caratteristiche tecniche:

1. **Sismografo utilizzato:** sismografo digitale ECHO 24-48 2010 della AMBROGEO srl caratterizzato da 24-48 canali di acquisizione digitale con dinamica a 24 bit e campionamento del segnale ad intervalli compresi tra 64-956 millisecondi e filtro analogico Low Pass a 50 Hz;
2. **Numero geofoni:** n.56 per MASW 1, ciascuno con frequenza propria 10 Hz;
3. **Numero profili:** 1;
4. **Distanza geofonica:** 1 metro;
5. **Lunghezza totale profili:** 56 m per MASW 1;
6. **Sorgente utilizzata:** Mazza battente kg 10 con trigger (dispositivo per il comando di avvio della registrazione);
7. **Energia utilizzata:** n.10 shoot per MASW 1.

## ***8 - Interpretazione geofisica sismica onde VS***

L'indagine ha avuto come scopo il raggiungimento del seguente risultato:

1. Verifica in continuo della presenza dei diversi sismo-strati aventi velocità di propagazione sismica differenti.
2. Interpretazione dei sismo-strati con le diverse litologie presenti nella zona di indagine al fine di individuare il terreno superficiale, ed i vari depositi sabbiosi presenti.

Le interpretazioni dei Masw 2D si suddividono nelle seguenti fasi:

- a) Elaborazione curve di dispersione
- b) Inversione curve di dispersione
- c) Modello 2D sezione sismica.

L'ubicazione delle sezioni sismiche (visibile qui di seguito in dettaglio).



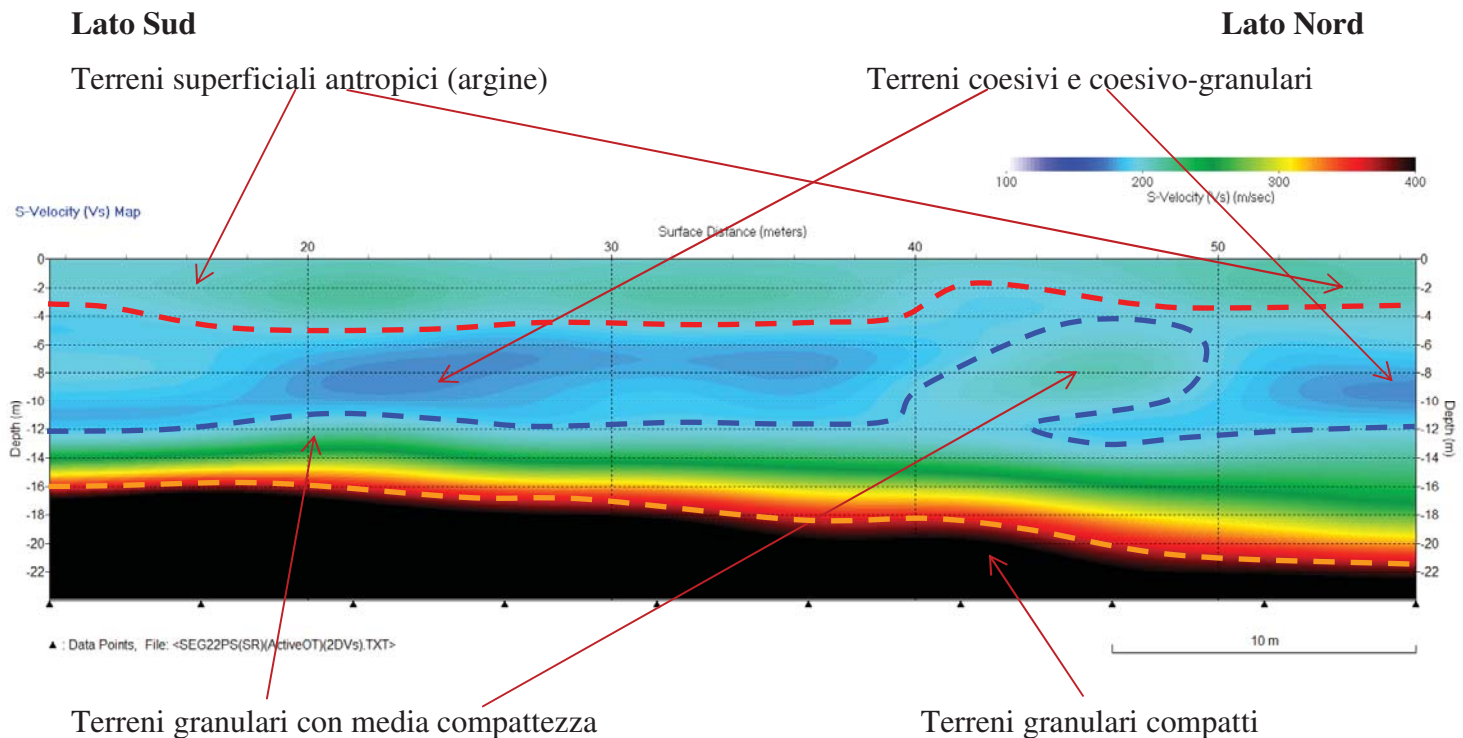
UBICAZIONE PROFILO MASW 2D N.1

Di seguito si riportano i risultati del profilo eseguito sull'argine del Canale Bisatto:

## Masw 2D - 1

Lunghezza profilo: 56 m

Numero di energizzazioni: 10 shoot



Il profilo Masw 2D registra 3 intervalli sismici (VS):

- Il primo intervallo registra velocità variabili tra 100 m/s e 200 m/s con una profondità media di 12 m p.c. Queste velocità sono imputabili a terreni coesivi (100 m/s) e coesivi-granulari (200 m/s) poco addensati.
- Il secondo intervallo registra una velocità variabile tra 200 e 350 m/s. Queste velocità sono imputabili a terreni granulari con media compattezza a partire da 12 m p.c.: nella parte finale della tomografia, si individua una lente intercalata all'interno dei depositi più coesivi e si rinvencono a partire da 4-6 m p.c.
- Il terzo intervallo registra una velocità media superiore a 350 m/s. Queste velocità individuano i terreni granulari ad elevata compattezza con profondità da 16 m p.c. (lato sud) fino a 22 m p.c. (lato nord).

## **9 - Conclusioni**

Lo studio condotto, con l'individuazione dei campi di resistività geoelettrici, ha permesso di ottenere i seguenti risultati:

1. Individuare i campi di resistività in funzione della litologia dei terreni.
2. Sono state definite le diverse tipologie di terreno (litofacies) con l'individuazione delle zone sature.

Lo studio condotto, con l'individuazione dei sismostrati rappresentativi del sito, ha permesso di ottenere i seguenti risultati:

1. Individuare e classificare i sismostrati in funzione della litologia dei terreni, valutando la loro continuità laterale.
2. Sono state valutate le velocità delle onde Vs.

Geol. Pier Giorgio Spadon





## 10 - Documentazione fotografica



**ERT 1**





**MASW 2D**