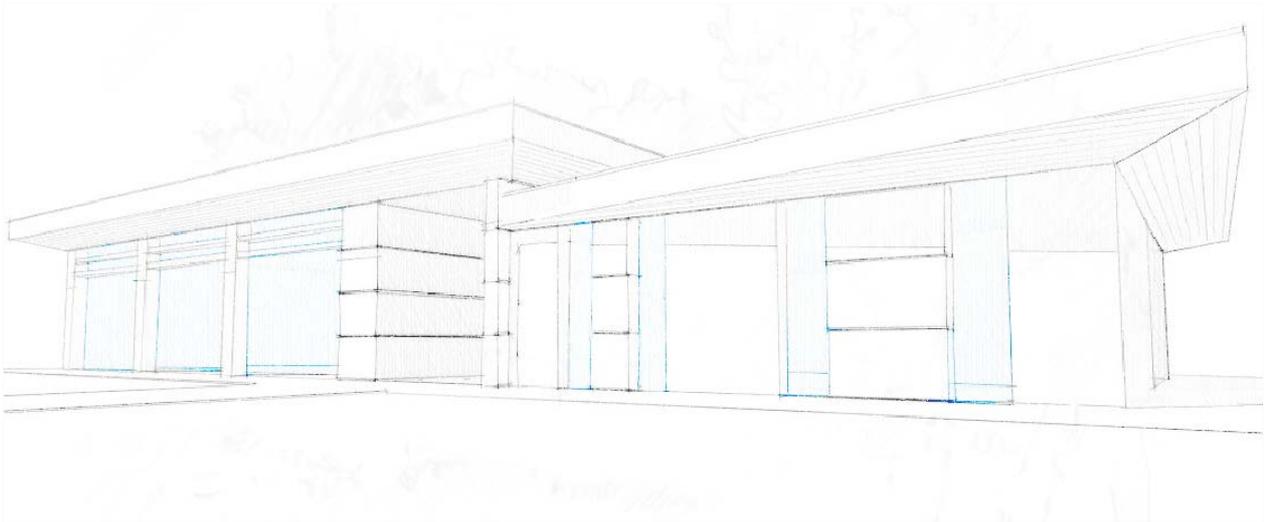


REGIONE VENETO PROVINCIA DI VERONA
COMUNE DI TERRAZZO



OGGETTO:

PROGETTO **ESECUTIVO** PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO CENTRO POLIVALENTE PER ANZIANI DA REALIZZARSI NEL COMUNE DI TERRAZZO NELL'AMBITO DELLA LOTTIZZAZIONE DENOMINATA TOMASETTO - TREVISAN.

ELABORATO:

012 RELAZIONE GEOLOGICA

IL GEOLOGO:

DR.SSA GEOL. NICOLETTA TOFFALETTI

Via G. Marconi, 21 - 37042 Caldiero (VR)
Tel. 045/6152173

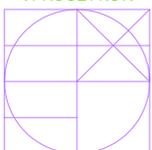
IL PROGETTISTA:

IL R.U.P.

SINDACO:

DATA:
MAGGIO 2018

I PROGETTISTI



studio
Architettura Urbanistica Arredamento
ARCH. GIORDANO BASSOTTO - GEOM. LINO CASTELLANI

Via San Marcello,9/F - 37040 VERONELLA (Verona) - Tel./Fax. 0442/47038 - P. IVA 02556560239

E-MAIL: studiobassotto@tiscalinet.it

Indice

1	INTRODUZIONE	1
2	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO.....	3
2.1	GEOMORFOLOGIA.....	4
2.2	IDROGEOLOGIA.....	5
3	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	8
3.1	VOLUME SIGNIFICATIVO.....	8
3.1	PROVE IN SITO	8
3.2	PROFILO LITOSTRATIGRAFICO	11
3.3	PROPRIETÀ IDROGEOLOGICHE	13
3.4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	16
3.2	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	17
4	ANALISI TECNICO - GEOLOGICA DELL'INTERVENTO DI PROGETTO.....	20
4.1	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	21
4.2	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI.....	23
5	CONCLUSIONI	25
	ALLEGATI	27

1 Introduzione

Per conto dei progettisti arch. Daniele Degani e arch. Francesco Bozzini, è stato eseguito uno studio tecnico - geologico a supporto del Progetto per la realizzazione di un centro polivalente per anziani all'interno della lottizzazione denominata Tomasetto - Trevisan nel Comune di Terrazzo (VR). L'intervento presenta una superficie complessiva di circa 360 mq e comporta la realizzazione di un nuovo fabbricato, su terreno intonso, strutturato a piano terra unico.

Le indagini in sito e le valutazioni dei parametri geologici sono state effettuate in ottemperanza a quanto disposto dal **D.P.R. n. 207/2010** che, all'art. 26 "Relazioni tecniche e specialistiche del progetto definitivo", prevede che il Progetto Definitivo sia supportato dalla

Relazione Geologica (lettera a), dalla Relazione Idrogeologica ed Idraulica (lettera b) e dalla Relazione Geotecnica (lettera d), finalizzate a definire, in sintesi, il modello geologico e geotecnico, la risposta sismica e la gestione delle acque meteoriche, sulla base di specifiche indagini geologiche in sito e/o di laboratorio.

Figura 1 - Corografia dell'area di intervento
(estratto della CARTA D'ITALIA ALLA SCALA 1:25.000 - EDIZIONI I.G.M.I.)

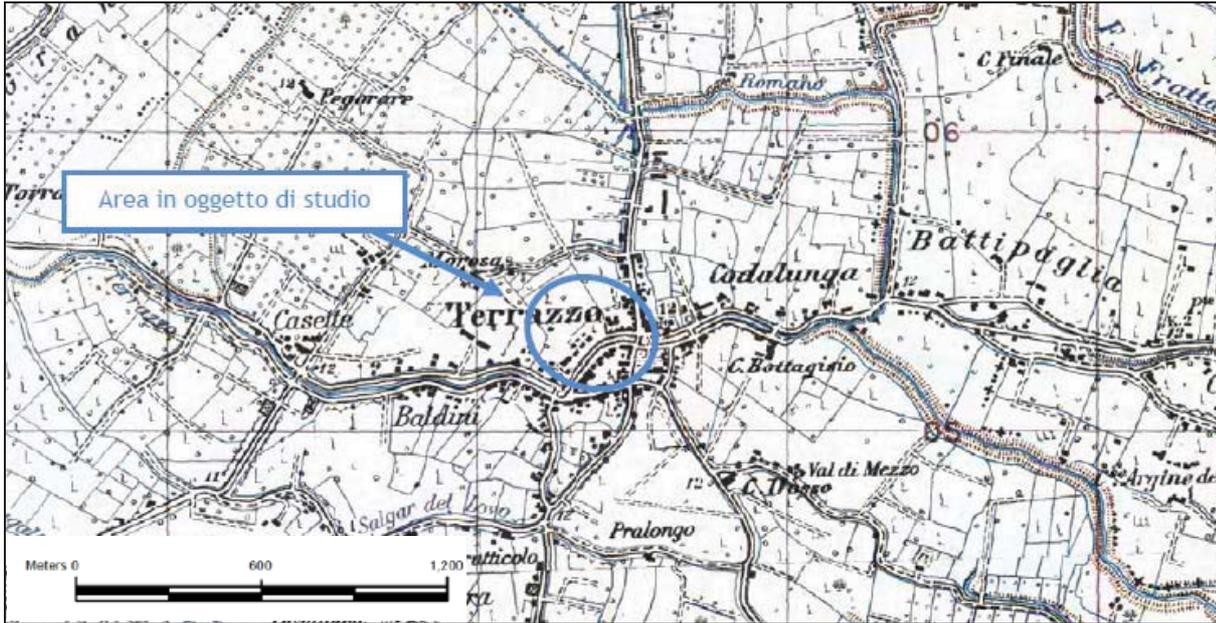


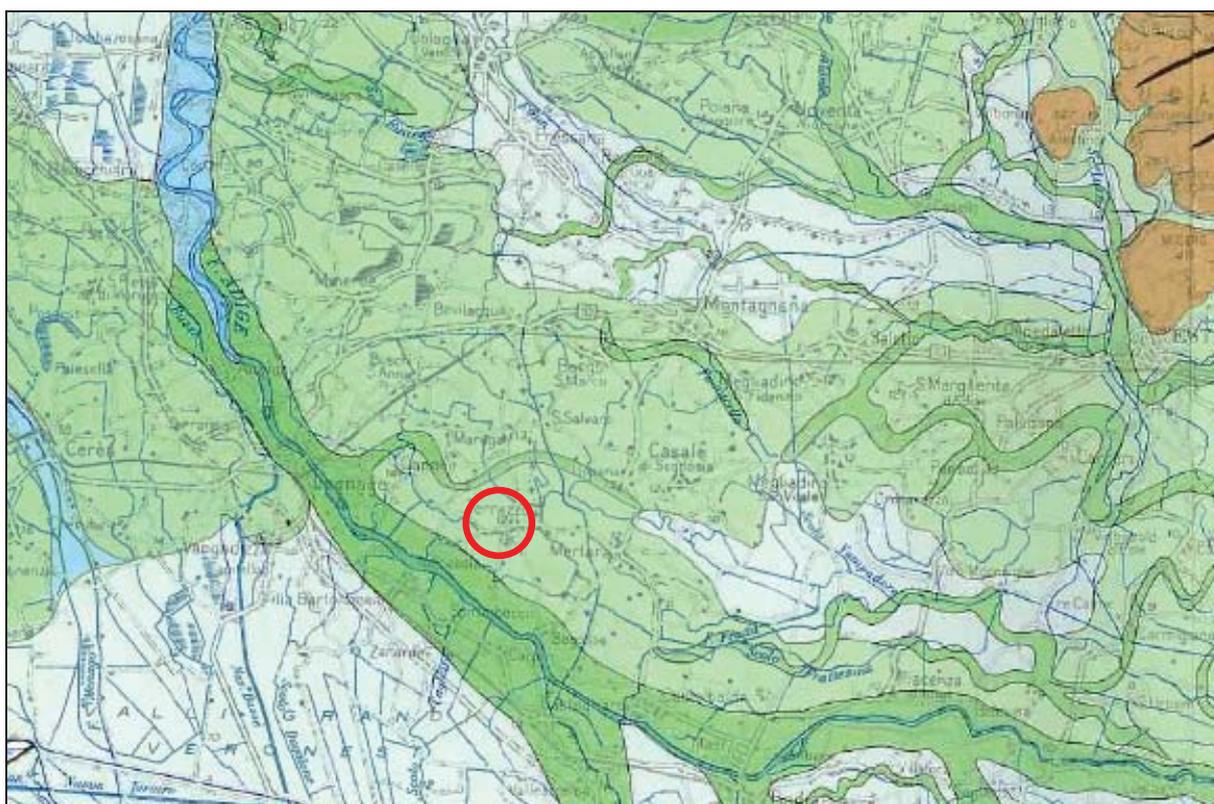
Figura 2 - Corografia dell'area di intervento
(estratto della CARTA TECNICA REGIONALE ALLA SCALA 1:5.000)



2 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

Per meglio caratterizzare l'intervento di realizzazione di un centro polivalente per anziani nel Comune di Terrazzo, l'analisi geologica dello stato attuale dei luoghi è stata estesa all'area della bassa Pianura Veronese, con l'obiettivo di individuare i processi morfogenetici che interferiscono con l'attività antropica.

**Figura 3 - Estratto, non in scala, della
CARTA DELLE UNITA' GEOMORFOLOGICHE
della REGIONE DEL VENETO ALLA SCALA 1:200.000"**



 = depositi alluvionali della pianura alluvionale recente (OLOCENE);  = fascia di divagazione delle aste fluviali attuali e recenti - paleoalvei - (OLOCENE);  = fasce fluviali depresse e zone a deflusso difficoltoso;  = depositi mobili degli alvei fluviali attuali (ATTUALE).

 = area di indagine

2.1 Geomorfologia

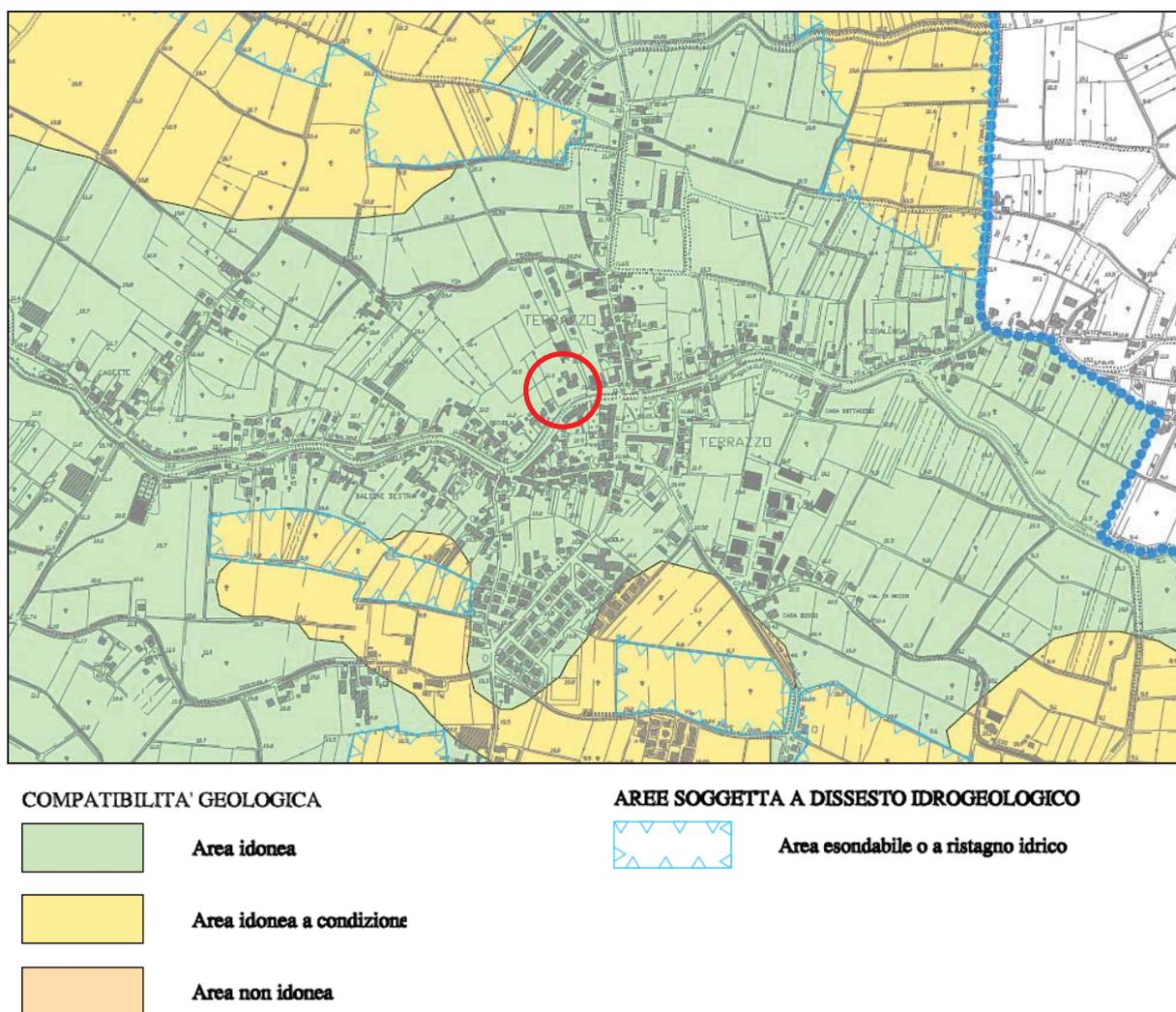
Come si evince dagli estratti corografici riportati nelle Figure 1 e 2 e dalla Carta Geologica d'Italia alla scala 1:250.000 riportata nella Figura 3, da un punto di vista **morfologico** l'area oggetto di intervento, ubicata ad una quota di circa 11 m s.l.m., si colloca nella fascia della bassa Pianura Veronese. Il territorio è quindi caratterizzato da morfologie prevalentemente sub-pianeggianti, a cui fanno riscontro le incisioni locali operate dall'alveo dei diversi corsi d'acqua, naturali ed artificiali (fiume Adige, Scolo Torano, Dugalfassina, Dugale Terrazzo e Scolo Terrazzo, Dugale Romano), nonché le diverse forme di origine antropica. Nel dettaglio l'area oggetto di intervento si presenta complessivamente pianeggiante con deboli variazioni di quota legate alla recente urbanizzazione dell'area di lottizzazione.

Da un punto di vista litologico, l'area analizzata nella presente relazione, è caratterizzata interamente dai **Depositi continentali quaternari e recenti di origine fluviale** di provenienza atesina. Si tratta di sedimenti alluvionali sciolti, che presentano granulometria variabile in senso verticale e laterale, propria dell'ambiente di sedimentazione fluviale: la dimensione dei granuli è quindi continua ma con netta prevalenza dei terreni argillosi e limoso argillosi; localmente si riscontrano anche sedimenti di tipo sabbioso.

A scala padana la successione plio-quaternaria, con potenza stimata nell'area indagata di oltre 500 m, ha carattere regressivo con alla base sabbie e peliti torbiditiche seguite da una prisma sedimentario fluvio-deltizio, progradante, ricoperto al tetto da depositi continentali. Nei profili sismici si riconoscono due direzioni di progradazione: la prima, assiale, est-vergente, originata dal paleodelta del Po; la seconda, trasversale, sudest-vergente, originata dalle conoidi fluvio-glaciali dell'Adige ad alimentazione alpina.

A completare l'inquadramento geologico dell'area di intervento, si evidenzia che nella **Carta delle Fragilità** del Piano Intercomunale di Assetto del Territorio dei Comuni di Bevilacqua e di Terrazzo, l'area è classificata, ai fini urbanistici, come **“Area geologicamente idonea”**.

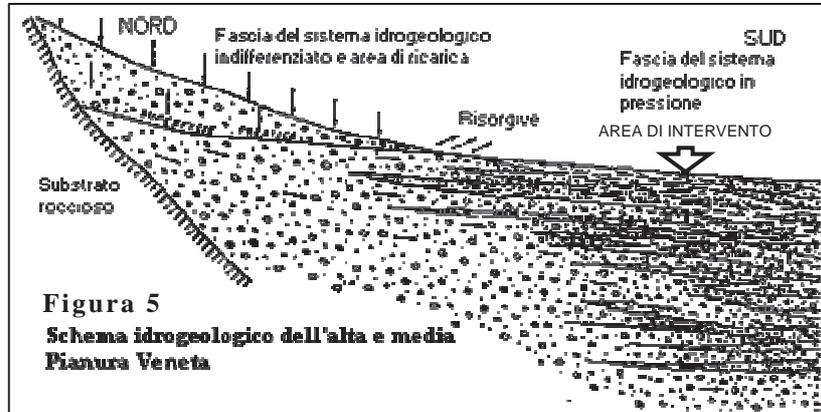
Figura 4 - Estratto della Carta delle Fragilità
del PATI di Bevilacqua - Terrazzo



2.2 Idrogeologia

A scala regionale, l'area oggetto di indagine rientra nell'ambito del **Complesso idrogeologico della pianura veronese**, costituito dagli eterogenei depositi alluvionali del fiume Adige e dei fiumi di risorgiva e caratterizzato perciò da una permeabilità per porosità estremamente variabile. Il limite settentrionale di tale complesso è rappresentato dal margine montagna - pianura, quello occidentale e meridionale dai fiumi Mincio e Po rispettivamente, mentre ad est il limite è rappresentato dall'asse Monti Berici - Monti Euganei. Inferiormente il complesso idrogeologico è delimitato dai sedimenti prevalentemente argillosi del Pliocene.

In rapporto della diversa struttura litostratigrafica del sottosuolo, il complesso idrogeologico della pianura veronese risulta variamente articolato. A sud della fascia delle risorgive (cfr. Figura 5), in corrispondenza della media e bassa pianura veronese, dove il materasso alluvionale è rappresentato da alternanze di livelli ghiaioso-sabbiosi e di livelli limoso-argillosi, il complesso idrogeologico è caratterizzato da un sistema acquifero multifalde, distinto in Acquifero superiore ed Acquifero inferiore.



L'**Acquifero superiore** presenta uno spessore complessivo variabile fra i 30 ed i 50 m: in esso è reperibile una falda freatica, piuttosto estesa ma non continua, confinata localmente da terreni a bassa permeabilità, con soggiacenza variabile ma di norma prossima al piano campagna; essa è seguita in profondità da un acquifero semiconfinato o confinato discontinuo e lentiforme, spesso anastomizzato al precedente. La ricarica è dovuta alla infiltrazione delle precipitazioni, ai contributi dell'irrigazione, alla dispersione delle acque di alveo e subalveo dei corsi d'acqua e agli afflussi laterali provenienti dall'acquifero freatico indifferenziato dell'alta pianura veronese. La discarica ha luogo nei tratti drenanti dei corsi d'acqua, prelievi per vari scopi ed usi, nonché come recapito finale nel mare Adriatico lungo la linea di costa.

Nell'**Acquifero inferiore** sono presenti, fino alla profondità di 300-350 m, più falde in pressione, la cui ricarica avviene tramite afflussi laterali dell'acquifero freatico indifferenziato e drenanza dell'Acquifero superiore, mentre la discarica, artificiale, è determinata dai prelievi per vari scopi ed uso.

La permeabilità primaria, per porosità, dei terreni superficiali ha valori medi ed oscilla, a seconda della litologia puntuale, tra 10^{-4} m/s per le sabbie medio-fini e 10^{-8} m/s per i depositi di limo e di limo argilloso-sabbioso. La circolazione idrica sotterranea, nella copertura quaternaria insatura, è di tipo verticale e deriva dall'infiltrazione delle precipitazioni e dall'irrigazione. Lo spessore insaturo oscilla mediamente, a seconda del periodo stagionale, da circa - 0,5 a - 3,0 m. Possibili oscillazioni della superficie freatica, stimate attorno a 1,0 m, sono da attribuirsi alle variazioni delle condizioni meteo-climatiche locali e stagionali. In realtà si sottolinea come non sia possibile definire un vero e proprio livello freatico s.s. dato

che il livello è interessato e profondamente condizionato dal drenaggio forzato indotto dal sistema di bonifica fondiaria, al fine di assicurare un idoneo franco di coltivazione.

La direzione di deflusso delle acque freatiche è rilevabile dalla struttura spaziale della superficie freatica definita dalle linee isofreatiche congiungenti punti di egual quota s.l.m. Essa risulta pertanto con direzione generale NW-SE, con circoscritte orientazioni NNW-SSE e WNW-ESE (in accordo con l'andamento dell'acquifero padano inferiore e disposta parallelamente al tracciato del fiume Adige). Il deflusso idrico delle acque artesiane ha anch'esso direzione generale NW-SE, secondo l'andamento del corso d'acqua principale, ma sono possibili locali assi di drenaggio con diversa direzione per la presenza di collettori di bonifica. Il gradiente idraulico locale è pari a 0,2 ‰.

Da un punto di vista idrografico, l'area di studio è posta a sud del limite inferiore dei fontanili ed appartiene al bacino della bassa pianura alluvionale. Idraulicamente è interessata dalla presenza del Fiume Adige e del Fiume Fratta, i cui alvei si dispiegano rispettivamente ad ovest e ad est del territorio comunale. Il territorio comunale è interessato anche dalla presenza dei seguenti corsi d'acqua secondari: lo Scolo Torano, la Dugalfassina, il Dugale Terrazzo e lo Scolo Terrazzo, il Dugale Romano. Questi corsi d'acqua presentano, in generale, portate perenni con sezione d'alveo dell'ordine dai metri alle decine di metri.

Vi sono, infine, tutta una serie di canali, fossi e scoli che completano la rete idrografica superficiale, e che formano la rete di adduzione e drenaggio dei terreni presenti all'interno del territorio comunale.

3 Caratterizzazione e modellazione geotecnica del sito

Vista la situazione geologica e morfologica locale evidenziata dal rilievo di campagna e considerata la tipologia e la rilevanza dell'intervento in progetto, il sottosuolo è stato sottoposto a specifica indagine geognostica, al fine di determinare sperimentalmente il profilo litostratigrafico, le proprietà idrogeologiche e le caratteristiche geotecniche e sismiche da utilizzare nella verifica di compatibilità geologica dell'intervento.

3.1 Volume significativo

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o intervento e devono riguardare il volume significativo e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. Per **volume significativo di terreno** si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Nei terreni omogenei, la profondità di sottosuolo influenzata (D) è pari a 1÷2 volte il valore della larghezza significativa dell'opera (B) per le fondazioni superficiali (platee, travi e plinti; A.G.I., 1977). Considerato che, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo di riferimento per la definizione dell'azione sismica di progetto, da un punto di vista normativo si intendono i primi 30 m di profondità sotto il piano fondazionale, tale valore è assunto come volume significativo per il caso in esame.

3.1 Prove in sito

La scelta della metodologia e del programma di indagini è stata basata sulla natura litologica del terreno ipotizzata in funzione delle informazioni a disposizione e delle osservazioni geomorfologiche di superficie, nonché in funzione della rilevanza strategica dell'intervento in esame, in base alle quali si è optato per l'effettuazione, in corrispondenza dell'area di intervento di:

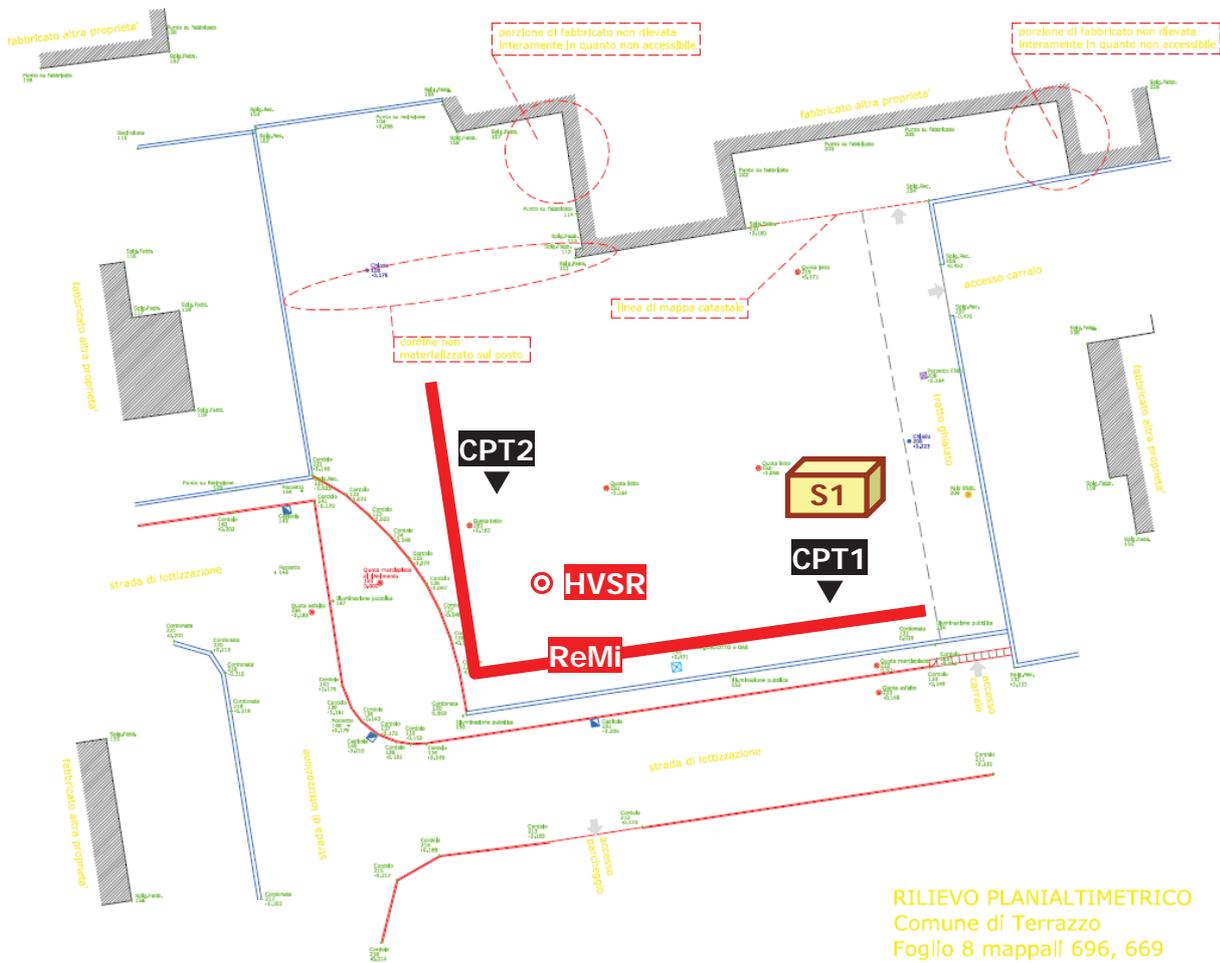
- **una trincea esplorativa**, denominata S1, della profondità massima di 1,6 m dal p.c. locale, per verificare lo spessore del terreno di riporto e vegetale superficiale;
- **una prova di permeabilità in pozzetto**, adatta per fornire una valutazione della permeabilità dei terreni superficiali al di sopra del livello di falda.
- **due prove penetrometriche statiche C.P.T.** (“*Cone Penetration Test*”)¹, denominate CPT1 e CPT2, della profondità massima, rispettivamente, di 10,0 m e 8,2 m dal p.c., per determinare sperimentalmente le caratteristiche geotecniche;
- **una prospezione sismica con tecnica passiva Re.Mi. (*Refraction Microtremor*)** e una **registrazione di rumore sismico ambientale a stazione singola con elaborazione H.V.S.R. (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) o Nakamura**, per determinare sperimentalmente il profilo di velocità verticale delle onde di taglio (Vs).

L’ubicazione delle prove è riportata nella seguente Figura 6, mentre i risultati complessivi della campagna di prove e misure in sito effettuata sono riportati in allegato alla presente relazione unitamente alla relativa documentazione fotografica.

Per l’indagine penetrometrica si è utilizzato un penetrometro statico “Deep Drill SP100 Special”, a comando idraulico con spinta da 100 kN all’infissione, munito di punta con manicotto (“friction jacket cone”) per la misura della Resistenza alla punta R_p (kg/cmq) e la Resistenza all’attrito laterale locale R_l (kg/cmq) ad intervalli costanti di 20 cm di infissione.

¹ La Prova Penetrometrica Statica è compresa negli standard ASTM e ISSMFE (1988), oltre che nelle “Raccomandazioni per le Indagini Geotecniche (1977)” dell’Associazione Geotecnica Italiana, ed è disponibile un’ampia letteratura sull’interpretazione dei dati sperimentali.

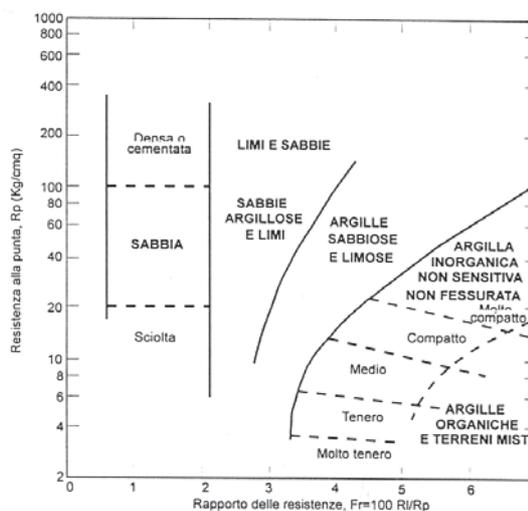
Figura 6 - Ubicazione della trincea esplorativa con prova di permeabilità (S1), delle prove penetrometriche (CPT1 ÷ 2) e dell'indagine sismica (ReMi - HVSR)



3.2 Profilo litostratigrafico

La campagna di prove ha permesso innanzitutto di accertare il profilo litostratigrafico di dettaglio del sottosuolo, sulla scorta della conoscenza geologica locale acquisita con il rilevamento di campagna. Dal punto di vista metodologico il profilo litostratigrafico di dettaglio del terreno di fondazione dell'area oggetto di analisi è stato *direttamente* desunto dalla visione diretta del materiale presente nella parete delle trincee esplorative S1, *indirettamente* desunto dall'interpretazione dei risultati analitici delle prove penetrometriche riportate in allegato (in particolare dall'analisi del rapporto Rl/Rp con il Metodo di Schmertmann - cfr. Figura 7) ed integrato con l'interpretazione (*indiretta*) dei risultati dell'indagine di sismica passiva.

Figura 7 - Metodo di Schmertmann per la classificazione dei terreni da risultati di prove CPT



I risultati dell'indagine penetrometrica effettuata consentono di constatare, fino alla massima profondità indagata di - 10,0 m dal p.c., una situazione stratigrafica rappresentata da litotipi di origine clastica, sciolti, organizzati in cinque orizzonti metrici alternativamente a comportamento prevalentemente coesivo o prevalentemente granulare con eteropia laterale scarsamente significativa.

Partendo dalla superficie topografica verso il basso si riscontra la presenza, innanzitutto, di uno strato di terreno di riporto di origine locale, connesso all'urbanizzazione dell'area di lottizzazione, e del pre-esistente terreno vegetale.

I terreni inorganici in giacitura naturale si rinvengono a partire dalla profondità di circa - 1,0 m; essi sono rappresentati da un **primo orizzonte di argille consistenti e argille limose**, con una intercalazione decimetrica di argille organiche; lo spessore di tale orizzonte è costante fra le due prove con un valore di circa 1,6 m.

Segue un **secondo orizzonte di sabbie limose e sabbie mediamente addensate**, con rade intercalazioni decimetriche di argille sabbiose e limose verso il basso; anche in questo caso lo spessore è costante e pari a circa 2,2 m.

Proseguendo verso il basso, si rinviene un **terzo orizzonte omogeneo di argille molto consistenti**, dello spessore di 1,0 m nella prova CPT1 e di 0,8 m nella prova CPT2.

Ad esso segue un **quarto orizzonte di sabbie limose o mediamente addensate**, con subordinate intercalazioni di limi argillosi; lo spessore di tale orizzonte è variabile fra le due prove con un valore di circa 1,4 m nella prova CPT1 e di 1,2 m nella prova CPT2.

La successione stratigrafica rilevata si chiude verso il basso con la presenza di un **quinto orizzonte di argille consistenti o molto consistenti e argille limose**, con subordinate intercalazioni di sabbie limose.

La ricostruzione sismo - stratigrafica di sito ha confermato la presenza di una copertura poco addensata fino a circa 10 m dal p.c. locale, caratterizzata da un'alternanza di sismo - strati con velocità di propagazione delle onde di taglio S (V_s) comprese tra $130 \div 180$ m/s, mentre per valori di profondità maggiori il grado di rigidità si stabilizza a circa 200 m/s. Si segnalano ulteriori aumenti della velocità di propagazione delle onde S a circa 35 m dal p.c. locale ($V_s \approx 280$ m/s) e a 75 m dal p.c. locale ($V_s \approx 380$ m/s).

Nel complesso la locale successione stratigrafica schematica è rappresentabile come riportato nella seguente tabella.

Tabella 8 - Profilo litostratigrafico schematico desunto dall'interpretazione delle prove penetrometriche

Strato	Profondità dal p.c. (m)	Litologia correlata
-	0,0 - 0,5	<i>Terreno di riporto connesso all'urbanizzazione dell'area di lottizzazione, costituito prevalentemente da limi e/o sabbie di origine locale</i>
	0,5 - 1,0	<i>Terreno vegetale pre-esistente l'urbanizzazione</i>
1	1,0 - 2,6	<i>Argille consistenti e argille limose, con una intercalazione decimetrica di argille organiche</i>
2	2,6 - 4,8	<i>Sabbie limose e sabbie mediamente addensate, con rade intercalazioni decimetriche di argille sabbiose e limose verso il basso</i>
3	4,8 - 5,6÷5,8	<i>Argille omogenee molto consistenti</i>
4	5,6÷5,8 - 6,8÷7,2	<i>Sabbie limose o mediamente addensate, con subordinate intercalazioni di limi argillosi</i>
5	6,8÷7,2 - 10,0	<i>Argille consistenti o molto consistenti e argille limose, con subordinate intercalazioni di sabbie limose</i>

3.3 Proprietà Idrogeologiche

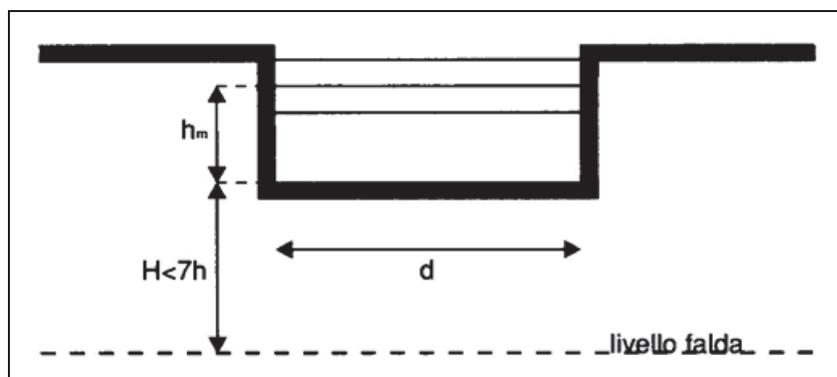
Per quanto riguarda le proprietà idrogeologiche di dettaglio del sottosuolo indagato, il rilevamento geologico - tecnico ha permesso di accertare che i terreni oggetto dell'intervento di progetto sono afferenti al Complesso idrogeologico della pianura veronese, nelle cui porzioni superficiali si è constatata la presenza di falda idrica attiva; al momento del rilievo in data 15 settembre 2011, **la falda superficiale semiconfinata, nei fori di sondaggio penetrometrici, è stata individuata alla profondità di - 2,5 m dal p.c. in entrambe le prove.**

L'analisi di inquadramento geologico condotta su un ambito più vasto rispetto al sito oggetto dell'intervento di progetto (cfr. paragrafo 2.2) conferma come il territorio in analisi sia interessato dalla presenza perenne di una falda freatica estesa, semiconfinata o confinata localmente da terreni a bassa permeabilità, con soggiacenza variabile in rapporto alla diversa struttura litostratigrafica del sottosuolo e in rapporto alla stagione; è probabile, quindi, che, in occasione delle stagioni particolare piovose, essa possa presentare soggiacenze minori e fino a - 1,5 m dal p.c. locale.

L'acquifero ospitato nei depositi alluvionali, essendo costituito da rocce sciolte a diversa granulometria, presenta una permeabilità per porosità da molto bassa a bassa, talora discreta, con valori del coefficiente di permeabilità K (cm/s) diversificato per i vari strati del profilo litostratigrafico. Per verificare in sito il valore del coefficiente di permeabilità K è stata eseguita una prova di permeabilità in pozzetto. Questa è adatta per i terreni granulari e fornisce una valutazione della permeabilità dei terreni superficiali al di sopra del livello di falda. Si dividono in prove a **carico costante** e prove a **carico variabile** a seconda che venga misurata la portata per mantenere costante il livello o misurando la velocità di abbassamento in funzione del tempo.

Le condizioni al contorno perché le prove siano significative (A.G.I., 1977) vogliono che il terreno sia stato saturato preventivamente in modo da stabilire un regime di flusso permanente, che la profondità del pozzetto sia 1/7 dell'altezza del fondo scavo dal livello di falda, che il diametro o il lato di base del pozzetto sia almeno 10 volte il diametro max dei granuli del terreno e che il terreno sia omogeneo, isotropo e con coefficiente di permeabilità $K > 10^{-6}$ m/s (cfr. Figura 9). Si è utilizzato come valore "d", il lato della sezione quadrata equivalente a quella di scavo (rettangolare).

Figura 9 - Valori caratteristici del pozzetto di prova



Le prove di permeabilità possono fornire i diversi valori per la costante di permeabilità con un ordine di grandezza che può essere confrontato con quelli esistenti in letteratura, come specificato nelle tabelle seguenti.

Figura 10 - Valori indicativi del coefficiente di permeabilità K (Casagrande e Fadum) e classificazione qualitativa del terreno

k cm/sec	10 ²	10 ¹	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
drenaggio	buono			povero				praticamente impermeabile				
	ghiaia pulita		sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita		sabbia fina, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			terreni impermeabili, argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici				
					terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo							

Valori indicativi del coefficiente di permeabilità k (Casagrande e Fadum)

grado di permeabilità	valore di k (cm/sec)
alto	superiore a 10 ⁻¹
medio	10 ⁻¹ ÷ 10 ⁻³
basso	10 ⁻³ ÷ 10 ⁻⁵
molto basso	10 ⁻⁵ ÷ 10 ⁻⁷
impermeabile	minore di 10 ⁻⁷

Classificazione qualitativa del terreno sulla base della permeabilità

Vista la tipologia di terreni verificata durante le indagini è stato scelto di applicare la prova a carico variabile, riempiendo parzialmente il pozzetto con acqua. Il coefficiente di permeabilità è stato calcolato con la seguente relazione:

$$K = [(h_2 - h_1) / (t_2 - t_1)] \times \{[(1 + 2h_m/d)] / [27(h_m/d)+3]\}$$

dove h_m = altezza media dell'acqua nel pozzetto ($h_m > d/4$);

$t_2 - t_1$ = intervallo di tempo;

$h_2 - h_1$ = variazione del livello dell'acqua nell'intervallo $t_2 - t_1$;

d = lato del pozzetto.

Figura 11 - Fasi esecutive della prova di permeabilità



Associando i dati ricavati dalla prova alle informazioni ottenibili dalla letteratura esistente si evince come, per i terreni in esame, le caratteristiche granulometriche, di forma e di addensamento dei granuli permettano di definire quantitativamente il coefficiente di permeabilità e qualitativamente i loro parametri idrogeologici (grado di permeabilità K e drenaggio), come descritto nella tabella seguente.

Trincea	Prof. da p.c. (m)	Litologia	K (cm/s)	Grado di K	Drenaggio
S1	1,60	Limo e argilla	$6,26 \times 10^{-4}$	basso	povero

3.4 Caratterizzazione geotecnica

Per quanto riguarda la determinazione delle proprietà geotecniche del sottosuolo sottostante l'area di intervento, i metodi di interpretazione della prova penetrometrica fanno riferimento a metodi di correlazione di tipo empirico o a soluzioni teoriche di bibliografia.

Per la valutazione delle caratteristiche meccaniche degli orizzonti di natura prevalentemente coesiva, è stato utilizzato il Metodo di Lunne ed Eide, valido per argille di bassa, media ed alta plasticità e poco sensibili, che relaziona la Resistenza di punta (R_p) delle prove penetrometriche con la Coesione non drenata (C_u), secondo la formula:

$$C_u = R_p - \sigma'_v / N_k$$

dove: R_p = Resistenza penetrometrica di punta (kg/cmq);

σ'_v = Pressione verticale efficace alla profondità di calcolo (kg/cmq);

N_k = Fattore dimensionale.

Per la valutazione dell'Angolo di attrito (Φ), relativamente agli orizzonti di natura granulare sabbiosi e sabbioso - limosi, sono stati utilizzati alcuni metodi riferibili a diversi autori, dipendenti dal medesimo valore di Resistenza di punta (R_p) ottenuto nel corso delle prove penetrometriche statiche. Più precisamente sono state utilizzate le seguenti relazioni:

$$V'b = 1,3 e^{2\pi \tan \Phi} \cdot \tan^2(45 + \Phi/2) \quad \{De Beer\}$$

$$V'b = 1,3 e^{(2,5\pi - \Phi) \cdot \tan \Phi} \cdot [(1 - \sin \Phi)/(1 + \sin^2 \Phi)] \quad \{Koppejan\}$$

$$V'b = 10^{3,04 \tan \Phi} \quad \{Caquot\}$$

dove: $V'b = R_p / \sigma'_v$ [kg/cmq].

Escluso lo spessore del terreno di riporto e vegetale, è possibile schematizzare le condizioni geotecniche del sottosuolo locale come descritto nella seguente tabella, dalla quale si evince che il sottosuolo locale, in superficie, presenta caratteristiche geotecniche mediocri. Si precisa che i valori riportati in tale tabella rappresentano una media ponderata dei parametri desunti dalle prove in sito e possono essere considerati rappresentativi degli orizzonti stratigrafici individuati nella loro globalità, considerate le variazioni laterali riscontrate nello spessore dei

vari strati. Dai tabulati delle prove penetrometriche allegati fuori testo, è possibile ricavare i parametri di resistenza puntuali, esattamente in corrispondenza delle verticali indagate.

Tabella 12 - Modello geotecnico locale

(Rp= resistenza alla punta; Ø = angolo di attrito, Cu = coesione non drenata,
 γ_{nat} = peso di volume del terreno naturale; γ_{sat} = peso di volume del terreno saturo)

Strato	Litologia	Rp medio (kg/cmq)	Ø (°)	Cu (kN/mq)	γ_{nat} (kN/mc)	γ_{sat} (kN/mc)
-	<i>Terreno di riporto</i>	-	-	-	-	-
-	<i>Terreno vegetale</i>	-	-	-	-	-
1	<i>Argille consistenti e argille limose, con una intercalazione decimetrica di argille organiche</i>	15	-	60	17	19
2	<i>Sabbie limose e sabbie mediamente addensate, con rade intercalazioni decimetriche di argille sabbiose e limose verso il basso</i>	33	28	-	18	20
3	<i>Argille omogenee molto consistenti</i>	25	-	80	17	19
4	<i>Sabbie limose o mediamente addensate, con subordinate intercalazioni di limi argillosi</i>	73	32	-	18	20
5	<i>Argille consistenti o molto consistenti e argille limose, con subordinate intercalazioni di sabbie limose</i>	16	-	60	17	19

3.2 Caratterizzazione sismica

Secondo il vigente D.M. 14 gennaio 2008, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati², si definiscono a partire dalla “**pericolosità sismica di base**” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R dato dal prodotto della vita nominale V_N dell’opera strutturale per il coefficiente d’uso C_U .

² Nei confronti delle azioni sismiche sono *stati limite di esercizio* lo Stato Limite di Operatività (SLO) e lo Stato Limite di Danno (SLD); sono *stati limite ultimi* lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Sarà compito del progettista strutturale scegliere i parametri da utilizzare nei calcoli in funzione della “Strategia di progettazione” adottata, una volta definita la Vita Nominale, la Classe d’uso ed il Periodo di Riferimento assegnate alla struttura.

In termini di **analisi sismica di sito**, l’utilizzo incrociato delle due tecniche sismiche ha permesso di ottenere un modello sismo - stratigrafico del sottosuolo robusto e affidabile in corrispondenza della zona d’interesse. L’indagine Re.Mi. ha individuato le discontinuità sismiche superficiali e stimato le velocità di propagazione delle onde S mentre la prospezione passiva a stazione singola (H.V.S.R.), tramite inversione congiunta, ha stimato il grado di rigidità della copertura profonda e del *bedrock* geofisico. Inoltre la misura H.V.S.R. ha determinato le frequenze di risonanza di sito cioè i valori di frequenza attesi in superficie in occasione di un evento sismico.

Il rilievo nello specifico ha innanzitutto fornito i seguenti dati sismici (modello sismo - stratigrafico interpretativo).

Tabella 13 - Modello sismo - stratigrafico locale

Indagine sismica Re.Mi. congiunta all’H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	170	1,5	0,0 - 1,5
II SISMOSTRATO	130	1	1,5 - 2,5
III SISMOSTRATO	180	3	2,5 - 5,5
IV SISMOSTRATO	140	4,5	5,5 - ≈ 10
V SISMOSTRATO	200	25	≈ 10 - ≈ 35
VI SISMOSTRATO	280	40	≈ 35 - ≈ 75
VII SISMOSTRATO	380	Semisp.	≈ 75 - Semisp.

La **frequenza caratteristica di risonanza di sito**, generata dalla discontinuità sismica a più elevato rapporto spettrale ($H/V \approx 3 - 4$), è di circa 1,0 Hz.

È ormai consolidata, sia a livello accademico sia professionale, l’ipotesi che le strutture subiscono le sollecitazioni sismiche maggiori quando c’è coincidenza tra la frequenza di vibrazione naturale del terreno investito da un’onda sismica e quella natura dell’edificio.

Si dovrà quindi porre estrema attenzione nell'edificare strutture aventi lo stesso periodo di vibrazione naturale del terreno poiché il rapporto H/V calcolato è tale da ipotizzare un fattore di amplificazione del moto sismico in superficie.

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, è necessario individuare la **categoria di sottosuolo di riferimento** sulla base dei valori della velocità equivalente di V_{s30} [m/s], inteso come velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio dal piano di posa delle fondazioni, o sulla base del valore di $N_{SPT,30}$, secondo la seguente relazione:

$$V_{s30} = 30 / \sum_{i=1,N} h_i/V_i \quad [\text{m/s}]$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori. Tale parametro di resistenza del sottosuolo può essere dedotto direttamente attraverso indagini geofisiche o anche attraverso l'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche o sulla base della coesione non drenata media $Cu_{,30}$.

L'indagine di sismica passiva eseguita nel sito ha permesso di determinare il profilo verticale delle V_s e di classificare il profilo stratigrafico del sottosuolo di fondazione nella categoria di sottosuolo - C - come definita al punto 3.2.2 dell'Allegato del D.M. 14 gennaio 2008.

Tabella 14 - Categoria di sottosuolo

Categoria	Descrizione
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina</i>

4 *Analisi tecnico - geologica dell'intervento di progetto*

In base al D.M. 14 gennaio 2008 la progettazione geotecnica è svolta sulla base di verifiche di sicurezza relative agli stati limiti ultimi (SLU) e di analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE). Per ogni stato limite ultimo in particolare deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico; nella formulazione della resistenza R_d compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2. II dell'Allegato del D.M. stesso e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera dello stesso allegato;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera dello stesso allegato.

Nel caso in esame è applicabile la metodologia di cui al punto b), avendo stimato i parametri geotecnici del terreno in funzione di correlazioni con i risultati di prove in sito.

Le opere ed i sistemi geotecnici devono, inoltre, essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

4.1 Verifica della capacità portante

La verifica della capacità portante rappresenta uno degli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO) per le fondazioni superficiali ed esprime il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno. Si precisa che per la valutazione della capacità portante del terreno e per le conseguenti verifiche dei cedimenti sono state esaminate alcune ipotesi preliminari relative alla tipologia ed al dimensionamento delle strutture di fondazione, tenendo a ribadire che tali verifiche della stabilità dell'entità terreno - fondazione sono da considerarsi indicative e non costituiscono pertanto fase progettuale, ma rappresentano un'ipotesi di lavoro sui parametri geotecnici emersi dall'indagine geognostica in sito.

Dal punto di vista generale la capacità portante (o carico limite q_{lim}) di una fondazione superficiale rappresenta la pressione massima che una fondazione può trasmettere al terreno prima che questo raggiunga la rottura. Tale caratteristica non è una qualità intrinseca del terreno, a differenza delle proprietà geotecniche dei litotipi considerati, ma dipende essenzialmente da queste ultime, dalla forma e dalla geometria, ecc. Le principali equazioni sviluppate per il calcolo della capacità portante schematizzano il terreno come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di *Mohr-Coulomb*.

Le condizioni geologiche e le caratteristiche delle litologie locali, associate alla tipologia edificatoria prevista, si ritiene possano essere tali da permettere l'adozione di una fondazione continua a trave rovescia, compatibilmente con i carichi previsti dal Progettista. Pur non essendo previsti vani interrati, **ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 (paragrafo 6.4.2 "Fondazioni superficiali" dell'Allegato Tecnico), il piano di fondazione deve essere comunque situato sotto la coltre di terreno di riporto e/o vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionale del contenuto d'acqua.** Pertanto, sulla base delle indagini geotecniche eseguite, **si assume un piano di posa delle fondazioni ad almeno 1,1 m dal p.c. locale** e, in rapporto alla quota di imposta del fabbricato in progetto, dovrà essere eseguita una bonifica geotecnica per eliminare l'orizzonte

di terreno di riporto e pedologico e lo strato potenzialmente interessato dagli effetti degli agenti atmosferici.

Le verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico per il collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (D.M. 14 gennaio 2008 - paragrafo 6.4.2 "Fondazioni superficiali" dell'Allegato Tecnico) devono essere effettuate impiegando almeno uno dei due approcci previsti dalla normativa, approcci che utilizzano diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3)³.

Nel caso in esame si propone la verifica di sicurezza agli SLU con l'Approccio 2 (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite il coefficiente parziale γ_R riportato nella tabella 6.4.I, dove R3 è pari a 2,3 per la capacità portante delle fondazioni superficiali.

Circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prestazioni prescritte dal D.M. 14 gennaio 2008, per quanto non espressamente ivi specificato, ci si può riferire a metodologie di comprovata validità. Pertanto per il calcolo della capacità portante limite del terreno di fondazione si è fatto riferimento alla **Formola di Brinch - Hansen** (1970):

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

dove:

γ = peso di volume del terreno (kN/mc);

c = coesione (kN/mq);

q = γD (con D = profondità minima di posa della fondazione in m);

B' = $B - 2e$ effetto dell'eccentricità;

N_c, N_q, N_γ = fattori adimensionali di capacità portante, dipendenti dall'angolo di attrito;

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;

d_c, d_q, d_γ = fattori correttivi di inclinazione del carico;

i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione della base della fondazione;

b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi di inclinazione del piano campagna;

g_c, g_q, g_γ = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

³ Nel complesso si verificano le seguenti opzioni:

- APPROCCIO 1 - Combinazione 1: (A1+M1+R1), generalmente non significativa ai fini della verifica geotecnica;
- APPROCCIO 1 - Combinazione 2: (A2+M2+R2);
- APPROCCIO 2: (A1+M1+R3).

Relativamente alla realizzazione della nuova struttura, in mancanza di dati precisi a riguardo dei carichi, per orientare il Progettista nel dimensionamento di queste strutture, si è eseguito la verifica agli stati limite ultimi della capacità portante del terreno secondo l'Approccio progettuale 2 (A1+M1+R3), ipotizzando fondazioni superficiali nastriformi con piano di posa a circa 1,1 m di profondità dal p.c. locale, carichi verticali baricentrici, piano campagna e piano di posa orizzontali; la profondità della falda è stata assunta a - 2,0 m dal p.c. locale. Sulla base delle considerazioni sovraesposte, si ritiene giustificato assumere un valore indicativo della capacità portante (già diviso per 2,3) pari a:

$$Q_{\text{nastriforme}} = 100 \text{ kN/m}^2 \approx 10,0 \text{ t/m}^2 = 1,0 \text{ kg/cm}^2$$

Tale risultato è l'espressione di una situazione generalizzata che potrebbe discostarsi da quanto prospettato: si consiglia, quindi, di non superare il valore suggerito. In ogni caso, si ricorda che il valore ottenuto dovrà essere ricalcolato sulla base delle effettive scelte progettuali, in particolare la quota di imposta delle nuove strutture e delle varie fondazioni, una volta nota l'entità e l'eccentricità dei carichi: resta comunque di stretta competenza del Progettista la scelta definitiva ed esecutiva della tipologia e del dimensionamento delle fondazioni da adottare, che sarà subordinata all'individuazione dei parametri progettuali definitivi.

4.2 Valutazione dei cedimenti

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa; le componenti verticali di tali spostamenti assumono il ruolo di cedimenti. Secondo quanto stabilito dalla **Circolare LL.PP. n. 617 del 2 febbraio 2009 (paragrafo C6.4.2.2) per la loro verifica agli stati limite di esercizio sono da adoperarsi i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.**

Per quanto attiene alla valutazione dei cedimenti di consolidazione differiti nel tempo dei terreni prevalentemente argillosi normalmente consolidati e debolmente sovraconsolidati come quelli dello Strato 1, potrà essere applicata la teoria della plasticità con incrudimento (Burland, 1971), utilizzando il classico metodo edometrico per la valutazione dei cedimenti totali. Di seguito è riportata la formula analitica generale, derivata dalla teoria monodimensionale di Terzaghi:

$$\Delta s = \Sigma H_0 [C_c / (1 + e_0)] \log [(\sigma_0 + \Delta p) / \sigma_0]$$

dove:

H_0 = spessore iniziale dello strato compressibile considerato;

e_0 = indice dei vuoti;

C_c = indice di compressione;

Δp = incremento di pressione sul piano di fondazione;

σ_0 = pressione verticale efficace.

I parametri di compressibilità competenti ai terreni interessati dal calcolo sono stati indirettamente desunti dai risultati delle prove penetrometriche e da fonti bibliografiche derivate da prove di laboratorio (Schmertmann, 1978).

Nel caso specifico, in base ai calcoli risulta che i cedimenti totali compresi tra circa 1 e 1,5 cm.

In assenza di indagini di laboratorio, tali valori sono da ritenersi puramente indicativi e, in ogni caso, dovranno essere ricalcolati sulla base degli effettivi carichi trasmessi al terreno dalla struttura e, quindi, della tipologia e della geometria delle fondazioni progettate. Resta quindi di stretta competenza del Progettista la scelta definitiva ed esecutiva della tipologia e del dimensionamento delle fondazioni da adottare, che sarà subordinata all'individuazione dei parametri progettuali definitivi.

Per limitare i cedimenti immediati, dovrà essere preparato il piano di posa delle fondazioni a regola d'arte, avendo cura che il terreno di fondazione non subisca rimaneggiamenti e deterioramenti e dovrà essere regolarizzato e protetto con conglomerato magro, per avvantaggiare una diffusione del carico su di un'area più ampia di terreno.

5 Conclusioni

La presente Relazione Geologica, Geotecnica, Idrogeologica ed Idraulica, redatta a supporto del Progetto per la realizzazione di un centro polivalente per anziani all'interno della lottizzazione denominata Tomasetto - Trevisan nel Comune di Terrazzo (VR), ed in ottemperanza al D.P.R. n. 207/2010, art. 26, lettere a, b, d, ha permesso di analizzare in dettaglio lo stato attuale del territorio oggetto di intervento, evidenziando che l'area in esame non presenta situazioni morfologiche, strutturali o geotecniche sfavorevoli alla realizzazione degli interventi in progetto.

L'analisi morfologica, geologica, idrogeologica e sismica dello stato attuale del territorio oggetto di intervento e di un suo adeguato intorno ha permesso di accertare che:

- da un punto di vista **morfologico**, l'area oggetto di intervento è ubicata ad una quota di circa 11 s.l.m. in una porzione della bassa pianura veronese di origine fluviale;
- fino alla massima profondità indagata di - 10,0 m dal p.c., la **litologia** è rappresentata da litotipi di origine clastica, sciolti, organizzati in cinque orizzonti metrici alternativamente a comportamento prevalentemente coesivo o prevalentemente granulare con eteropia laterale scarsamente significativa;
- i **parametri geotecnici** si presentano in maniera articolata in funzione dei diversi orizzonti riscontrati e con valori generalmente mediocri;
- in merito alle **proprietà idrogeologiche** l'esecuzione dell'indagine geognostica ha permesso di accertare la presenza di falda idrica alla profondità minima di - 2,5 m dal p.c. locale; si ritiene che, in occasione delle stagioni particolare piovose, essa possa presentare soggiacenze minori e fino a - 1,5 m dal p.c. locale;
- la **caratterizzazione sismica** del sito di intervento ha consentito di determinare la frequenza fondamentale di risonanza che risulta pari a 1,0 Hz, di verificare che il profilo stratigrafico locale appartiene alla categoria di sottosuolo di riferimento - C -, e categoria topografica - T1 -.

L'ANALISI TECNICO - GEOLOGICA CONDOTTA DELL'INTERVENTO DI PROGETTO ha permesso di verificare:

- la **verifica agli stati ultimi della capacità portante della fondazione nastriforme ipotizzata**, calcolata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) e sulla base delle proprietà geotecniche acquisite sperimentalmente, è valutata pari a $Q = 100 \text{ kN/mq} \approx 10,0 \text{ t/mq} =$

1,0 kg/cmq (si ricorda che tale valore dovrà essere ricalcolato sulla base delle effettive scelte progettuali);

- per quanto riguarda i **cedimenti**, si ritiene siano prevedibili cedimenti totali compresi tra circa 1 e 1,5 cm (si ribadisce comunque che tale analisi è da ritenersi puramente indicativa).

Quali **MODALITÀ OPERATIVE DI INTERVENTO** si esprime quanto segue:

- visto il potenziale irregolare andamento della superficie topografica originaria dell'area oggetto di intervento si ribadisce la necessità di attestare le fondazioni ad una profondità di almeno 1,1 m dal p.c. locale, prevedendo, dove necessario, la bonifica per sostituzione con magrone di calcestruzzo dell'orizzonte di terreno vegetale e dello strato potenzialmente interessato da problemi derivanti da variazioni di volume per cambiamenti di umidità stagionali, per essiccazione e per effetto del gelo;
- le fondazioni dovranno essere gettate subito dopo l'esecuzione dello scavo per evitare il rammollimento del terreno per effetto dell'umidità, diversamente si consiglia di lasciare uno strato di 10-15 cm di terreno naturale da rimuovere quando si è pronti per il getto; inoltre il piano di posa degli elementi strutturali di fondazione dovrà essere regolarizzato e protetto con conglomerato magro, per avvantaggiare una diffusione del carico su di un'area più ampia di terreno;
- nel caso di fermo cantiere prolungato o in occasione di precipitazioni intense le aree di scavo dovranno essere ricoperte con teli impermeabili.

Caldiero, 26 settembre 2011

dr.ssa geol. NICOLETTA TOFFALETTI
via Guglielmo Marconi 21 - 37042 Caldiero (VR)
tel. 045 6152173 / 339 5773948



Allegati

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA, IDROGEOLOGICA E IDRAULICA

Sondaggio S1	Metodo di perforazione MECCANICO CON ESCAVATORE		
	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA E STRATIGRAFIA		
COMMITTENTE: arch. Daniele Degani e arch. Francesco Bozzini LAVORO: Relazione geologica con indicazioni di carattere geotecnico LOCALITA': Lottizzazione Tomasetto / Trevisan, Terrazzo (VR) DATA: 15 settembre 2011			
Profondità da p.c. (m)	Campioni	Descrizione litologica	Soggiacenza falda (m da p.c.)
0,0 - 0,5		Terreno di riporto connesso all'urbanizzazione dell'area di lottizzazione, costituito prevalentemente da limi e/o sabbie di origine locale	-
0,5 - 1,0		Terreno vegetale pre-esistente l'urbanizzazione	
1,0 - 1,6		Argille consistenti e argille limose	

NOTE:

- Verticalità dello scavo mantenuta a breve termine
- Si sono verificate venute d'acqua



Prova di permeabilità in pozzetto superficiale

Metodo con carico variabile

CANTIERE: Centro Polivalente Comunale
DATA: 15/09/2011
LOCALITA' Lott. Tomasetto / Trevisan, Terrazzo

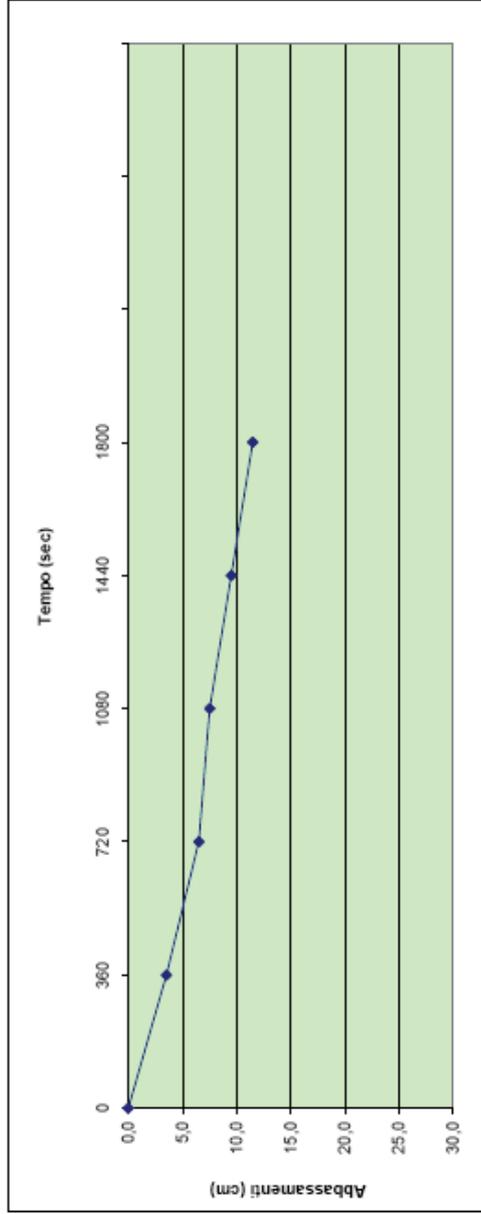
Pozzetto n° S1
Profondità 1,60 m
Lato equivalente b 95 cm
Hm Livello acqua 104,3 cm
Natura del terreno : Limo e argilla

Calcolo coefficiente di permeabilità

$Hm(cm) = 110$
 $b(cm) = 95$
 $h_1(cm) = 104,3$
 $h_2(cm) = 98,5$
 $\Delta t(sec) = 110$
 $\Delta t(sec) = 98,5$

$$K (cm/sec) = \frac{\Delta H}{(t_2 - t_1)} \frac{1 + (2Hm/b)}{(27Hm/b) + 3} = 6,26E-04$$

H (cm)	t (sec)	H/Hm	ΔH (cm)
110	0	1,06	0,0
106,5	360	1,02	3,5
103,5	720	0,99	6,5
102,5	1080	0,98	7,5
100,5	1440	0,96	9,5
98,5	1800	0,94	11,5



prova da convalidare solo in considerazione dell'altezza media $hm > b/4$

PROVA PENETROMETRICA STATICA (CPT)

Penetrometro statico Deep Drill SP100 Special da 100kN - punta meccanica modello Begemann; diametro del cono di punta 35.7 mm; area della punta conica 10 cmq; angolo di apertura del cono 60°; area laterale del manicotto 150 cmq; velocità di avanzamento della punta 2 cm/s

ELENCO DEGLI ELABORATI

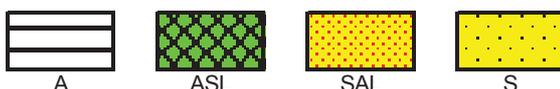
- Stima litologica
- Profili Rp, RI, F - Stratigrafia
- Parametri geotecnici

GRANDEZZE

Rp	= Resistenza alla punta	kg/cmq
RI	= Resistenza unitaria di attrito laterale locale	kg/cmq
Rf	= Rapporto delle resistenze RI / Rp (Friction Ratio)	%
L	= Classificazione dei terreni (Schmertmann, 1978; Begemann - A.G.I.)	
F	= Indice granulometrico (rapporto Rp / RI)(Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I.1977)	

T - Ao	= Torbe ed argille organiche (F<15)
L - A	= Limi ed argille (15<F<30)
Ls - SI	= Limi sabbiosi e sabbie limose (30<F<60)
S	= Sabbie (F>60)

A0	= argille organiche e terreni misti
A1	= argille inorganiche - consistenza molto bassa
A2	= argille inorganiche - consistenza bassa
A3	= argille inorganiche - media
A4	= argille inorganiche - compatte
A5	= argille inorganiche - molto compatte
ASL	= argille sabbiose e limose
SAL	= sabbie argillose e limi
LS	= terre limose sabbiose
S0	= sabbia sciolta
S1	= sabbia mediamente addensata
S2	= sabbia addensata o cementata
SG	= sabbie e ghiaie

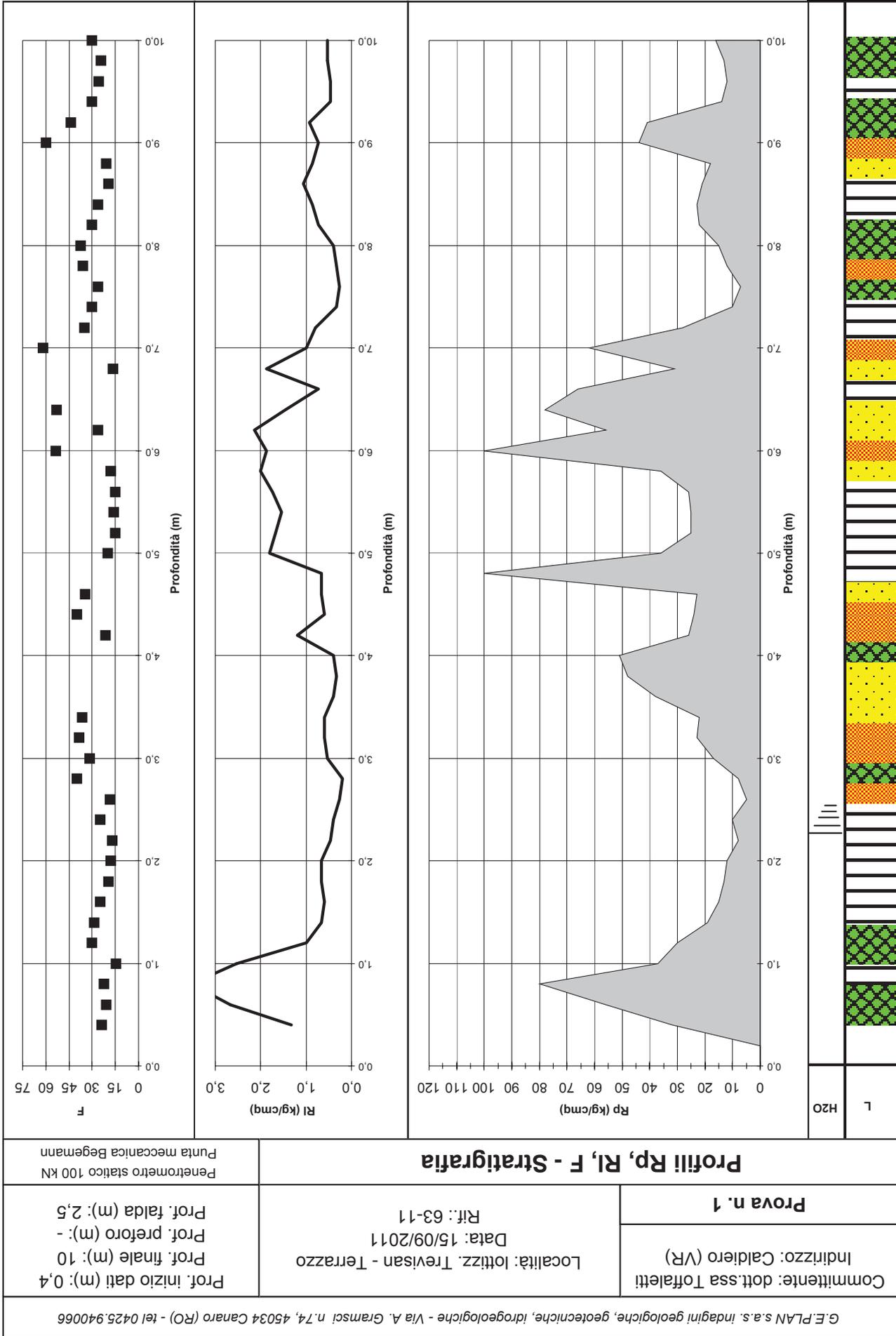


Rp	= Resistenza alla punta	kg/cmq
C - G	= Comportamento meccanico coesivo o granulare del terreno di fondazione	
γ	= Peso di volume unitario totale del terreno (valore medio)	T/mc
$1\phi^*$	= Angolo di attrito interno efficace per terreni non coesivi (Meyerhof 1956, per sabbie limose NC)	gradi
$2\phi^*$	= Angolo di attrito interno efficace per terreni non coesivi (Durgunoglu & Mitchell, per sabbie NC)	gradi
DR	= Densità relativa per terreni non coesivi NC (Schmertmann, 1976)	%
σ	= Tensione litostatica totale	kg/cmq
σ^*	= Tensione litostatica efficace	kg/cmq
Cu	= Resistenza al taglio non drenata delle terre coesive (Robertson, Campanella, 1983)	
OCR	= Rapporto di sovraconsolidazione per terreni coesivi (Koutsoftas e Ladd, 1985)	
E	= Modulo di Young (deformazione 25%) per una fondazione quadrata e nastriforme in terreni granulari (Schmertmann, 1970-1978), e per terreni coesivi NC (Bowles, 1991)	kg/cmq
M	= Modulo edometrico (Mitchell e Gardner, 1975)	kg/cmq
mv	= Coefficiente di compressibilità volumetrica	cmq/kg
Unità	= Unità litotecnica interpretata	

Committente: dott.ssa Toffaletti Indirizzo: Caldiero (VR)	Penetrometro statico 100 kN Località: lottizz. Trevisan Data: 15/09/2011 Rif.: 63-11	Prof. inizio dati (m): 0,4 Prof. finale (m): 10 Prof. preforo (m): - Prof. falda (m): 2,5
--	---	--

Prova n. 1**Stima Litologica**

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	RI (kg/cmq)	Rf (%)	F	L	
					Schmertmann '78	A.G.I.77
0,20						
0,40	32,0	1,333	4,2	24		
0,60	56,0	2,667	4,8	21	ASL	L - A
0,80	80,0	3,533	4,4	23	ASL	L - A
1,00	37,0	2,533	6,8	15	A5	L - A
1,20	30,0	1,000	3,3	30	ASL	L - A
1,40	19,0	0,667	3,5	29	ASL	L - A
1,60	15,0	0,600	4,0	25	A4	L - A
1,80	13,0	0,667	5,1	20	A4	L - A
2,00	12,0	0,667	5,6	18	A4	L - A
2,20	8,0	0,467	5,8	17	Ao	L - A
2,40	10,0	0,400	4,0	25	A3	L - A
2,60	5,0	0,267	5,3	19	Ao	L - A
2,80	8,0	0,200	2,5	40	SAL	Ls - SI
3,00	17,0	0,533	3,1	32	ASL	Ls - SI
3,20	23,0	0,600	2,6	38	SAL	S
3,40	22,0	0,600	2,7	37	SAL	S
3,60	38,0	0,400	1,1	95	S1	S
3,80	48,0	0,333	0,7	144	S1	S
4,00	51,0	0,400	0,8	128	S1	S
4,20	26,0	1,200	4,6	22	ASL	L - A
4,40	24,0	0,600	2,5	40	SAL	S
4,60	23,0	0,667	2,9	35	SAL	S
4,80	100,0	0,667	0,7	150	S2	S
5,00	36,0	1,800	5,0	20	A5	L - A
5,20	25,0	1,667	6,7	15	A5	L - A
5,40	25,0	1,533	6,1	16	A5	L - A
5,60	26,0	1,733	6,7	15	A5	L - A
5,80	36,0	2,000	5,6	18	A5	L - A
6,00	100,0	1,867	1,9	54	S2	S
6,20	56,0	2,133	3,8	26	SAL	L - A
6,40	78,0	1,467	1,9	53	S1	S
6,60	66,0	0,733	1,1	90	S1	S
6,80	31,0	1,867	6,0	17	A5	L - A
7,00	62,0	1,000	1,6	62	S1	S
7,20	28,0	0,800	2,9	35	SAL	S
7,40	10,0	0,333	3,3	30	A3	L - A
7,60	7,0	0,267	3,8	26	A3	L - A
7,80	12,0	0,333	2,8	36	ASL	Ls - SI
8,00	15,0	0,400	2,7	38	SAL	Ls - SI
8,20	22,0	0,733	3,3	30	ASL	L - A
8,40	23,0	0,867	3,8	27	ASL	L - A
8,60	21,0	1,067	5,1	20	A5	L - A
8,80	18,0	0,867	4,8	21	A4	L - A
9,00	44,0	0,733	1,7	60	S1	S
9,20	41,0	0,933	2,3	44	SAL	S
9,40	14,0	0,467	3,3	30	ASL	L - A
9,60	12,0	0,467	3,9	26	ASL	L - A
9,80	13,0	0,533	4,1	24	A4	L - A
10,00	16,0	0,533	3,3	30	ASL	L - A



Committente: dott.ssa Toffaletti Indirizzo: Caldiero (VR)	Località: lottizz. Trevisan Data: 15/09/2011 Rif.: 63-11	Prof. inizio dati (m): 0,4 Prof. finale (m): 10,0 Prof. preforo (m): - Prof. falda (m): 2,5
--	--	--

Prova n. 1

Parametri geotecnici

Penetrometro statico 100kN - punta meccanica Begemann

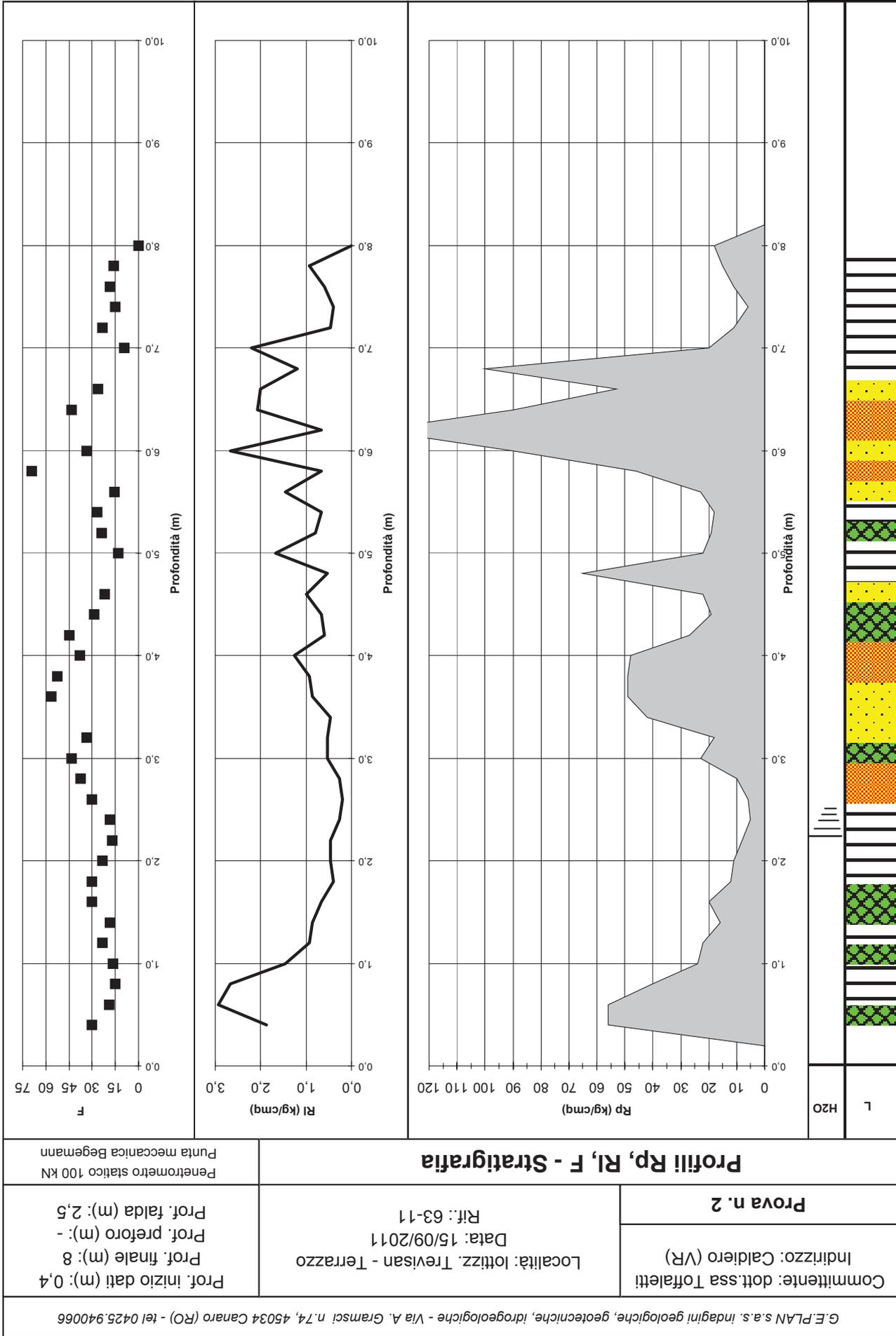
	Prof. m	Rp kg/cmq	C-G	γ Ton/mc	$1\phi^*$ (°)	$2\phi^*$ (°)	DR %	σ kg/cmq	σ^* kg/cmq	Cu kg/cmq	OCR	E kg/cmq	M kg/cmq	mv cmq/kg	Unità
	0,0														
	0,2														
	0,4	32,0						0,102	0,102						
	0,6	56,0	CS	1,70				0,136	0,136						
	0,8	80,0	CS	1,70				0,170	0,170	1,32	81,0	296	111	0,009	
	1,0	37,0	CS	1,70				0,204	0,204	1,06	49,5	240	90	0,011	
	1,2	30,0	CS	1,70				0,238	0,238	0,82	29,3	152	67	0,015	
	1,4	19,0	CS	1,70				0,272	0,272	0,70	20,5	120	53	0,019	
	1,6	15,0	CS	1,70				0,306	0,306	0,60	14,7	104	46	0,022	
	1,8	13,0	CS	1,70				0,340	0,340	0,56	11,6	96	42	0,024	
	2,0	12,0	CS	1,70				0,374	0,374	0,42	7,3	64	28	0,036	
	2,2	8,0	CS	1,70				0,408	0,408	0,53	8,8	80	35	0,029	
	2,4	10,0	CS	1,70				0,440	0,430	0,30	4,1	40	10	0,100	
	2,6	5,0	CS	1,60				0,477	0,447			20	28	24	0,042
	2,8	8,0	G	1,84	26	28		0,514	0,464			43	60	60	0,017
	3,0	17,0	G	1,85	27	31	27	0,551	0,481			58	81	69	0,014
	3,2	23,0	G	1,87	28	33	37	0,588	0,498			55	77	66	0,015
	3,4	22,0	G	1,86	28	32	34	0,626	0,516			95	133	114	0,009
	3,6	38,0	G	1,90	30	35	53	0,665	0,535			120	168	144	0,007
	3,8	48,0	G	1,91	32	36	61	0,703	0,553			128	179	153	0,007
	4,0	51,0	G	1,92	32	36	62	0,742	0,572	0,90	11,1	208	78	0,013	
	4,2	26,0	CS	1,96				0,779	0,589			60	84	72	0,014
	4,4	24,0	G	1,87	28	32	33	0,817	0,607			58	81	69	0,014
	4,6	23,0	G	1,87	28	32	30	0,857	0,627			250	350	300	0,003
	4,8	100,0	G	2,00	35	39	83	0,897	0,647	1,25	14,4	288	108	0,009	
	5,0	36,0	CS	2,02				0,936	0,666	0,93	9,5	200	75	0,013	
	5,2	25,0	CS	1,95				0,975	0,685	0,92	9,1	200	75	0,013	
	5,4	25,0	CS	1,95				1,014	0,704	0,89	8,4	208	78	0,013	
	5,6	26,0	CS	1,96				1,054	0,724	1,25	12,4	288	108	0,009	
	5,8	36,0	CS	2,02				1,094	0,744			250	350	300	0,003
	6,0	100,0	G	2,00	35	38	79	1,135	0,765	1,96	20,3	448	168	0,006	
	6,2	56,0	CS	2,04				1,174	0,784			195	273	234	0,004
	6,4	78,0	G	1,96	34	36	68	1,213	0,803			165	231	198	0,005
	6,6	66,0	G	1,94	33	35	61	1,253	0,823	1,06	8,6	248	93	0,011	
	6,8	31,0	CS	1,99				1,292	0,842			155	217	186	0,005
	7,0	62,0	G	1,94	33	35	58	1,329	0,859			70	98	84	0,012
	7,2	28,0	G	1,88	29	31	28	1,367	0,877	0,48	3,0	80	35	0,029	
	7,4	10,0	CS	1,90				1,402	0,892	0,31	1,7	56	35	0,029	
	7,6	7,0	CS	1,72				1,438	0,908			30	42	42	0,024
	7,8	12,0	G	1,84	25	27		1,475	0,925			38	53	45	0,022
	8,0	15,0	G	1,85	26	28	3	1,514	0,944	0,79	5,0	176	66	0,015	
	8,2	22,0	CS	1,93				1,553	0,963	0,82	5,2	184	69	0,014	
	8,4	23,0	CS	1,94				1,591	0,981	0,75	4,5	168	63	0,016	
	8,6	21,0	CS	1,93				1,630	1,000	0,71	4,1	144	63	0,016	
	8,8	18,0	CS	1,92				1,668	1,018			110	154	132	0,008
	9,0	44,0	G	1,91	31	32	40	1,706	1,036			103	144	123	0,008
	9,2	41,0	G	1,90	31	32	37	1,744	1,054	0,58	3,0	112	49	0,020	
	9,4	14,0	CS	1,91				1,782	1,072	0,49	2,3	96	42	0,024	
	9,6	12,0	CS	1,90				1,820	1,090	0,53	2,6	104	46	0,022	
	9,8	13,0	CS	1,91				1,858	1,108	0,61	3,0	128	56	0,018	
	10,0	16,0	CS	1,91											

Comune di Terrazzo Prot. n. 3363 del 31-07-2018 arrivo Cat. 6 Cl. 4

Committente: dott.ssa Toffaletti Indirizzo: Caldiero (VR)	Penetrometro statico 100 kN Località: lottizz. Trevisan Data: 15/09/2011 Rif.: 63-11	Prof. inizio dati (m): 0,4 Prof. finale (m): 8 Prof. preforo (m): - Prof. falda (m): 2,5
--	---	---

Prova n. 2**Stima Litologica**

Prof. (m)	Rp (kg/cmq)	RI (kg/cmq)	Rf (%)	F	L	
					Schmertmann '78	A.G.I.77
0,20						
0,40	56,0	1,867	3,3	30		
0,60	56,0	2,933	5,2	19	ASL	L - A
0,80	40,0	2,667	6,7	15	A5	L - A
1,00	24,0	1,467	6,1	16	A5	L - A
1,20	22,0	0,933	4,2	24	ASL	L - A
1,40	16,0	0,867	5,4	18	A4	L - A
1,60	20,0	0,667	3,3	30	ASL	L - A
1,80	12,0	0,400	3,3	30	ASL	L - A
2,00	11,0	0,467	4,2	24	A4	L - A
2,20	8,0	0,467	5,8	17	Ao	L - A
2,40	5,0	0,267	5,3	19	Ao	L - A
2,60	6,0	0,200	3,3	30	A2	L - A
2,80	10,0	0,267	2,7	38	SAL	Ls - SI
3,00	23,0	0,533	2,3	43	SAL	S
3,20	18,0	0,533	3,0	34	ASL	Ls - SI
3,40	42,0	0,467	1,1	90	S1	S
3,60	49,0	0,867	1,8	57	S1	S
3,80	49,0	0,933	1,9	53	S1	S
4,00	48,0	1,267	2,6	38	SAL	S
4,20	27,0	0,600	2,2	45	SAL	S
4,40	19,0	0,667	3,5	29	ASL	L - A
4,60	22,0	1,000	4,5	22	ASL	L - A
4,80	65,0	0,533	0,8	122	S1	S
5,00	22,0	1,667	7,6	13	A5	L - A
5,20	19,0	0,800	4,2	24	A4	L - A
5,40	18,0	0,667	3,7	27	ASL	L - A
5,60	23,0	1,467	6,4	16	A5	L - A
5,80	46,0	0,667	1,4	69	S1	S
6,00	90,0	2,667	3,0	34	SAL	S
6,20	140,0	0,667	0,5	210	SG	S
6,40	90,0	2,067	2,3	44	SAL	S
6,60	53,0	2,000	3,8	27	SAL	L - A
6,80	100,0	1,200	1,2	83	S2	S
7,00	20,0	2,200	11,0	9	A5	L - A
7,20	11,0	0,467	4,2	24	A4	L - A
7,40	6,0	0,400	6,7	15	Ao	T - Ao
7,60	11,0	0,600	5,5	18	A4	L - A
7,80	15,0	0,933	6,2	16	Ao	L - A
8,00	18,0	0,933	5,2	19	A4	L - A
8,20						
8,40						
8,60						
8,80						
9,00						
9,20						
9,40						
9,60						
9,80						
10,00						



Committente: dott.ssa Toffaletti	Località: Iottizz. Trevisan	Prof. inizio dati (m): 0,4
Indirizzo: Caldiero (VR)	Data: 15/09/2011	Prof. finale (m): 8,0
	Rif.: 63-11	Prof. preforo (m): -
Prova n. 2		Prof. falda (m): 2,5

Parametri geotecnici

Penetrometro statico 100kN - punta meccanica Begemann

	Prof. m	Rp kg/cmq	C-G	γ Ton/mc	$1\phi^*$ (°)	$2\phi^*$ (°)	DR %	σ kg/cmq	σ^* kg/cmq	Cu kg/cmq	OCR	E kg/cmq	M kg/cmq	mv cmq/kg	Unità
	0,0														
	0,2														
	0,4	56,0													
	0,6	56,0	CS	1,70				0,102	0,102						
	0,8	40,0	CS	1,70				0,136	0,136						
	1,0	24,0	CS	1,70				0,170	0,170	0,92	51,6	192	72	0,014	
	1,2	22,0	CS	1,70				0,204	0,204	0,84	36,7	176	66	0,015	
	1,4	16,0	CS	1,70				0,238	0,238	0,69	23,5	128	56	0,018	
	1,6	20,0	CS	1,70				0,272	0,272	0,86	26,4	160	60	0,017	
	1,8	12,0	CS	1,70				0,306	0,306	0,56	13,3	96	42	0,024	
	2,0	11,0	CS	1,70				0,340	0,340	0,51	10,4	88	39	0,026	
	2,2	8,0	CS	1,70				0,374	0,374	0,42	7,3	64	28	0,036	
	2,4	5,0	CS	1,70				0,408	0,408	0,31	4,4	40	10	0,100	
	2,6	6,0	CS	1,66				0,441	0,431	0,31	4,1	48	30	0,033	
	2,8	10,0	G	1,84	26	29	8	0,478	0,448			25	35	30	0,033
	3,0	23,0	G	1,87	28	33	38	0,515	0,465			58	81	69	0,014
	3,2	18,0	G	1,86	27	32	28	0,552	0,482			45	63	63	0,016
	3,4	42,0	G	1,90	31	35	58	0,591	0,501			105	147	126	0,008
	3,6	49,0	G	1,91	32	36	62	0,629	0,519			123	172	147	0,007
	3,8	49,0	G	1,91	32	36	61	0,667	0,537			123	172	147	0,007
	4,0	48,0	G	1,91	32	36	60	0,705	0,555			120	168	144	0,007
	4,2	27,0	G	1,87	29	33	38	0,743	0,573			68	95	81	0,012
	4,4	19,0	CS	1,92				0,781	0,591	0,79	9,1	152	67	0,015	
	4,6	22,0	CS	1,93				0,820	0,610	0,81	9,0	176	66	0,015	
	4,8	65,0	G	1,94	33	37	67	0,859	0,629			163	228	195	0,005
	5,0	22,0	CS	1,93				0,897	0,647	0,81	8,3	176	66	0,015	
	5,2	19,0	CS	1,92				0,936	0,666	0,79	7,7	152	67	0,015	
	5,4	18,0	CS	1,92				0,974	0,684	0,74	6,9	144	63	0,016	
	5,6	23,0	CS	1,94				1,013	0,703	0,85	7,9	184	69	0,014	
	5,8	46,0	G	1,91	31	34	51	1,051	0,721			115	161	138	0,007
	6,0	90,0	G	1,98	35	37	75	1,090	0,740			225	315	270	0,004
	6,2	140,0	G	2,08	37	39	90	1,132	0,762			350	490	420	0,002
	6,4	90,0	G	1,98	35	37	74	1,172	0,782			225	315	270	0,004
	6,6	53,0	CS	2,04				1,212	0,802	1,85	17,8	424	159	0,006	
	6,8	100,0	G	2,00	35	37	76	1,252	0,822			250	350	300	0,003
	7,0	20,0	CS	1,92				1,291	0,841	0,81	6,0	160	60	0,017	
	7,2	11,0	CS	1,90				1,329	0,859	0,46	2,9	88	39	0,026	
	7,4	6,0	CS	1,25				1,354	0,864	0,26	1,4	48	12	0,083	
	7,6	11,0	CS	1,90				1,392	0,882	0,46	2,8	88	39	0,026	
	7,8	15,0	CS	1,91				1,430	0,900	0,65	4,1	120	53	0,019	
	8,0	18,0	CS	1,92				1,468	0,918	0,72	4,6	144	63	0,016	
	8,2														
	8,4														
	8,6														
	8,8														
	9,0														
	9,2														
	9,4														
	9,6														
	9,8														
	10,0														

Comune di Terrazzo Prot. n. 3363 del 31-07-2018 arrivo Cat. 6 Cl. 4



REGIONE DEL VENETO

Provincia di Verona



Indagine geofisica con metodi Re.Mi. e H.V.S.R. per la
caratterizzazione sismica dei terreni secondo la normativa
vigente (*N.T.C. - D.M. 14 gennaio 2008*)

Via Baldini Sinistra, Lottizzazione "Tomasetto Trevisan"
Comune di Terrazzo (VR)

Committente:
Dr.ssa Geol. NICOLETTA TOFFALETTI

Data: settembre 2011



Dr. Geol. Matteo Collareda

INDICE

1.	PREMESSE	3
2.	CENNI TEORICI E STRUMENTAZIONE UTILIZZATA	5
	2.1 Indagine sismica di tipo passivo in <i>array</i> (Re.Mi.)	5
	2.2 Indagine sismica di tipo passivo a stazione singola (H.V.S.R.)	7
3.	EVOLUZIONE NORMATIVA E CENNI DI INGEGNERIA SISMICA	8
4.	ANALISI SISMICA DI SITO E DEFINIZIONE CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	9
	4.1 Risultati ottenuti dalle indagini sismiche effettuate	9
	4.2 Indagine sismica passiva in array (Re.Mi.) con inversione congiunta all'H.V.S.R.	10
	4.3 Indagine sismica passiva a stazione singola (H.V.S.R.)	11
	4.4 Categoria di sottosuolo di fondazione secondo le Norme Tecniche sulle Costruzioni - D.M. 14 gennaio 2008	12

ALLEGATO

-  Prospezione sismica Re.Mi. e H.V.S.R.

BIBLIOGRAFIA ESENZIALE

1. PREMESSE

Il giorno 15 settembre 2011 è stata condotta la presente campagna d'indagine geofisica in via Baldini Sinistra all'interno della lottizzazione denominata "Tomasetto Trevisan" nel Comune di Terrazzo (VR), su incarico della Dr.ssa Geol. Nicoletta Toffaletti. Al fine di caratterizzare, dal punto di vista sismico, il sottosuolo dell'area in esame sono stati utilizzati i metodi di prospezione sismica **Re.Mi. (Refraction Microtremor)** e **H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)**, due metodologie che consentono di ottenere un modello verticale delle Vs, a partire dalle modalità di propagazione delle onde di superficie, in particolare le onde di Rayleigh, e non attraverso quelle di volume come invece accade per i metodi propri della sismica più tradizionale. Inoltre, la tecnica di Nakamura (HVSR) permette di stimare le frequenze fondamentali di risonanza del terreno, indispensabili per una corretta progettazione antisismica. In particolare, sono state effettuate:

- n°1 prospezione sismica con tecnica passiva **Re.Mi. (Refraction Microtremor)** sviluppata in un *array* bidimensionale con n°16 geofoni a 4.5 Hz ad asse verticale per la ricostruzione sismo-stratigrafica del sottosuolo e per l'assegnazione della categoria del sottosuolo di fondazione ($V_s, 30$) come espressamente richiesto dalla normativa vigente (*N.T.C. - D.M. 14/01/2008*);
- n°1 registrazione di rumore sismico ambientale a stazione singola con elaborazione **H.V.S.R. (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)** per individuare le frequenze di risonanza del terreno al fine di eseguire una corretta progettazione sismica delle strutture.

Nella figura a seguire viene evidenziata l'area in oggetto di studio (*Fig. 1 - Corografia alla scala 1:25.000, estratto da I.G.M.*).

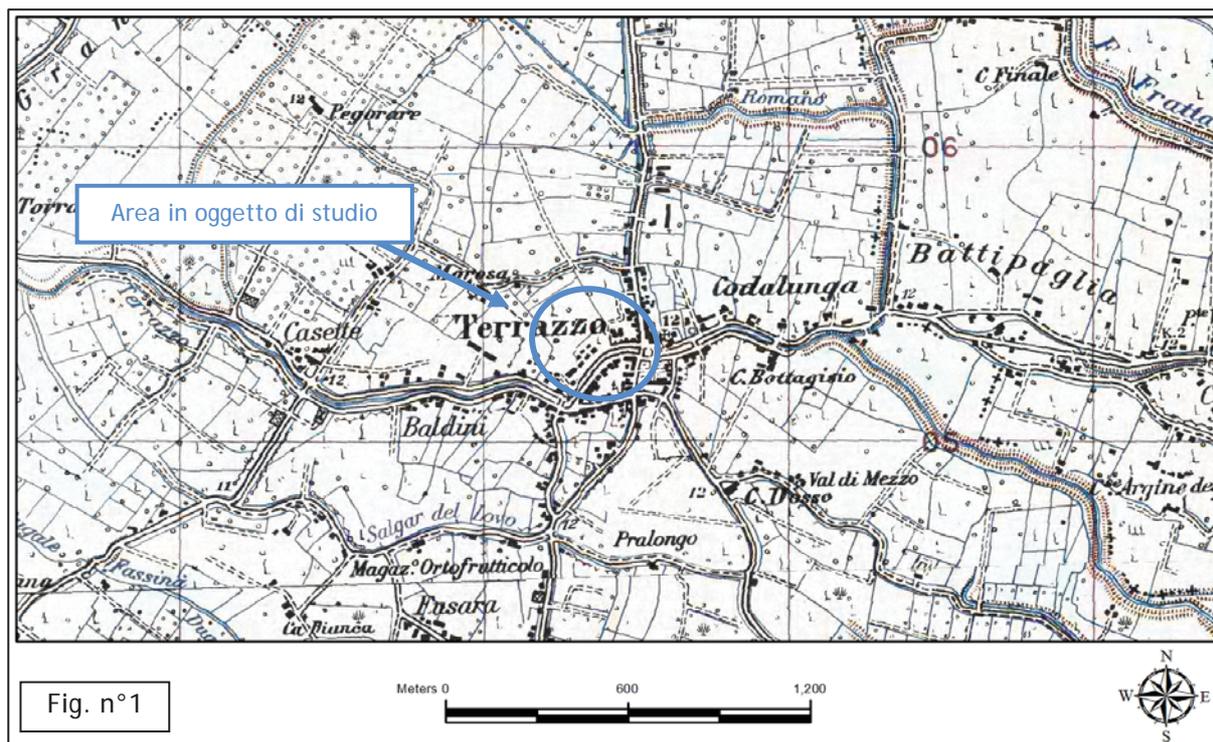


Fig. 1 - Corografia alla scala 1:25.000, estratto da I.G.M.

L'esatta ubicazione dell'area è stata ottenuta tramite un posizionatore GPS interno alla strumentazione geofisica utilizzata e di seguito riportata in gradi e minuti con decimali secondo lo standard WGS-84 e ED50. Nella figura seguente (*Fig. 2- Ubicazione prove in situ*) sono invece riportate, in dettaglio, le posizioni di ogni misura effettuata.

Latitudine	Longitudine
45.17467° N (WGS-84)	11.39616° E (WGS-84)
45.175592° N (ED50)	11.397163° E (ED50)

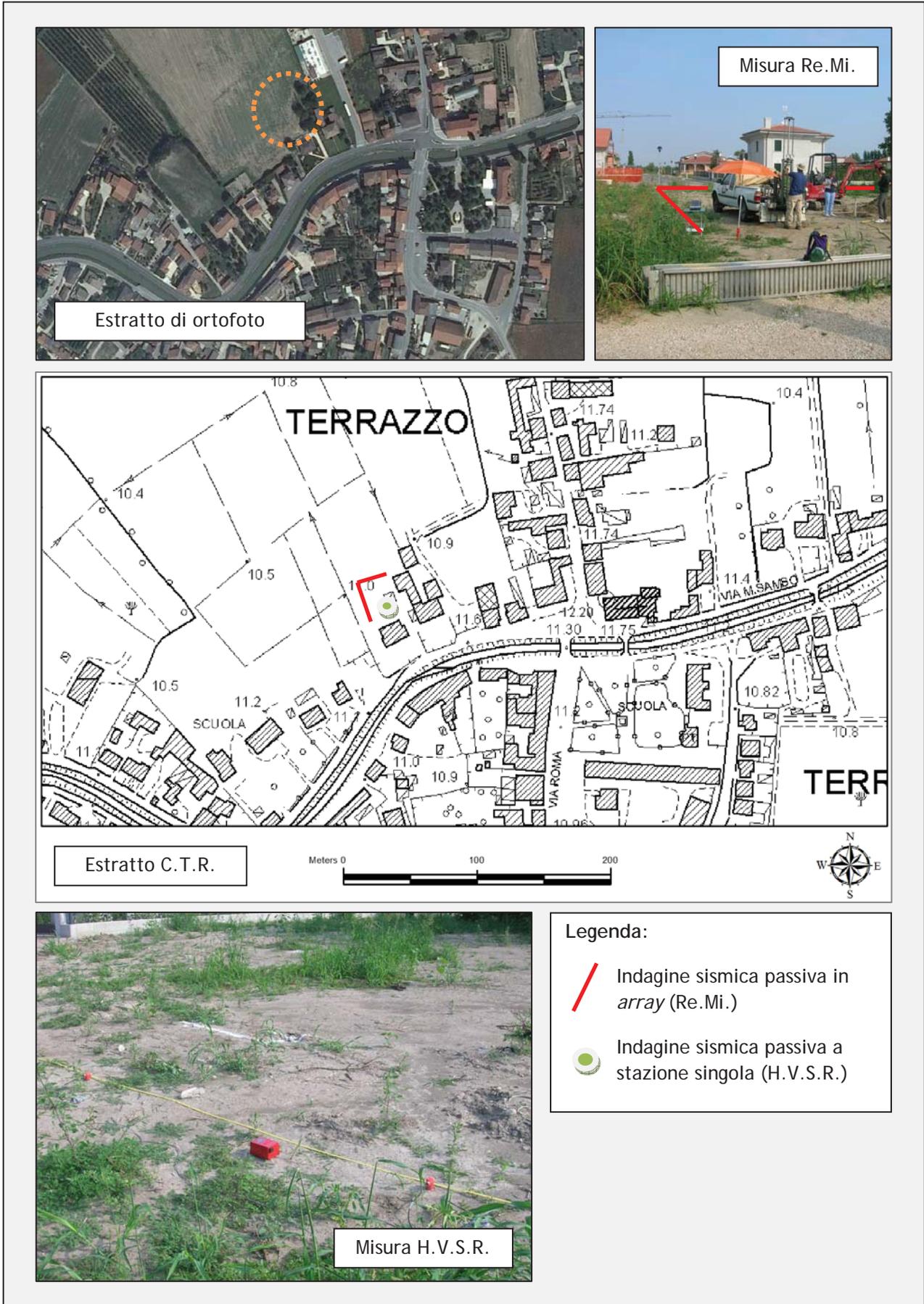


Fig. 2 - Ubicazione prove in situ

2. CENNI TEORICI E STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

2.1 Indagine sismica di tipo passivo in array (Re.Mi.)

È noto che la propagazione delle onde, nel caso di mezzi stratificati e trasversalmente isotropi, avviene in maniera diversa rispetto al caso di mezzi omogenei; non esiste più un'unica velocità ma ogni frequenza è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione a sua volta legata alle varie lunghezze d'onda. Queste interessano il terreno a diverse profondità e risultano influenzate dalle caratteristiche elastiche, appunto variabili con la profondità. Questo comportamento viene definito *dispersione in frequenza* ed è fondamentale nello sviluppo dei metodi sismici che utilizzano le onde di superficie. Ovviamente le lunghezze d'onda più grandi corrispondono alle frequenze più basse e vanno ad interessare il terreno più in profondità; al contrario, le lunghezze d'onda più piccole, poiché sono associate alle frequenze più alte, rimangono nelle immediate vicinanze della superficie. I metodi di prospezione sismica che utilizzano le onde di superficie si basano su modelli fisico - matematici nei quali il sottosuolo viene schematizzato come una serie di strati con caratteristiche elastiche lineari.

La procedura Re.Mi. è un metodo di prospezione sismica sviluppato presso l'Università di Reno in Nevada (Louie, 2001) e viene classificato come metodo passivo in quanto utilizza il rumore ambientale. I vantaggi promossi da questo metodo sono molteplici: è molto veloce e semplice da usare in fase di acquisizione, raggiunge una buona profondità e risoluzione d'indagine ma soprattutto permette di ottenere migliori risultati in ambienti particolarmente urbanizzati.

La fase di acquisizione deve essere effettuata con una serie di accorgimenti e precauzioni da prendere in sito e nella pianificazione della registrazione. Tutto è finalizzato alla registrazione di dati contenenti la miglior informazione possibile riguardo alla propagazione delle onde di Rayleigh con buon rapporto segnale - rumore.

Il rumore incoerente, cioè di tipo casuale, nel caso Re.Mi. rappresenta la fonte del segnale utile che si vuole registrare. I microtremori generati dall'ambiente si propagano nel suolo e di questi si cerca di distinguere il modo fondamentale di vibrazione dell'onda di Rayleigh da quelli superiori e dall'aliasing spaziale. C'è, in questo caso, la necessità di soddisfare la condizione di "omnidirezionalità" delle sorgenti, cioè si suppone che il rumore ambientale provenga sostanzialmente da tutte le direzioni.

I tempi di registrazione dei microtremori sono decisamente più elevati rispetto alle indagini di tipo attivo. La registrazione sarà analizzata in finestre temporali che variano dai 10 ai 30 secondi.

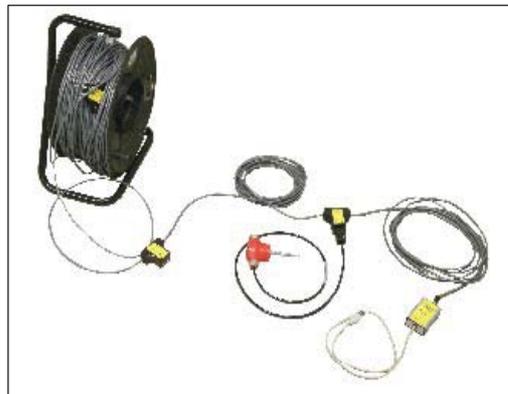
Sono da considerare la lunghezza dello stendimento L e la distanza intergeofonica Δx . Quest'ultima agisce sul segnale come una specie di filtro in frequenza. Supponendo, infatti, che il segnale arrivi da tutte le direzioni, maggiore è la spaziatura, minore sarà la frequenza del segnale utile campionabile e viceversa. Se la frequenza è più bassa aumenta la profondità d'indagine.

La fase più delicata è quella del *data processing*, che consiste nel trattamento dei dati acquisiti con l'obiettivo di stimare la velocità di fase delle onde di Rayleigh (V_r) che sono correlabili con le velocità V_s di propagazione delle onde S ($V_s \approx 1,1 V_r$).

Le varie tecniche di processing trasformano l'informazione registrata nel dominio $x - t$ (spazio tempo), in un dominio dove l'energia associata all'evento è funzione della frequenza e di altre variabili. Tutto questo allo scopo, attraverso lo spettro, di localizzare la densità di energia maggiore, alla quale sono di solito associate le onde di Rayleigh. Con procedura manuale vengono selezionati dei punti sullo spettro, che andranno a formare la curva di dispersione sperimentale. La scelta di questi valori, denominata *picking*, è condizionata da alcune indicazioni ma è imprescindibile dall'abilità e dall'esperienza dell'interprete anche in base ad altre conoscenze in merito al sito in esame.

Il *sampling rate* utilizzato è stato di 512 Hz in modo da ottenere un elevato dettaglio del segnale. La durata (lunghezza temporale) del segnale registrato è stato di circa 9 minuti. Il software utilizzato per l'analisi spettrale è [Grilla v.6.1 beta release 2011](#).

Data la necessità di analizzare con elevato dettaglio le basse frequenze (tipicamente anche al di sotto dei 10 Hz), sono stati utilizzati n°16 geofoni verticali a 4.5 Hz uniti in un *array* lineare totalmente digitale (SoilSpy Rosina). Ogni geofono è munito di un digitalizzatore che converte il segnale e lo trasmette al sismografo tramite un'interfaccia USB. Tale sistema permette di avere elevati rapporti di rumore, un perfetto sincronismo e una estrema leggerezza. La spaziatura utilizzata tra i geofoni è stata di 3 m quindi la lunghezza complessiva del profilo è risultata essere di 45 m (24 m lungo asse X e 21 m lungo asse Y). Non sono presenti sostanziali variazioni di quota e quindi il sito può essere considerato orizzontale.



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

$$\hat{v}_s = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_i}} \quad [2.1]$$

Vs = valore di velocità delle onde di taglio [m/s];

H = profondità alla quale si desidera stimare Vs [m] (30 m in caso di Vs30);

hi = spessore dello strato i - esimo [m];

vi = velocità delle onde Vs all'interno dello strato i - esimo [m/s].

In via puramente indicativa, al fine di correlare le velocità delle onde di taglio ad un tipo di suolo, si riportano i valori tabulati da Borchardt (1992; 1994) assieme a quelli ottenuti sperimentalmente in diversi ambienti sedimentari da altri autori (Budny, 1984; Ibs von Seht e Wohlenberg, 1999; Delgado et al., 2000 a, b; Parolai et al., 2002; Scherbaum et al., 2003; D'Amico et al., 2004, 2006; Hinzen et al., 2004).

TIPO DI SUOLO	Vs min [m/s]	Vs media [m/s]	Vs max [m/s]
ROCCE MOLTO DURE (es. rocce metamorfiche molto - poco fratturate)	1400	1620	-
ROCCE DURE (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti, da mediamente a poco fratturate).	700	1050	1400
SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE (es. rocce sedimentarie ignee tenere, arenarie, argilliti, ghiaie e suoli con > 20% di ghiaia).	375	540	700
ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI - GHIAIOSI (es. ghiaie e suoli con < 20% di ghiaia, sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte e argille limose).	200	290	375
TERRENI TENERI (es. terreni di riempimento sotto falda, argille da tenere a molto tenere).	100	150	200

2.2 Indagine sismica di tipo passivo a stazione singola (H.V.S.R.)

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

- la frequenza caratteristica di risonanza del sito che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nel costruire edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi;
- la frequenza fondamentale di risonanza di un edificio, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito (*free field*) e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la velocità media delle onde di taglio V_s calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'affidabilità del risultato, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, ecc.) e riconoscibile nella curva H/V. Sarà quindi possibile calcolare la $V_{s,30}$ e la relativa categoria di sottosuolo come esplicitamente richiesto dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008*;
- la stratigrafia del sottosuolo con un *range* di indagine compreso tra 0,5 e 700 m di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostante per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Le basi teoriche della tecnica HVSR si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremori. La forma di un'onda registrata in un sito x da uno strumento dipende:

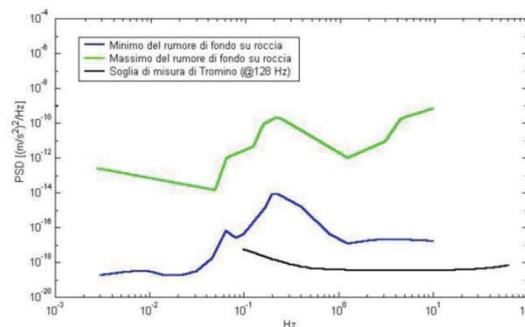
- dalla forma dell'onda prodotta dalla sorgente s ;
- dal percorso dell'onda dalla sorgente s al sito x (attenuazioni, riflessioni, rifrazioni, incanalamenti per guide d'onda);
- dalla risposta dello strumento.

Possiamo scrivere questo come:

$$\text{segnale registrazione al sito } x = \text{sorgente} * \text{effetti di percorso} * \text{funzione trasferimento strumento}$$

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. Si chiama anche *microtremore* poiché riguarda oscillazioni molto piccole, molto più piccole di quelle indotte dai terremoti. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi poiché il rumore non è generato *ad hoc*, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva. Nel tragitto dalla sorgente s al sito x le onde elastiche (sia di terremoto che microtremore) subiscono riflessioni, rifrazioni, intrappolamenti per fenomeni di guida d'onda, attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato. Questo significa che se da un lato l'informazione riguardante la sorgente è persa e non sono più applicabili le tecniche della sismica classica, è presente comunque una parte debolmente correlata nel segnale che può essere estratta e che contiene le informazioni concernenti il percorso del segnale e, in particolare, relative alla struttura locale vicino al sensore. Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazioni. Questa informazione è però "sepolta" all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune. Una di queste tecniche è la teoria dei rapporti spettrali o, semplicemente, HVSR che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali del sottosuolo; informazione di notevole importanza nell'ingegneria sismica.

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Micromed S.r.L modello "Tromino" che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra - leggeri e ultra - compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno una terna velocimetrica con i sensori ortogonali tra loro e con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz. Nella figura a fianco si riporta la curva di rumore di "Tromino" a confronto con i modelli standard di rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra. Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.



3. EVOLUZIONE NORMATIVA E CENNI DI INGEGNERIA SISMICA

La storia della classificazione sismica Italiana comincia dopo il terribile terremoto di Reggio Calabria e Messina del 1908 (XI grado MCS) che provocò la morte di circa 80.000 persone. In seguito a questo evento ci fu un deciso impegno dello Stato a tradurre in legge le conoscenze scientifiche e tecniche sulle costruzioni sino ad allora maturate. Fu così emanato il Regio decreto n°193 [1909] nel quale è contenuta la prima classificazione sismica del territorio Italiano. Negli anni a seguire si continuò ad aggiornare la normativa tecnica ampliando la classificazione in base alle zone colpite da eventi sismici. Nel 1962 fu pubblicata la Legge n°1684, in seguito ai terremoti di Carnia (1956), Valle del Velino (1961) e Irpinia (1962) dove, per la prima volta, si prescrisse l'applicazione delle norme sismiche ai comuni "soggetti a intensi movimenti sismici" e non solo a quelli colpiti dal terremoto. In seguito ai terremoti dei Monti Nebroli (1967), della Valle del Belice (1968) e di Tuscania (1971), fu emanata la Legge n°64 [1974], che costituisce una pietra miliare nel panorama della normativa sismica poiché stabilì che la classificazione sismica dovesse procedere sulla base di comprovate motivazioni tecniche scientifiche.

La promulgazione dell'Ordinanza P.C.M. n°3274 del 20/3/2003 e successive modifiche ed integrazioni ha determinato sul panorama nazionale un grande rinnovamento sul fronte della normativa tecnica in zona sismica, rappresentata fino ad allora dai contenuti del D.M. 16 gennaio 1996. La principale novità introdotta dall'O.P.C.M. n°3274 è l'abbandono del carattere puramente prescrittivo e convenzionale che caratterizzava le norme tecniche di vecchia concezione, come il D.M. 16/01/1996, per abbracciare un'impostazione puramente prestazionale, in cui gli obiettivi della progettazione e quindi il livello di sicurezza sono esplicitamente dichiarati, a seconda della risposta sismica attesa per la struttura e il sito di costruzione, per un prefissato livello di severità dell'azione sismica.

Le attuali norme tecniche per le costruzioni (N.T.C. D.M. - 14 gennaio 2008) ereditano gran parte dei contenuti dell'O.P.C.M. n°3274 in merito alla progettazione in zone sismiche; tuttavia rispetto a quest'ultimo documento sono anche stati apportati importanti cambiamenti, di cui forse il più rilevante riguarda la definizione dell'azione sismica.

Per comprendere pienamente il significato della nuova normativa è necessario rifarsi al concetto di **risposta sismica locale**. Dal punto di vista strettamente fisico, per effetto di sito (risposta sismica locale) s'intende l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base (R), subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie (S). Nel presente lavoro si sfrutterà la teoria di Nakamura che relaziona lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale $H / V = 1$) con quello effettivamente misurato in superficie.

Il moto sismico è amplificato in corrispondenza di determinate frequenze che corrispondono alle frequenze naturali f_n di vibrazione del deposito:

$$f_n = 1 / T_n = (V_s * (2n - 1)) / (4 * H) \quad \text{con } n = 1, 2, \dots, \quad [3.1]$$

mentre risulta ridotto di amplificazione alle frequenze elevate a causa dello smorzamento del terreno. Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito denominata frequenza fondamentale di risonanza:

$$f_1 = 1 / T_1 = V_s / 4H \quad [3.2]$$

E' quindi necessario porre estrema attenzione a fenomeni di "*doppia risonanza*", cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi edificati in quanto le azioni sismiche su di essi sarebbero gravose.

Dal punto di vista empirico, è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere pertanto calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula (cfr. Es. Pratt):

$$\text{freq. naturale edificio} \approx 10 \text{ Hz} / \text{numero piani} \quad [3.3]$$

E' la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura:

$$\text{freq. naturale edificio} \approx \text{freq. fondamentale di risonanza del sito} \quad [3.4]$$

ad essere particolarmente pericolosa, poiché da luogo alla massima amplificazione e deve quindi essere oggetto di studi approfonditi.

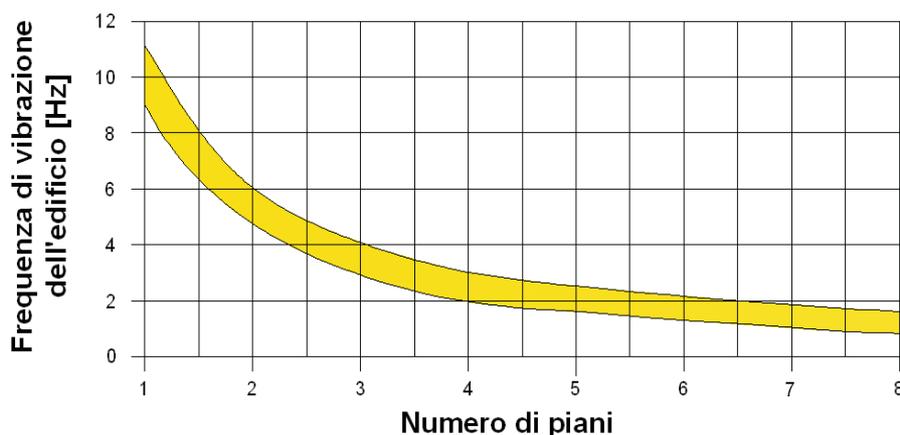


Figura - Frequenza di vibrazione degli edifici rapportata al numero di piani.

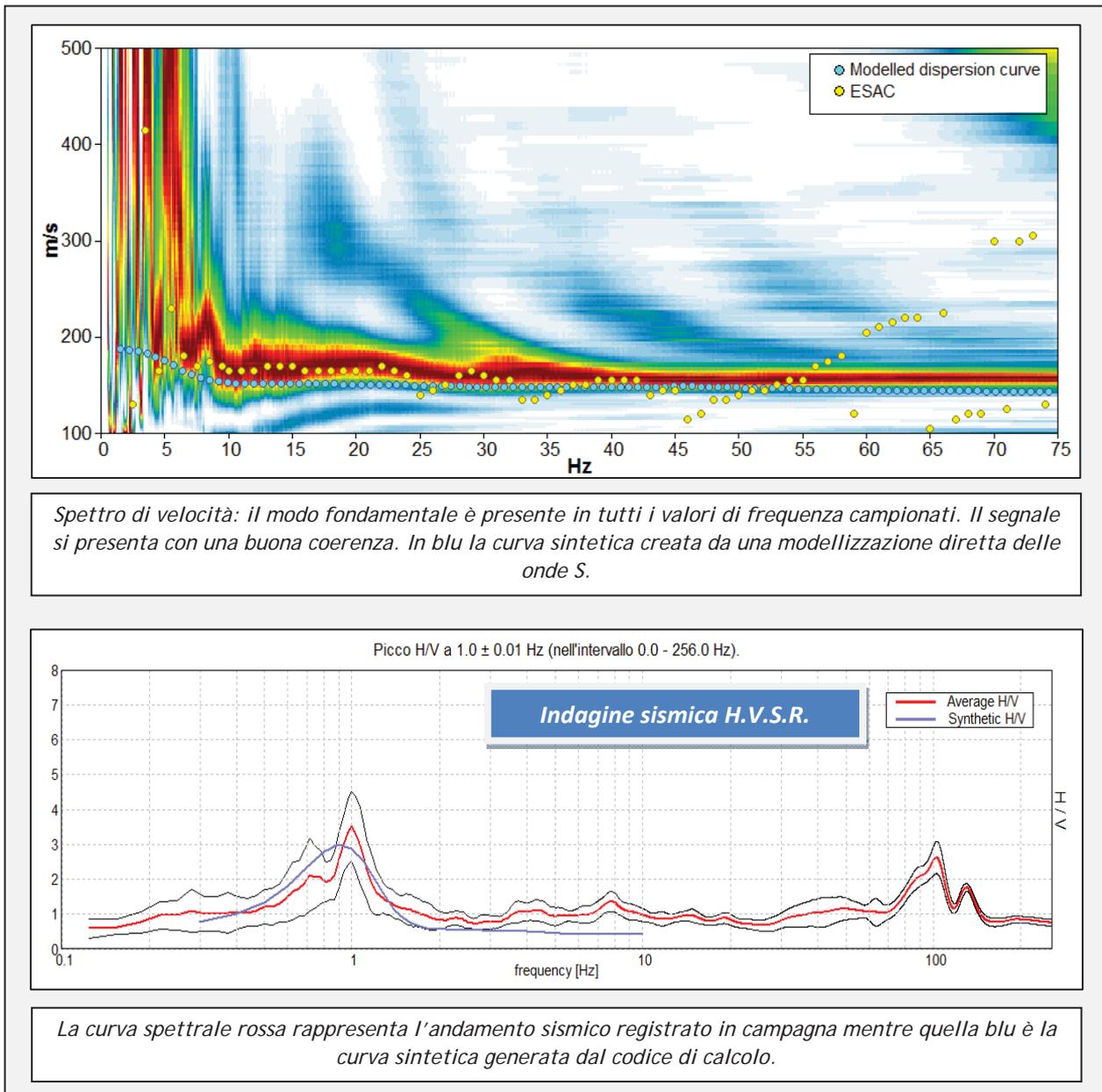
4. ANALISI SISMICA DI SITO E DEFINIZIONE CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

4.1 Risultati ottenuti dalle indagini sismiche effettuate

L'utilizzo incrociato delle due tecniche sismiche ha permesso di ottenere un modello sismo - stratigrafico del sottosuolo robusto e affidabile in corrispondenza della zona d'interesse. L'indagine Re.Mi. ha individuato le discontinuità sismiche superficiali e stimato le velocità di propagazione delle onde S mentre la prospezione passiva a stazione singola (H.V.S.R.), tramite inversione congiunta, ha stimato il grado di rigidità della copertura profonda. Inoltre, la misura H.V.S.R. ha determinato le frequenze di risonanza di sito cioè i valori di frequenza attesi in superficie in occasione di evento sismico.

L'attendibilità del modello sismo-stratigrafico desunto è da considerarsi elevata poiché la coerenza del segnale è buona e lo spettro di velocità è ben definito nel modo fondamentale per tutte le frequenze campionate. Il programma di elaborazione utilizzato permette di considerare non solo il modo fondamentale ma, una volta individuati, anche i modi superiori per vincolare con maggior attendibilità la ricostruzione sismo - stratigrafica del sottosuolo.

4.2 Indagine sismica passiva in array (Re.Mi.) con inversione congiunta all'H.V.S.R.

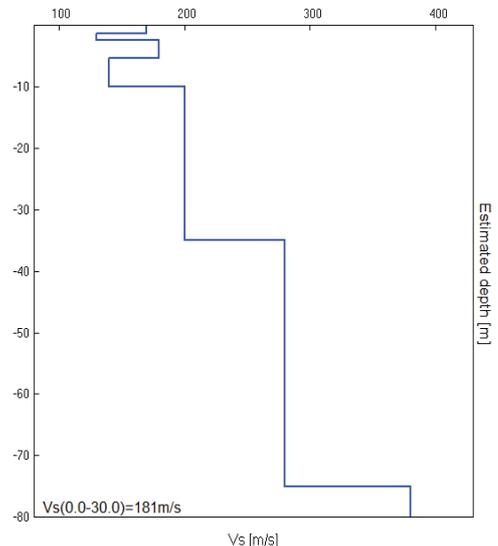


Comune di Terrazzo Prot. n. 3363 del 31-07-2018 arrivo Cat. 6 Cl. 4

La ricostruzione sismo - stratigrafica di sito ha evidenziato la presenza di una copertura poco addensata fino a circa 10 m dal p.c. locale caratterizzata da un'alternanza di sismo-strati con Vs comprese tra 130 - 180 m/s mentre per valori di profondità maggiori il grado di rigidità si stabilizza a circa 200 m/s (vedi *modello sismo - stratigrafico interpretativo* riportato a seguire).

Si segnalano ulteriori aumenti della velocità di propagazione delle onde S a circa 35 m dal p.c. locale ($V_s \approx 280$ m/s) e a 75 m dal p.c. locale ($V_s \approx 380$ m/s).

Il rilievo nello specifico ha fornito i seguenti dati sismici (*modello sismo - stratigrafico interpretativo*):



Indagine sismica Re.Mi. congiunta all'H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	170	1,5	0,0 - 1,5
II SISMOSTRATO	130	1	1,5 - 2,5
III SISMOSTRATO	180	3	2,5 - 5,5
IV SISMOSTRATO	140	4,5	5,5 - ≈ 10
V SISMOSTRATO	200	25	≈ 10 - ≈ 35
VI SISMOSTRATO	280	40	≈ 35 - ≈ 75
VII SISMOSTRATO	380	Semisp.	≈ 75 - Semisp.

4.3 Indagine sismica passiva a stazione singola (H.V.S.R.)

Nel caso specifico del sito in esame si è cercato di correlare i valori di picco, dello spettro di risposta HVSR, con le frequenze fondamentali di risonanza di sito. Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si sono potute ricavare le frequenze relative ad ogni discontinuità sismica.

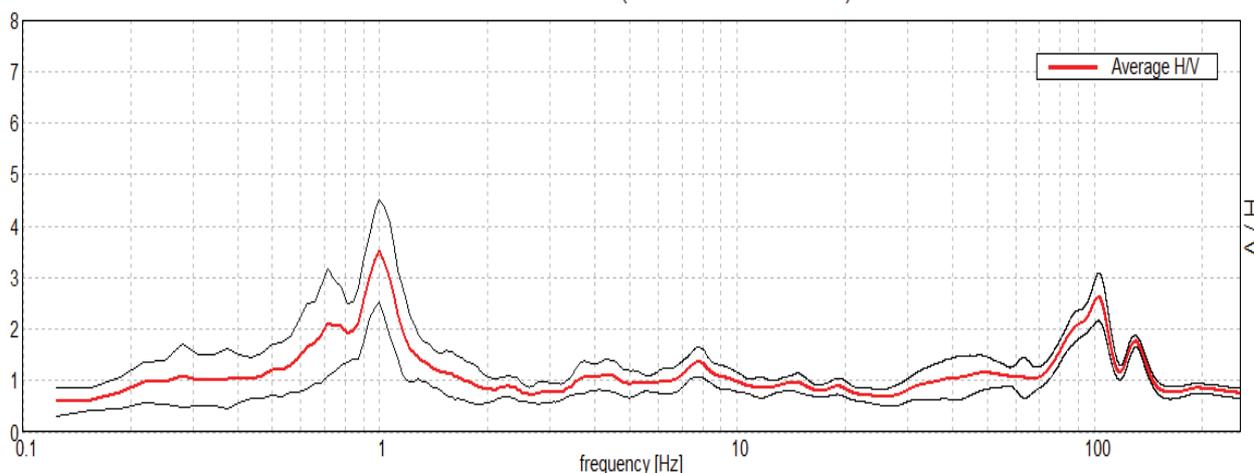
La frequenza caratteristica di risonanza di sito, generata dalla discontinuità sismica a più elevato rapporto spettrale (H/V ≈ 3 - 4), è di circa 1,0 Hz.

Frequenza fondamentale di risonanza
 $1,0 \pm 0,01 \text{ Hz}$

E' ormai consolidata, sia a livello accademico sia professionale, l'ipotesi che le strutture subiscono le sollecitazioni sismiche maggiori quando c'è coincidenza tra la frequenza di vibrazione naturale del terreno investito da un'onda sismica e quella naturale dell'edificio.

Si dovrà quindi porre estrema attenzione nell'edificare strutture aventi lo stesso periodo di vibrazione naturale del terreno poiché il rapporto H/V calcolato è tale da ipotizzare un fattore di amplificazione del moto sismico in superficie.

Picco H/V a $1.0 \pm 0.01 \text{ Hz}$ (nell'intervallo 0.0 - 256.0 Hz).



Rapporto spettrale H/V misurato. In rosso è indicato l'H/V medio mentre in nero l'intervallo di confidenza al 95%.

Nella tabella seguente, s'illustra la qualità del segnale acquisito in base al progetto [SESAME](#) (Linee guida 2005). Per l'affidabilità della curva HVSR devono essere positivi i primi tre parametri mentre per avere un chiaro e pulito segnale del picco massimo devono essere soddisfatti almeno cinque dei sei criteri successivi. Si osserva quindi che il picco a 1,0 Hz soddisfa tutti i criteri e può pertanto essere assunto come frequenza fondamentale di risonanza del sito.

Picco H/V a 1.0 ± 0.01 Hz (nell'intervallo 0.0 - 256.0 Hz).

Criteria for a reliable HVSR curve			
$f_0 > 10 / L_w$	1.00 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	500.0 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 49	OK	
Criteria for a clear HVSR peak			
Exists f^- in $[f_0/4, f_0] A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	0.656 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0] A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.219 Hz	OK	
$A_0 > 2$	3.52 > 2	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.0028 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.0028 < 0.1	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.4692 < 1.78	OK	

4.4 Categoria di sottosuolo di fondazione secondo le Norme Tecniche sulle Costruzioni - D.M. 14 gennaio 2008

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi o in rapporto ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di Categorie di Sottosuolo di riferimento. Per definire tali categorie, il D.M. 14/01/08 prevede, in questo caso, il calcolo del parametro $V_{s,30}$, ovvero della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio V_s entro 30 m di profondità dal piano di posa delle fondazioni.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $cu_{,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Esistono poi due categorie speciali di sottosuolo, che sono quelle denominate dalle sigle S1 e S2, per le quali le NTC08 richiedono che l'azione sismica sia definita tramite il ricorso a studi speciali. Per queste categorie di sottosuolo non è quindi possibile utilizzare l'approccio semplificato basato sul coefficiente di amplificazione stratigrafica.

S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < cu,30 < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Dalle indagini sismiche effettuate è possibile calcolare la velocità media di propagazione delle onde di taglio fino a 30 m dal piano di posa delle fondazioni come espressamente richiesto dalla normativa vigente (*Norme Tecniche sulle Costruzioni - D.M. 14/01/2008*). A seguire si riportano i valori di $V_{s,30}$ ipotizzando varie profondità delle fondazioni:

Profondità piano di posa delle fondazioni	$V_{s,30}$
0 m dal p.c.	$V_s(0 - 30) \approx 181$ m/s
1 m dal p.c.	$V_s(1 - 31) \approx 182$ m/s
2 m dal p.c.	$V_s(2 - 32) \approx 184$ m/s
3 m dal p.c.	$V_s(3 - 33) \approx 186$ m/s

Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dal presente studio e dalle indicazioni normative si prevede l'inserimento del sito d'indagine nella Categoria di Sottosuolo denominata C, così definita:

Categoria C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT,30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu,30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Si ricorda che qualunque tecnica di geofisica applicata ha un margine di errore intrinseco variabile in funzione del tipo di tecnica usata, di strumentazione utilizzata e di problematiche incontrate durante la fase di acquisizione. Infine, i profili di V_s ricavati con questa metodologia, come tutti i metodi indiretti, non presentano una soluzione univoca e quindi più modelli possono fornire curve sintetiche simili tra loro.

Isola Vicentina, settembre 2011



Dr. Geol. Matteo Collareda

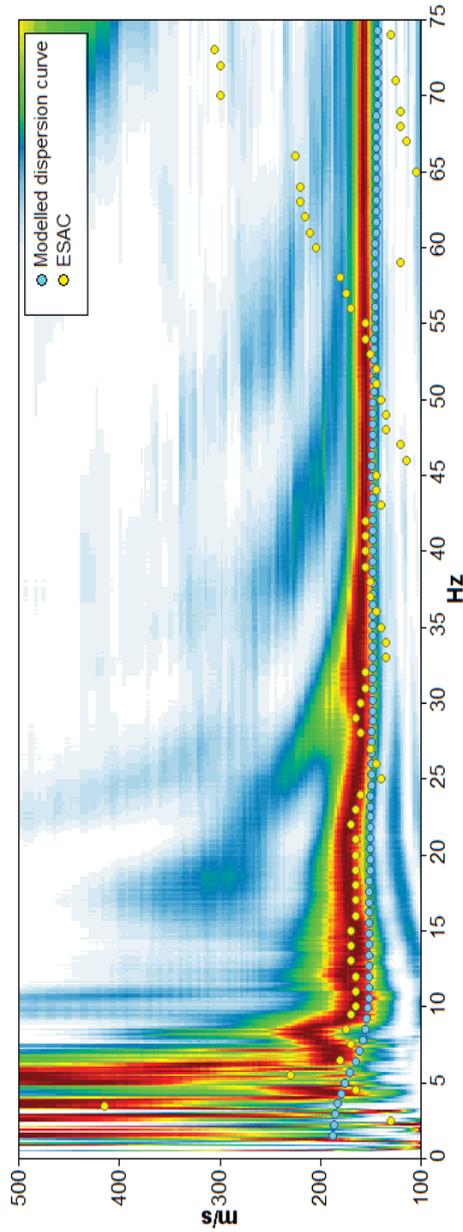
ALLEGATO

 Prospezione sismica Re.Mi. e H.V.S.R.

BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

- ✓ Aki K., 1964. A note on the use of microseisms in determining the shallow structures of the earth's crust, *Geophysics*, 29, p. 665 - 666.
- ✓ Arai H. e Tokimatsu K., 2004. S-Wave Velocity Profiling by Inversion of Microtremor H/V *Spectrum*, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 94, p. 53 - 63.
- ✓ Castellaro S., Mulargia F. Bianconi L., 2005. Stratigrafia sismica passiva: una nuova tecnica accurata, rapida ed economica, *Geologia Tecnica Regionale*, vol. 3.
- ✓ D'Amico V., Picozzi M., Albarello D., Naso G. e Tropenscovino S., 2004. Quick estimates of soft sediments thicknesses from ambient noise horizontal to vertical spectral ratios: a case study in southern Italy, *J. Eartq. Eng.*, 8, p. 895 - 908.
- ✓ Dal Moro G., 2008b, Rapporto sulla campagna Vs30 in Friuli Venezia Giulia, Dipartimento di Scienze Geologiche Ambientali e Marine, Università di Trieste.
- ✓ Dal Moro G & Pipan M., 2007, Joint Inversion of Surface Wave Dispersion Curve and Reflection Travel Times via Multi-Objective Evolutionary Algorithms, *J. Appl. Geophysics*, 61, 56-81.
- ✓ Gallipoli R., La Penna V., Lorenzo P. et al., 2000. Comparison of geological and geophysical prospecting techniques in the study of a landslide in southern Italy, *European J. Environm. and Eng. Geophys.*, 4, p. 117 - 128.
- ✓ Ibs-von Seht M. e Wohlenberg J., 1999. Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments, *Bull. Seismol. Soc. America*, 89, p. 250 - 290.
- ✓ Ivanov, J., Miller, R.D., Xia, J., Steeples, D., and Parck, C.B., 2006, Joint Analysis of Refractions with Surface Waves. An Inverse Refraction-Traveltime Solution: *Geophysics*, 71, R131-R138.
- ✓ Mucciarelli M. e Gallipoli M.R., 2001. A critical review of 10 Years of microtremor HVSR technique, *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*, 42, P. 255 - 266.
- ✓ Mucciarelli M. e Gallipoli M.R., 2006. Comparison between Vs30 and other estimates of site amplification in Italy, *Conf. Eartq. Eng. And Seismol.*, Ginevra, 3-8 Sept. no 270.
- ✓ Mulargia F., Castellaro S., Rossi P.L., 2007. Effetti di sito e Vs30: una risposta alla normativa antisismica", *Il geologo - Ordine dei Geologi Regione Emilia Romagna*.
- ✓ Nakamura Y., 1989. A method for dynamic characteristics estimates of subsurface using microtremor on the round surface, *QR of RTRI*, 30, p. 25 - 30.
- ✓ Roth M. & Holliger K- 1999. Inversion of Sourcegenerated noise in high-resolution seismic data. *The Leading Edge*, 18, 1402-1406.
- ✓ [SESAME Project](#): "Site Effects Assessment Using Ambient Excitations", 2005.

Spettro di velocità e curva sintetica da indagine sismica in array (Re.Mi.)



Spettro sismico e curva sintetica da misura a stazione singola (H.V.S.R.)

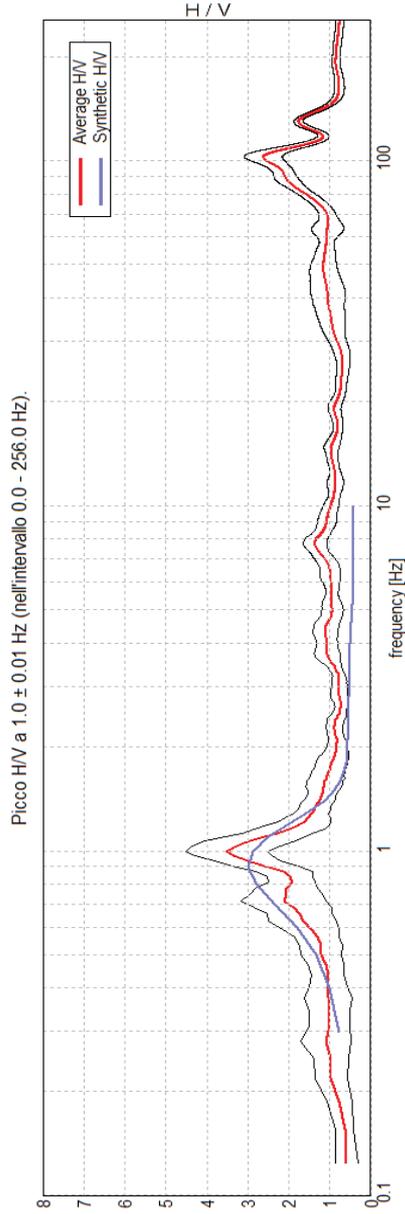
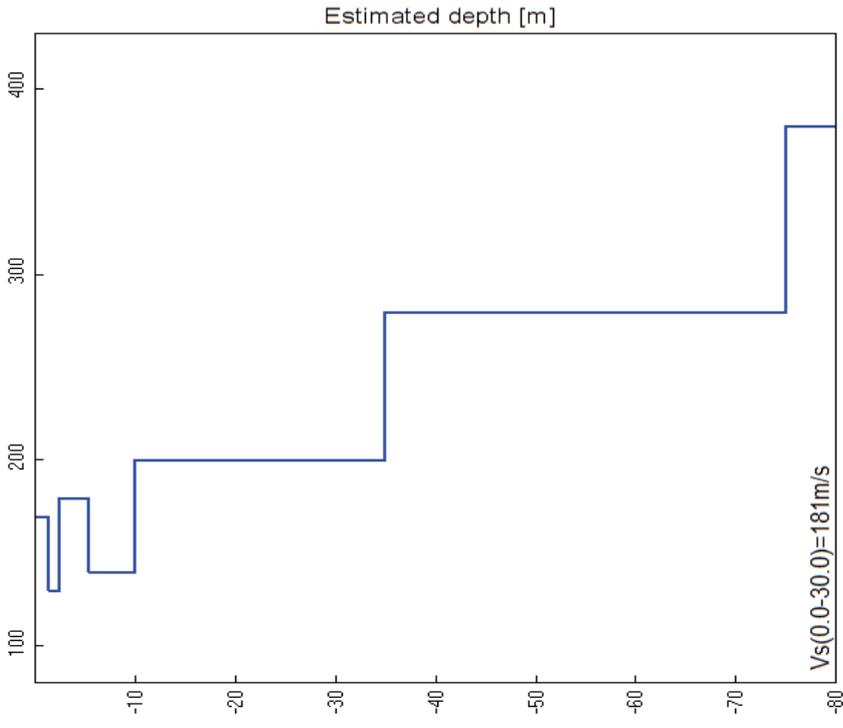


Tabella di calcolo Vs,30 da p.c. locale

da prof. [m p.c.]	a prof. [m p.c.]	Vs [m/s]
0,0	1,5	170
1,5	2,5	130
2,5	5,5	180
5,5	≈ 10	140
≈ 10	≈ 35	200
≈ 35	≈ 75	280
≈ 75	Semispaazio	380

Valore calcolato di Vs,30 = 181 m/s - **Categoria C di sottosuolo**



Profilo verticale onde S (Vs)

Prospezione sismica

Re.Mi. e H.V.S.R.

Comm.: Dr.ssa Geol. Nicoletta Toffaletti

Lottizzazione "Tomasetto Trevisan"
Comune di Terrazzo (VERONA)



Settembre 2011