

COMUNE DI SOAVE

PROVINCIA DI VERONA

**PROGETTO PER IL CONSOLIDAMENTO
STRUTTURALE E L'AMPLIAMENTO DELLA
SCUOLA SECONDARIA "B. DAL BENE"
E DELLA SEDE STACCATA DELL'ISTITUTO
ALBERGHIERO "A. BERTI" DI VERONA
IN VIALE DELLA VITTORIA - COMUNE DI SOAVE**

RELAZIONE GEOLOGICA
con indicazioni di carattere geotecnico

Dott. Geol.
Davide Dal Degan



Data
30 dicembre 2017

DAVIDE DAL DEGAN
GEOLOGO
GEOLOGIA - GEOTECNICA - AMBIENTE

Via Strà n. 116 - 37042 - Caldiero (Verona)
Tel. Fax. 0457650996 – Cell. 3483680529
e - mail: geologo.daldegan@gmail.com
pec: davidedaldegan@epap.sicurezza postale.it

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. RELAZIONE GEOLOGICA.....	3
2.1. LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI, GEOLOGICI ED IDROGEOLOGICI GENERALI.....	3
2.2. DESCRIZIONE DELLE INDAGINI	4
2.3. MODELLO GEOLOGICO LOCALE.....	4
2.4. PERICOLOSITÀ IDRAULICA E GEOLOGICA	5
3. RELAZIONE SISMICA.....	6
3.1. CLASSIFICAZIONE SISMICA DELL'AREA	7
3.2. ANALISI SISMICA LOCALE.....	7
4. INDICAZIONI DI CARATTERE GEOTECNICO	8
4.1. INTERVENTO IN PROGETTO.....	8
4.2. INTERPRETAZIONE DELLE PROVE	9
4.3. MODELLO GEOTECNICO LOCALE	10
4.4. STIMA DEL CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE – TERRENO (CAPACITÀ PORTANTE - SLU).....	10
4.5. VALUTAZIONE INDICATIVA DEI CEDIMENTI (CARICHI DI ESERCIZIO - SLE).....	12
5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	13
6. BIBLIOGRAFIA.....	15
7. CARTOGRAFIA	15
8. ALLEGATI.....	15

1. PREMESSA

La presente relazione, redatta per conto dell'Ing. Paolo Bettagno, riguarda la caratterizzazione geologica dell'area riportata in Figura 1, nella quale è previsto l'ampliamento dell'edificio scolastico in essere.

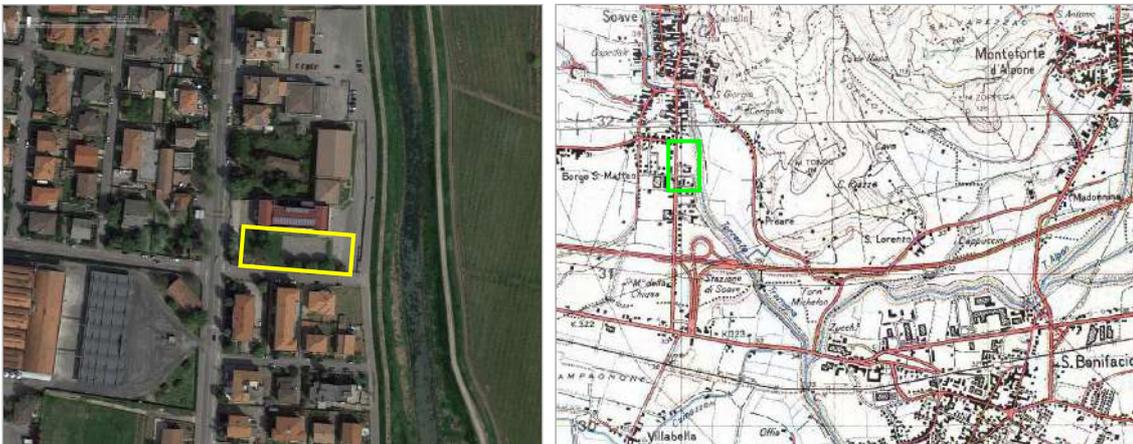


Figura 1. A sinistra, immagine estratta dal sito [Google Earth](https://www.google.com/earth/) con ubicazione del sito in esame e, a destra, corografia fuori scala estratta dalla Carta Topografica d'Italia I.G.M.

Lo scopo principale del presente rapporto è di riportare i risultati delle indagini condotte, in modo da fornire gli elementi tecnici utili alla scelta delle soluzioni progettuali ritenute più idonee in rapporto alle caratteristiche geologiche locali.

Tale elaborato è stato svolto in ottemperanza al **D.M. 14 Gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni”**, facendo riferimento alla **Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici del 02 Febbraio 2009, n. 617**, contenente le istruzioni per l'applicazione delle NTC.

Lo studio si è articolato nei seguenti punti:

- 1) sopralluogo e raccolta organica dei dati bibliografici, delle informazioni desunte da altri studi e delle indagini condotte dallo scrivente nella stessa area ed in siti limitrofi;
- 2) esecuzione di n. 2 prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH;
- 3) esecuzione di n. 1 registrazione di rumore sismico ambientale H.V.S.R. mediante Tromino®;
- 4) stesura della presente relazione tecnica cui sono allegati:
 - ❑ Corografia Scala 1:5.000
 - ❑ Carta Geologica Generale Scala 1:50.000
 - ❑ Restituzione dati delle prove penetrometriche
 - ❑ Scheda di sintesi della prova geofisica

2. RELAZIONE GEOLOGICA

2.1. Lineamenti geomorfologici, geologici ed idrogeologici generali

L'area è ubicata tra Viale della Vittoria e Via Ippolito Nievo, ad una quota altimetrica pari a circa 31 m s.l.m. (cfr. allegato n. 1).

Considerando la **geomorfologia** e la **geologia** generale, si vede come il paesaggio, caratteristico delle propaggini meridionali dei Lessini, sia caratterizzato da ampie dorsali ad andamento meridiano separate da profonde valli che si aprono verso la pianura e sui cui fianchi affiorano prevalentemente le stratificazioni delle rocce calcaree. In particolare, sulle colline circostanti la zona studiata affiorano, oltre alle rocce calcaree summenzionate, anche litologie di tipo vulcanico rappresentanti del vulcanesimo Paleogenico che si è maggiormente sviluppato nella vicina Val d'Alpone.

L'area si trova sulla terminazione meridionale della Val Tramigna, sulle alluvioni anticamente bloccate, a Sud, dall'Antico Conoide dell'Adige; infatti, il grande conoide atesino svolse un'azione di sbarramento delle vallate lessinee, talora risalendole per breve tratto e determinando la formazione di bacini successivamente colmati da depositi a granulometria fine anche se, in alcuni casi, le alluvioni dei torrenti lessinei riuscirono a divagare al di sopra del conoide e da qui verso meridione, come evidenzia la carta geologica inserita a fine testo (cfr. allegato n. 2).

Nel territorio in esame, l'Antico Conoide dell'Adige, posto più a Sud, è formato da terreni prevalentemente sabbiosi / sabbioso ghiaiosi, mentre i materiali appartenenti ai torrenti lessinei sono, almeno superficialmente, a granulometria più fine, generalmente limoso - argillosa.

Lo stile **tettonico** generale, analizzando la struttura dei Lessini Orientali, è regolato da faglie verticali o subverticali, modellate ed allargate successivamente dall'erosione fluviale, che coincidono con le principali valli e conche della Lessinia. Particolarmente importante è la Faglia di Castelvero (NNW - SSE) ubicata ad Est, in Val d'Alpone, che divide le aree di affioramento delle rocce prevalentemente calcaree della Lessinia centro - occidentale da quelle principalmente vulcaniche dei rilievi orientali; passando per Castelvero e Castelcerino, tale faglia continua nel sottosuolo di San Bonifacio, nascosta da una potente coltre alluvionale.

Perpendicolarmente ad essa si sviluppa una presunta fascia di deformazione (faglia, sinclinale fagliata o struttura a graben) diretta da San Bonifacio verso Caldiero e, da qui, a Domegliara (Linea di Verona), che delimita un abbassamento notevole della parte posta a Sud di tale struttura: lungo la "Linea di Verona" si incontrano manifestazioni teoricamente indicative di una neotettonica attiva, come dimostrerebbero i fenomeni di termalismo presenti lungo la fascia pedemontana veronese, anche se le pubblicazioni più recenti non riconoscono tale elemento come una struttura attiva.

Il Torrente Tramigna è il rappresentante principale dell'**idrografia** locale: tale corso d'acqua perenne è posto in prossimità del confine orientale dell'area, nasce nel Comune di Cazzano di Tramigna e, dopo aver percorso la vallata omonima, si immette nell'Alpone in Località Villanova (circa 1500 m a Sud Est) che, a sua volta, prosegue verso Sud per sfociare nell'Adige, nei pressi di Albaredo.

Per quanto riguarda l'**idrogeologia**, è presente una falda acquifera superficiale alimentata dagli apporti del bacino idrografico ed idrogeologico della Val Tramigna e collegata, con ogni probabilità, al materasso alluvionale sabbioso ghiaioso dell'Alta pianura presente più a meridione, che costituisce un mezzo di elevata permeabilità ed ospita un esteso acquifero alimentato anche dalle acque delle vallate lessinee.

2.2. Descrizione delle indagini

Per la descrizione della stratigrafia e per la ricostruzione delle qualità geotecniche del sottosuolo sono state eseguite n. 2 prove penetrometriche dinamiche superpesanti **DPSH 1** e **DPSH 2** (cfr. allegato n. 3), poiché la presenza di uno strato di sottofondo grossolano addensato non ha permesso di ancorare la strumentazione per la realizzazione di prove penetrometriche statiche CPT.

Invece, per la caratterizzazione sismica del sito è stata eseguita **n. 1 registrazione di rumore sismico ambientale H.V.S.R. mediante Tromino®** (cfr. allegato n. 4).

Le prove eseguite sono ubicabili come nella seguente Figura 2.

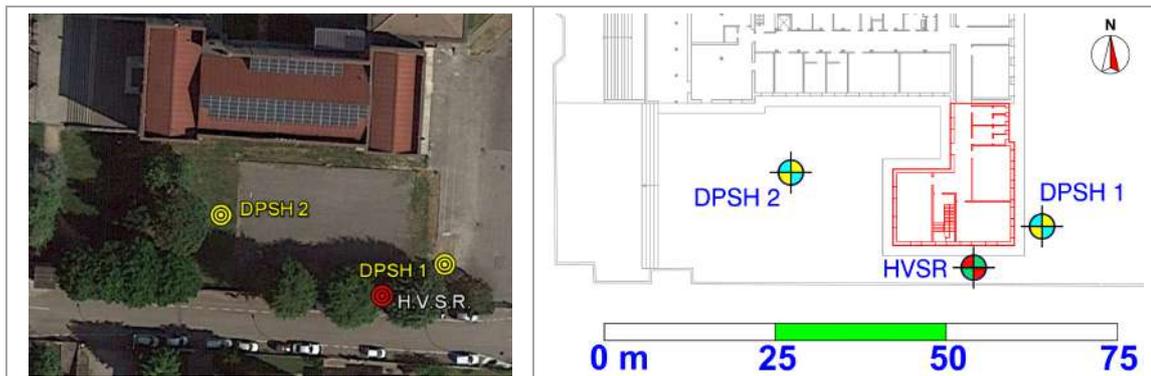


Figura 2. Ubicazione delle indagini eseguite rispetto allo stato attuale (a sinistra) e futuro (a destra). Nella figura in alto a destra è indicato, in rosso, l'ampliamento in progetto

2.3. Modello Geologico Locale

Il sito si sviluppa su un'area urbanizzata, negli spazi circostanti un edificio scolastico, ad una quota pari a circa 31 m s.l.m.

Dal punto di vista geomorfologico, secondo la letteratura geologica consultata, il territorio in esame si troverebbe al passaggio tra i depositi dei torrenti lessinei e le alluvioni prevalentemente sabbiose di origine atesina che, secondo i risultati delle indagini condotte dallo scrivente, si approfondiscono velocemente da Sud verso Nord e da Ovest verso il corso del Tramigna.

Sulla base della definizione litologica delle prove eseguite nell'area e nei suoi immediati dintorni, è stata interpretata la presenza di litologie prevalentemente limoso argillose / argilloso limose, subordinatamente sabbioso limose / limoso sabbiose, fino a circa 8 ÷ 9 m; a seguire, i terreni assumono una natura prevalentemente sabbiosa / sabbioso ghiaiosa.

La presa visione delle stratigrafie di alcuni pozzi per acqua posti nei dintorni dell'area (a Nord, al campo sportivo di Viale della Vittoria e ad Ovest, presso la Cantina Sociale) evidenziano lo stesso rapporto litologico (limi ed argille prevalenti su sabbie prevalenti), con uno spessore variabile localmente, e dimostrano che le sabbie tendono ad essere più superficiali verso Ovest.

Dal punto di vista idrogeologico, dall'analisi della "Carta idrogeologica dell'Alta Pianura Veronese Orientale" (cfr. Figura 3), si evince che la superficie della falda, misurata nel 1993 in un periodo che usualmente corrisponde al culmine di piena, si dirige verso Sud Sud Ovest sviluppandosi ad una quota di circa 27 m s.l.m.

Considerando il piano campagna ad una quota di 31 m s.l.m., la falda si troverebbe, quindi, ad una profondità di circa 4 m dal p.c. stesso, in difformità rispetto alle prove eseguite in questa fase, che l'hanno rilevata ad una profondità variabile tra 2,8 m e 3,6 m in virtù del dislivello esistente tra i punti indagati (cfr. Tab. 1).

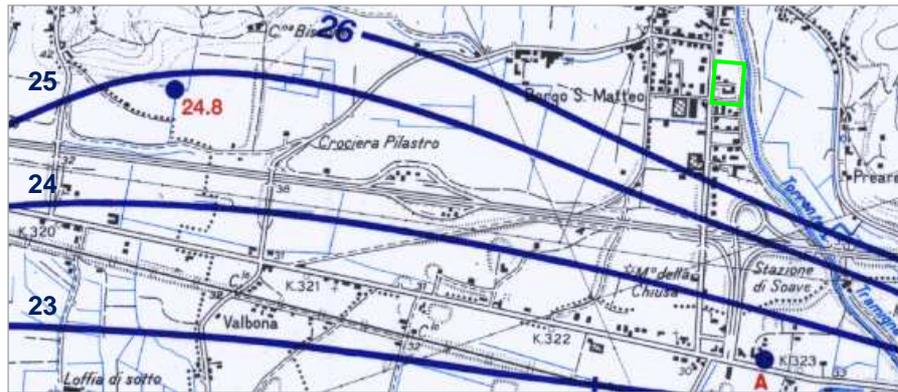


Figura 3. Carta idrogeologica dell'Alta Pianura Veronese Orientale (Dal Prà et al, 1997). I numeri a fianco delle isofreatiche indicano la quota in metri sul livello del mare della superficie libera della falda, misurata nel 1993. I punti blu rappresentano i pozzi di misura con indicata la quota della falda. In verde, è indicata l'area in esame

Le indagini condotte permettono, quindi, di schematizzare la stratigrafia e l'idrogeologia locale come indicato nella seguente Tab. 1.

Profondità falda (m)	Profondità dal p.c. (m)	Litologie prevalenti
2,8 ÷ 3,6 m dal p.c. riferito alle prove	0,0 – (0,6 ÷ 1,4)	Materiale di riporto / rimaneggiamento, coltre vegetale originaria <i>(spessore indicativo, da verificare prima dei lavori)</i>
	(0,6 ÷ 1,4) – (8,0 ÷ 9,0)	Litologie prevalentemente limoso argillose / argilloso limose, subordinatamente sabbioso limose / limoso sabbiose
	(8,0 ÷ 9,0) – 10,4	Prevalenza di terreni sabbiosi / sabbioso ghiaiosi

Tab. 1. Stratigrafia indicativa del sito in esame

All'apertura degli scavi dovrà essere confermata la corrispondenza tra le effettive condizioni locali e quanto finora ricostruito, particolarmente per verificare il disturbo dei terreni in giacitura naturale creato dalle attività pregresse svolte nell'area ed individuare il piano di posa delle fondazioni.

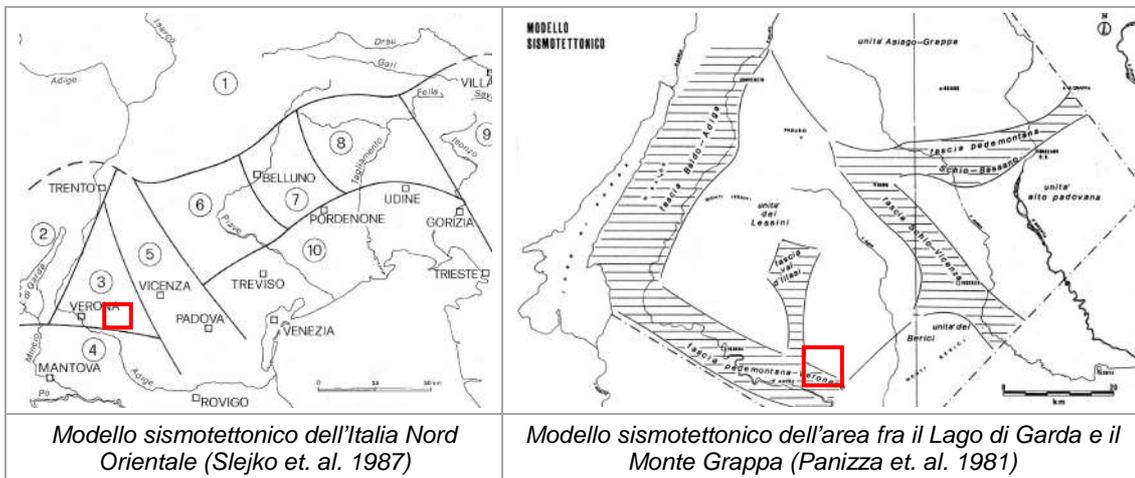
2.4. Pericolosità idraulica e geologica

Dall'analisi della tavola A.4.33/III aggiornata ad Aprile 2015 (Perimetrazione delle aree a diverso grado di pericolosità idraulica) del "Piano stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico" del Bacino dell'Adige, si evince che l'area di intervento ricade all'interno di una zona a pericolosità idraulica di grado medio (cfr. figura sotto, estratta dal sito dell'Autorità di Bacino del Fiume Adige).



3. RELAZIONE SISMICA

Secondo il modello di zonazione sismotettonica del C.N.R. del 1987, il sito si colloca nell'“area lessinea” (Area 3 nella figura sotto a sinistra): suddividendo l'area in sottozone, il territorio in esame si può inserire a ridosso della fascia Pedemontana Veronese (cfr. figura sotto a destra).



Lo stile tettonico che contraddistingue tale fascia, che si trova al bordo meridionale dei Lessini e fa da passaggio alla pianura veronese, è stato descritto in precedenza, nel paragrafo di inquadramento generale dell'area: le strutture locali più interessanti dal punto di vista sismico sono presumibilmente quelle pedemontane, alle quali si tende ad attribuire l'attività neotettonica del settore meridionale dell'area lessinea, anche se le recenti ricerche tendono a spostare più a Sud le sorgenti sismogenetiche.

Secondo quanto indicato in letteratura, la sismicità locale è caratterizzata soprattutto dai terremoti di localizzazione incerta che hanno interessato in passato la città di Verona, uno dei quali distruttivi (gennaio 1117): la presenza di altra attività sismica di localizzazione, invece, più attendibile, porta a considerare questa fascia come **sismicamente attiva** anche se, la sismicità più recente, di grado medio – basso, è concentrata particolarmente nel settore Nord dell'area lessinea, a cavallo dello svincolo con la “fascia Schio – Vicenza”.

Per quanto riguarda le faglie capaci, si è fatto riferimento alle ricostruzioni del catalogo **ITHACA**, che riporta la faglia **non definita** chiamata “Adige Line” (codice 71700) alla base dei rilievi lessinei, a Sud dell'area: **tale struttura, peraltro presunta** (molte pubblicazioni la terminano ad Ovest, con la città di Verona) **e nascosta da una potente coltre alluvionale, non interseca il sito in esame, come indicato nella figura in basso a sinistra** (in rosso la faglia e, in bianco, l'area in esame).

Inoltre, il sito si trova all'esterno delle zone sismogeniche individuate dal DISS 3.2.0 (Database of Individual Seismogenic Sources), considerato che la sorgente composita “Adige Plain” si trova più a Sud Ovest (in arancio, in basso a destra).



3.1. Classificazione sismica dell'area

Secondo l'O.P.C.M. n. 3519 del 28 Aprile 2006, la cui applicazione è stata definita dalla Regione Veneto con D.G.R.V. n. 71 del 22 Gennaio 2008 e considerata nell'emanazione del D.M. 14 Gennaio 2008, l'area è inseribile nella fascia distinta da un valore di accelerazione sismica orizzontale a_g riferito a suoli rigidi subpianeggianti caratterizzati da $V_{s,30} > 800$ m/s compreso tra **0,125g** e **0,150g** (valori riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni – mappa 50° percentile).

Infatti, per quanto riguarda la **pericolosità di base**, in riferimento ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni ($T_r = 475$ anni), il calcolo eseguito con il programma "Spettri di risposta – ver. 1.0.3" del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici mediante interpolazione per media ponderata, individua la pericolosità sismica del sito di intervento con un valore di a_g riferito a suoli rigidi subpianeggianti caratterizzati da $V_{s,30} > 800$ m/s pari a **0,148g** (cfr. figura seguente) mentre, interpolando per superficie rigata, restituirebbe un valore di a_g pari a **0,145g**.

Le coordinate dell'area sono state acquisite con sistema GPS Garmin Geko 301 (Datum WGS 84) e successivamente corrette e convertite nel Datum ED 50, come riporta la figura sotto, per essere inserite nel programma "Spettri di risposta – ver. 1.0.3" per l'individuazione della pericolosità del sito.

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c [s]
30	0,039	2,541	0,235
50	0,052	2,458	0,257
72	0,063	2,490	0,260
101	0,074	2,484	0,265
140	0,087	2,453	0,267
201	0,103	2,431	0,272
475	0,148	2,430	0,279
975	0,193	2,472	0,281
2475	0,272	2,380	0,292

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c per i periodi di ritorno T_R di riferimento.
Estratti da "Spettri di risposta – ver. 1.0.3" del Consiglio Superiore dei LL. PP.

Coordinate ED 50 del sito.

Longitudine 11,24970

Latitudine 45,41546

I valori base di accelerazione a_g ed i parametri sismici da utilizzare nei calcoli dovranno essere successivamente stabiliti sulla base della "Strategia di Progettazione" che sarà adottata, una volta assegnate all'opera in esame la Vita nominale, la Classe d'uso ed il Periodo di riferimento (cfr. NTC).

3.2. Analisi sismica locale

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E FREQUENZA FONDAMENTALE DI RISONANZA DI SITO

Ai fini della definizione dell'azione sismica, 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 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 di fondazioni superficiali, dalla testa dei pali per fondazioni indirette, dal piano di imposta delle fondazioni per muri di sostegno di terrapieni o dalla testa delle opere di sostegno di terreni naturali.

In questo caso, per la caratterizzazione sismica del sito ci si è avvalsi di una misura di rumore sismico ambientale H.V.S.R., confrontata con una serie di indagini geofisiche Re.Mi. ed H.V.S.R. eseguite dallo scrivente nel territorio comunale, all'interno dello stesso ambito geologico.

L'indagine geofisica ha evidenziato una copertura superficiale poco rigida fino a circa 9 m dal p.c., caratterizzata da una velocità di propagazione delle onde di taglio S (V_s) di $160 \div 190$ m/s mentre, per profondità maggiori, il grado di rigidità aumenta ed assume una velocità V_s di 270 m/s fino a circa 34 m e di 350 m/s fino a 110 m/s. A seguire, è stato individuato quel materiale che, dal punto di vista sismico, si comporta come un bedrock geofisico ($V_s > 800$ m/s), interpretato con una V_s di circa 860 m/s (probabilmente il substrato roccioso).

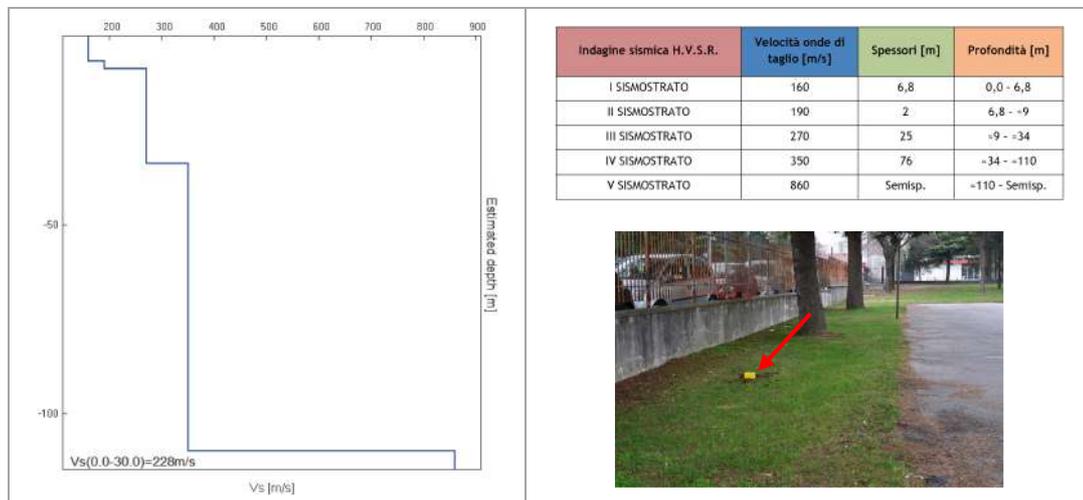


Figura 4. Profilo sismico delle onde di taglio V_s con sintesi dei risultati ed ubicazione della prova

Vista la geologia locale e confrontando tra loro le varie indagini sismiche eseguite nello stesso ambito (che hanno restituito la stessa Categoria di Sottosuolo), è possibile inserire anche il sito in esame nella seguente **Categoria di Sottosuolo C**:

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 $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina) – cfr. Tabella 3.2.II al paragrafo 3.2.2 delle NTC.

La **frequenza fondamentale di risonanza di sito** è risultata di circa **0,88 Hz**.

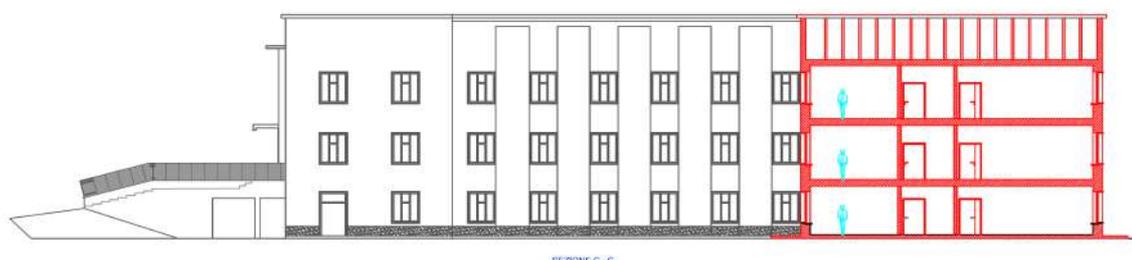
CATEGORIA TOPOGRAFICA E COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA S_T

L'area in esame è modellabile nella **Categoria T1** (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ - cfr. Tabella 3.2.IV del par. 3.2.2 delle NTC), per cui il coefficiente di amplificazione topografica S_T si potrà assumere pari ad **1,0** come indicato nella Tabella 3.2.VI del paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC.

4. INDICAZIONI DI CARATTERE GEOTECNICO

4.1. Intervento in progetto

Il progetto (a cura dell'Ing. Paolo Bettagno) prevede l'ampliamento di un edificio scolastico; come evidenzia la figura sotto, non sono previsti locali interrati e la struttura si svilupperà in affiancamento a quella esistente su tre piani fuori terra, occupando una superficie pari a circa 285 m² (in rosso, l'ampliamento in progetto).



4.2. Interpretazione delle prove

Per la definizione delle caratteristiche geotecniche, si sono considerati i risultati delle **prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH 1 e DPSH 2** eseguite in questa fase (cfr. Figura 2), spinte entrambe sino a 10,4 m dal p.c.

Le prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH, eseguite con penetrometro PAGANI TG 63 - 200, consistono nell'infingere verticalmente nel terreno, per tratti successivi di 20 cm, una punta conica metallica posta all'estremità di una batteria d'aste di acciaio. L'infissione avviene per battitura, facendo cadere da un'altezza costante (75 cm) un maglio di dato peso (63,5 kg) e contando i colpi necessari all'avanzamento della punta.

Per interpretare i risultati ottenuti e correlarli con le formule per la parametrizzazione geotecnica dei terreni, il numero di colpi ottenuto (N_p) è stato convertito nel numero di colpi ottenibile con la prova SPT in foro (N_{spt}), applicando un coefficiente di trasformazione legato alle caratteristiche del penetrometro ed assunto pari ad 1,5 ($N_{spt} = 1,5 N_p$). Inoltre, il valore di N_{spt} è stato normalizzato tenendo conto delle modalità di interpretazione delle prove SPT in foro.

Per ricavare il valore di angolo di resistenza al taglio ϕ dei livelli incoerenti, si sono confrontate tra loro varie formule desunte dalla bibliografia geotecnica.

Invece, come riporta la letteratura, le correlazioni basate sui risultati di tali prove in terreni prevalentemente coesivi hanno un valore puramente indicativo (Cestari, 1990), generalmente sottostimato: pertanto, la coesione non drenata c_u degli orizzonti interpretati come coesivi è stata ottenuta calcolando la media tra una serie di formule esistenti in letteratura (*Terzaghi e Peck – Sanglerat – DM 7*).

Il modulo edometrico è stato ricavato con le formule di Stroud & Butler per i terreni coesivi e di Farrent per i terreni incoerenti.

I dati riepilogati in Tab. 2 rappresentano il valore **medio** dei parametri di ciascuno degli strati individuati e si rimanda all'allegato n. 3 per prendere visione dei grafici delle prove e dei risultati completi.

	Profondità (m)	Comportamento geotecnico presunto	N_{p_m}	N_{spt}	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c_u (kPa)	ϕ (°)	M (kg/cm ²)
DPSH 1 Falda = 2,8 m dal p.c.	0,2 – 0,4	coesivo	1,0	1,5	17	-	10		8
	0,4 – 4,0	coesivo	2,5	3,8	17	-	25		23
	4,0 – 5,8	coesivo	1,4	2,2	16	18	20		8
	5,8 – 7,6	coesivo	3,4	5,2	17	19	40		30
	7,6 – 9,2	coesivo	7,1	9,7	17	19	70		99
	9,2 – 9,8	incoerente	21,0	20,1	19	21	-	30	128
	9,8 – 10,4	incoerente	8,7	11,3	18	20	-	28	46
DPSH 2 Falda = 3,6 m dal p.c.	0,2 – 1,0	coesivo	6,3	9,4	17	-	65		58
	1,0 – 4,2	coesivo	2,9	4,4	17	19	30		22
	4,2 – 4,8	coesivo	6,3	9,5	17	19	65		45
	4,8 – 5,4	incoerente	9,7	14,3	17	19	-	28	60
	5,4 – 6,6	coesivo	5,0	7,5	17	19	55		38
	6,6 – 7,4	incoerente	12,0	16,0	18	20	-	29	114
	7,4 – 7,8	coesivo	6,5	9,0	17	19	65		55
	7,8 – 9,0	incoerente	12,2	14,7	18	20	-	29	104
9,0 – 10,4	incoerente	25,9	22,7	19	21	-	31	161	

Tab. 2. Parametri geotecnici ricavati dalle prove DPSH

N_{p_m} = Numero di colpi medio – N_p misurati ogni 20 cm, N_{spt} = numero di colpi medio correlato alle prove SPT, γ_{nat} = Peso di volume naturale del terreno sopra falda, γ_{sat} = Peso di volume del terreno saturo, c_u = Coesione non drenata, ϕ = Angolo di resistenza al taglio, M = Modulo edometrico

4.3. Modello Geotecnico Locale

Le DPSH hanno evidenziato una certa correlabilità; infatti, confrontando tra loro i punti di prova, è evidente che il livello mediocre superficiale, prevalentemente limoso argilloso / argilloso limoso, sebbene caratterizzato da qualità variabili lateralmente, si sviluppi fino ad una profondità di circa 8 ÷ 9 m mentre, più in profondità, il sottosuolo assume una natura prevalentemente sabbiosa / sabbioso ghiaiosa.

Nella seguente tabella sono state schematizzate le caratteristiche meccaniche del sottosuolo e sono stati riportati i parametri geotecnici x_d di progetto, ottenuti accorpando strati aventi caratteristiche all'incirca omogenee secondo le due modellazioni M1 ed M2 previste dalle NTC.

Il modello esposto in Tab. 3 riporta i parametri cautelativi utilizzati ai fini del calcolo della capacità portante (vista anche la tipologia di terreni interessati e la posizione della DPSH 1 rispetto al progetto) mentre, per stimare i cedimenti, la verifica è stata fatta considerando i risultati propri di ogni verticale indagata.

I valori di progetto x_d derivano dai valori caratteristici x_k stabiliti sulla base dell'interpretazione delle prove di cui sopra e sono stati ottenuti da una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro stesso, definito in relazione ai tipi di verifica da eseguire: la falda è stata considerata dalla profondità di 2,8 m dal p.c.

Nel modello geotecnico NON sono stati considerati i riporti / rimaneggiamenti e l'eventuale coltre vegetale, che sono stati accorpati all'interno dello Strato A fino alla profondità ipotizzata di 0,6 ÷ 1,4 m (da verificare in fase di scavo).

	Strato	Prof. (m)	Comportamento prevalente	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c_{ud} (kPa)	ϕ_d (°)
M1	A	0,0 – (0,6 ÷ 1,4) *	riporti / rimaneggiamenti / vegetale	17	-	-	-
	B	(0,6 ÷ 1,4) – 9,0	coesivo	17	19	25	-
	C	9,0 – 10,4	incoerente	-	20	-	28
M2	A	0,0 – (0,6 ÷ 1,4) *	riporti / rimaneggiamenti / vegetale	17	-	-	-
	B	(0,6 ÷ 1,4) – 9,0	coesivo	17	19	17,9	-
	C	9,0 – 10,4	incoerente	-	20	-	23

Tab. 3. Parametri geotecnici di progetto

γ_{nat} = Peso di volume naturale del terreno sopra falda, γ_{sat} = Peso di volume saturo del terreno,
 c_{ud} = Coesione non drenata di progetto, ϕ_d = Angolo di resistenza al taglio di progetto, * = spessore da verificare

4.4. Stima del carico limite dell'insieme fondazione – terreno (capacità portante - SLU)

In via preliminare e del tutto indicativa, per la stima della capacità portante si sono considerate le litologie comprese nell'ipotetico cuneo di rottura sviluppabile da fondazioni nastriformi larghe 1 m ed 1,5 m, alte 0,5 m, impostate ad una profondità di 0,8 m dal p.c. riferito alla prova DPSH 1 e circa 1,6 m dal p.c. della DPSH 2.

Per la verifica della sicurezza degli Stati Limite Ultimi (SLU), il D.M. 14 Gennaio 2008 prevede, al par 2.3., che sia rispettata la condizione $R_d \geq E_d$, dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico ed E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione (cfr. par. 6.2.3.1).

La verifica della condizione di cui sopra può essere effettuata utilizzando due approcci progettuali differenti che combinano tra loro una serie di coefficienti parziali e tabellati dalle NTC per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici già definiti in precedenza (M1 ed M2) e per le resistenze (R1, R2, R3).

In mancanza di dati a riguardo dei carichi (azioni, effetto delle azioni) che andranno a sollecitare le fondazioni, per orientare il Progettista nel dimensionamento di queste strutture si è eseguito il calcolo della capacità portante **in condizioni statiche**, ipotizzando le tipologie fondazionali sopra menzionate. In ogni caso, sono stati considerati carichi verticali baricentrici, piano campagna e piano di posa orizzontali.

Non essendo a conoscenza dell'Approccio di calcolo scelto dal Progettista, di cui al paragrafo 6.4.2.1, sono state eseguite le verifiche delle resistenze di progetto R_d (capacità portante) come segue:

Approccio 1 – Combinazione 2 = (A2 + M2 + R2) con $R2 = 1,8$

Approccio 2 = (A1 + M1 + R3) con $R3 = 2,3$

Infatti, nelle verifiche di sicurezza rispetto agli Stati Limite Ultimi (SLU) può essere utilizzato l'Approccio 1 o l'Approccio 2. Nell'ambito dell'Approccio 1, la Combinazione 1 è generalmente dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli SLU di tipo strutturale (STR – *raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione*), mentre la Combinazione 2 risulta in genere dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli SLU di tipo geotecnico (GEO – *raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno - struttura*).

Sono state, quindi, omesse le verifiche con l'Approccio 1 - Combinazione 1 e si sono riportati i risultati dell'Approccio 1 - Combinazione 2 e dell'Approccio 2.

Per determinare la capacità portante sono state scelte le formule di Brinch – Hansen dell'EC 7, confrontandole con quelle di Brinch – Hansen riportate in altri testi specifici (Bowles, 1991); nei calcoli sono stati considerati i parametri dello Strato B di Tab. 3, considerando la falda alla profondità di 2,8 m dal piano campagna della DPSH 1. I risultati ottenuti ed espressi in termini di pressioni, assunte le debite approssimazioni, sono i seguenti:

FONDAZIONI NASTRIFORMI		APPROCCIO 1 - Combinazione 2 M2/R2	APPROCCIO 2 M1/R3
CONDIZIONI STATICHE			
Incastro D (m)	Larghezza B (m)	R_d (kPa)	R_d (kPa)
0,5	1,0 – 1,5	55	60
<i>La scelta dei carichi da applicare alla base delle fondazioni dovrà essere determinata in relazione ai cedimenti accettabili per le strutture, di cui si riporta una stima preliminare nel paragrafo seguente</i>			

Tali valori dovranno essere ricalcolati e convertiti in resistenze di progetto R_d , sulla base delle effettive scelte progettuali, una volta nota l'entità e l'eccentricità dei carichi: essi dovranno tener conto ed essere confrontati con le Azioni di progetto E_d debitamente corrette in funzione dei coefficienti parziali A1 e A2 previsti dalle NTC.

I carichi di esercizio (SLE) dovranno essere riverificati successivamente, compatibilmente con i cedimenti accettabili per le strutture in progetto (dei quali si riporta una stima preliminare nel seguente paragrafo) **e potrebbero, quindi, risultare inferiori rispetto ai valori di carico ottenuti in questa fase, come ipotizzato di seguito**: 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.

Le verifiche di capacità portante in CONDIZIONI SISMICHE e le verifiche allo scorrimento sul piano di posa dovranno essere eseguite una volta individuate la strategia di progettazione, le caratteristiche dei carichi e della struttura e considerando i parametri geotecnici, la Categoria di Sottosuolo ed il Coefficiente di amplificazione topografica S_t precedentemente esposti.

4.5. Valutazione indicativa dei cedimenti (Carichi di esercizio - SLE)

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa; le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) sono quindi riconducibili ad una variazione di volume che il mezzo "terreno" subisce ad opera dell'applicazione dell'incremento di tensioni (ΔP) dato dalla differenza tra il carico trasmesso dalle fondazioni (carico lordo applicato) ed il carico litostatico originario.

La stima dei cedimenti è stata eseguita applicando la teoria di Terzaghi (utilizzando in questo caso i moduli edometrici M ricavati dalle DPSH – cfr. Tab. 2) che, secondo alcuni autori (*Bowles, 1991*), può essere impiegata sia per terreni argillosi che per sabbie di gradazione da fine a media, come nel caso in esame.

I cedimenti **in condizioni statiche** sono stati quindi valutati considerando che il volume di terreno significativo si sviluppi fino alla profondità entro la quale l'aumento della tensione verticale è superiore al 10% del carico litostatico efficace calcolato alla stessa quota, facendo riferimento alle applicazioni specifiche della teoria di Boussinesq per il calcolo delle tensioni indotte nel sottosuolo.

In mancanza degli effettivi carichi di esercizio, la verifica è stata effettuata ipotizzando l'adozione di fondazioni nastriformi impostate alla profondità di **0,8 m dal p.c. rispetto alla DPSH 1** e di **1,6 m rispetto al p.c. della DPSH 2**.

Sono state fatte alcune preverifiche applicando i carichi lordi esposti in precedenza, ottenendo cedimenti molto elevati in DPSH 1: pertanto, essi sono stati ricalcolati applicando carichi inferiori, compresi entro i **50 kPa**. I carichi lordi applicati nella verifica sono stati depurati del carico litostatico originario, considerando un peso di volume del terreno sovrastante γ_{nat} pari a 17 kN/m³.

Il risultato ottenuto ed aumentato del 10% per tener conto dei cedimenti immediati (*Colombo e Colleselli, 1974*) è stato riportato nella seguente tabella.

Fondazione nastriforme		Cedimento (cm)	
Larghezza B (m)	Carico lordo applicato (kPa)	DPSH 1 piano di posa a 0,8 m dal p.c.	DPSH 2 piano di posa a 1,6 m dal p.c.
1,0	40	2,5	0,9
	50	3,9	1,8
1,5	40	3,9	1,1
	50	6,2	2,4

In assenza di indagini di laboratorio, i cedimenti stimati 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 geometria delle fondazioni progettate, dell'esatta profondità del piano di posa delle fondazioni rispetto al piano campagna attuale e del modello di distribuzione dei carichi stessi.

L'analisi di alcuni scavi posti nello stesso ambito hanno permesso di osservare i terreni che costituiranno il piano di posa delle eventuali fondazioni superficiali, e si presume che il loro comportamento possa essere condizionato dalla presenza d'acqua negli scavi; di conseguenza, i lavori dovranno essere eseguiti all'asciutto, allontanando le eventuali acque meteoriche, per non inficiare il comportamento meccanico del sedime di fondazione.

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

Le fondazioni dovranno svilupparsi sempre al di sotto dei terreni rimaneggiati e/o riportati, della coltre 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.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La presente relazione è stata redatta sulla base delle indagini eseguite e dei dati raccolti che hanno permesso di ricostruire le condizioni geologiche dell'area in cui si intende ampliare l'edificio che ospita la Scuola Secondaria "B. Dal Bene" e l'Istituto Alberghiero "A. Berti".

La zona in oggetto si sviluppa su un'area urbanizzata, in prossimità dell'argine in destra idrografica del Torrente Tramigna, ad una quota di circa 31 m s.l.m.

Dal punto di vista geomorfologico, il territorio in esame si trova al passaggio tra i depositi fini dei torrenti lessinei e le alluvioni prevalentemente sabbiose di origine atesina. Infatti, il sottosuolo risulta costituito da litologie prevalentemente limoso argillose / argilloso limose, subordinatamente sabbioso limose / limoso sabbiose, fino ad 8 ÷ 9 m; più in profondità, i terreni assumono una natura prevalentemente sabbiosa / sabbioso ghiaiosa.

Per quanto riguarda l'aspetto idrogeologico, la falda è stata misurata ad una profondità di 2,8 m dal piano campagna della prova DPSH 1, posta ad una quota più o meno coincidente con il piazzale retrostante l'edificio scolastico.

In merito alla definizione dell'azione sismica, la Categoria di Sottosuolo ricavata dalle indagini geofisiche è del tipo C, mentre la Categoria Topografica è la T1. Si rimanda ai paragrafi precedenti per le considerazioni espresse sull'analisi sismica locale.

Il calcolo della capacità portante in condizioni statiche e la verifica dei cedimenti ha restituito, per le fondazioni nastriformi ipotizzate, i valori riportati all'interno del testo.

Tali risultati, di valore indicativo nell'ambito di una fase di progettazione preliminare, dovranno essere ricalcolati sulla base delle effettive scelte progettuali, una volta nota l'entità e l'eccentricità dei carichi e, quindi, la geometria della fondazione adottata, l'esatta profondità del piano di posa rispetto al piano campagna attuale ed il modello di distribuzione dei carichi stessi: i valori di capacità portante, rivisti in termini di resistenze R_d , dovranno tener conto ed essere confrontati con le Azioni di progetto E_d debitamente corrette in funzione dei coefficienti parziali A1 e A2 previsti dalle NTC, sulla base dell'Approccio di calcolo adottato.

Le verifiche in condizioni sismiche e la valutazione completa degli effetti sismici di sito dovranno essere definite successivamente, una volta individuate la strategia di progettazione, le caratteristiche dei carichi e della struttura.

Visti i risultati delle prove e le caratteristiche geologiche locali, si consiglia l'adozione di una platea di fondazione, per distribuire i carichi il più uniformemente possibile. Tale platea dovrà essere verificata preventivamente alla progettazione esecutiva dell'opera e, nel caso in cui i valori di capacità portante e cedimento assoluto e differenziale non soddisfacessero le necessità progettuali, si dovranno trasferire i carichi in profondità, nei terreni con migliori caratteristiche geotecniche, con la realizzazione di fondazioni indirette (pali).

L'analisi di alcuni scavi posti nello stesso ambito hanno permesso di osservare i terreni che costituiranno il piano di posa delle eventuali fondazioni superficiali, e si presume che il loro comportamento possa essere condizionato dalla presenza d'acqua negli scavi; di conseguenza, i lavori dovranno essere eseguiti all'asciutto, allontanando le eventuali acque meteoriche, per non inficiare il comportamento meccanico del sedime di fondazione.

In ogni caso, per limitare i cedimenti immediati dovrà essere preparato il piano di posa a regola d'arte, prevedendo che il sedime di fondazione non subisca rimaneggiamenti e deterioramenti.

Il piano di posa dovrà essere regolarizzato e protetto con calcestruzzo magro: le fondazioni dovranno svilupparsi sempre al di sotto dei terreni riportati e dei terreni rimaneggiati, al di sotto della coltre 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.

Vista l'attività edificatoria pregressa ed i rimodellamenti eseguiti, all'apertura degli scavi dovrà essere controllata la situazione locale, in modo da verificare le notizie raccolte in questa fase e, quindi, mantenere valide o meno le considerazioni espresse circa le condizioni del sottosuolo e le verifiche fin qui eseguite.

Si ricorda che il P.A.I. dell'Autorità di Bacino Nazionale dell'Adige inserisce il sito tra le zone a pericolosità idraulica di grado medio; pertanto, si rimanda al competente Ufficio Tecnico Comunale la verifica della compatibilità dell'intervento in relazione alle vincolistiche urbanistiche in essere.

Dott. Geol. Davide Dal Degan



6. BIBLIOGRAFIA

- ✚ A.G.I. (1977) – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- ✚ Autorità di Bacino Nazionale dell'Adige – Piano stralcio per la tutela dal rischio idrogeologico. Bacino dell'Adige. Regione Veneto.
- ✚ Bowles J. E. (1991) – Fondazioni. Progetto e analisi. McGraw – Hill Ed.
- ✚ CERI Centro di ricerca "Previsione, Prevenzione e Controllo dei Rischi Geologici" (2004) – La microzonazione sismica. Metodi, esperienze e normativa.
- ✚ Cestari F. (1990) – Prove geotecniche in sito. Ed. Geo-graph, Segrate.
- ✚ Cestelli Guidi C. – Geotecnica e tecnica delle fondazioni. Hoepli Ed.
- ✚ Colombo P., Colleselli F. (1974) – Elementi di Geotecnica. Zanichelli Ed.
- ✚ Di Bernardo A, Dal Corso M. (2005) – Formula Geo.
- ✚ Di Girolamo M., Filippucci G. (1996) – Il progetto delle fondazioni. NIS Ed.
- ✚ Fabiani R. (1913) - I bacini dell'Alpone, del Tramigna e del Progno d'Illasi nei Lessini medi: geologia, morfologia, idrografia e carta della permeabilità delle rocce", Venezia Premiate Officine Grafiche di Carlo Ferrari.
- ✚ Gruppo di lavoro MPS (2004) – Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'OPCM 3274 del 20 Marzo 2003. Rapporto conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano – Roma.
- ✚ Lambe & Whitman (1969) - Meccanica dei terreni. D. Flaccovio Ed.
- ✚ Lancellotta R. (1987) – Geotecnica. Zanichelli Ed.
- ✚ Lanzo G., Silvestri F. (1999) – Risposta Sismica Locale. Hevelius Ed.
- ✚ Marsan P., Romeo R. (1992) – La relazione geologica e geotecnica. NIS Ed.
- ✚ Meneghel M. (1987) – Sedimenti simili a Loess nella zona di Caldiero.
- ✚ Panizza M., Slejko D. et al. (1981) – Modello sismotettonico dell'area fra il Lago di Garda e il Monte Grappa.
- ✚ Peli G. (2007) – Geotecnica pratica delle fondazioni dirette. Pitagora Editrice Bologna.
- ✚ Slejko D. et al (1987) – Modello sismotettonico dell'Italia Nord – Orientale. CNR.
- ✚ Sorbini et al (1984) – Geologia e geomorfologia di una porzione della pianura a Sud Est di Verona – Memorie del museo civico di storia naturale di Verona.
- ✚ Viggiani C. – Fondazioni. Hevelius Ed.

7. CARTOGRAFIA

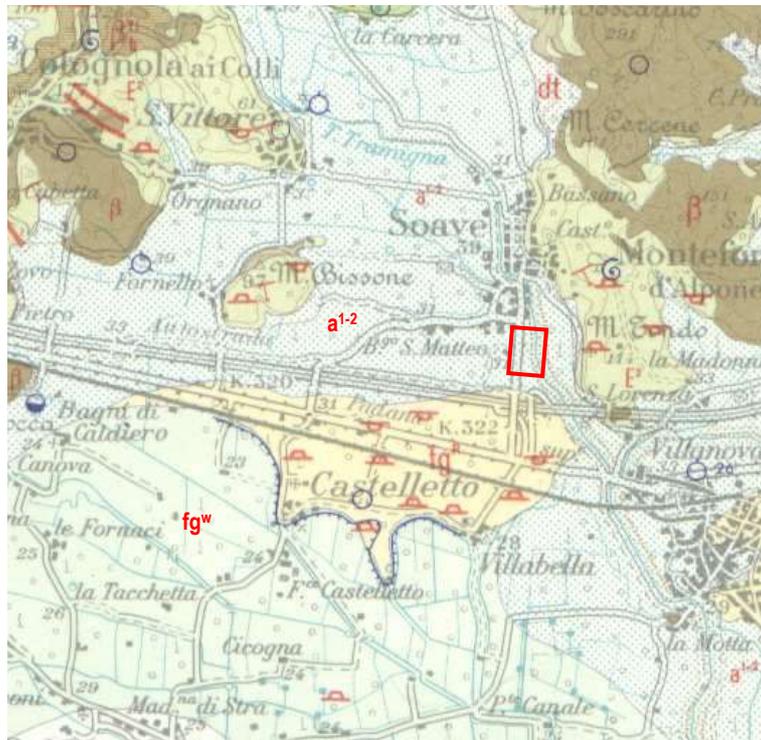
- ✚ C.T.R. della Regione Veneto. Scala 1:5.000 – Elemento n. 124152 "Soave"
- ✚ C.T.R. della Regione Veneto. Scala 1:5.000 – Elemento n. 124163 "Monteforte d'Alpone"
- ✚ Carta Geologica d'Italia alla Scala 1:100.000 – Foglio n. 49 "Verona"
- ✚ Dal Prà et al. (1997) - Carta idrogeologica dell'Alta Pianura Veronese Orientale

8. ALLEGATI

- ✚ Allegato n. 1 – Corografia Scala 1:5.000
- ✚ Allegato n. 2 – Carta Geologica Generale Scala 1:50.000
- ✚ Allegato n. 3 – Restituzione dati delle prove penetrometriche
- ✚ Allegato n. 4 – Scheda di sintesi della prova geofisica

CARTA GEOLOGICA GENERALE - Scala 1:50.000

tratta dalla Carta Geologica d'Italia – Foglio n. 49 "VERONA" alla Scala 1:100.000



LEGENDA

- | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|----------------------|---|---------------------------------------|
|  | a¹⁻² . Alluvioni terrazzate grossolane e minute dell'Adige e alluvioni dei corsi d'acqua sbarrati dall'antica conoide dell'Adige.
OLOCENE |  | E² . Calcari Nummulitici, calcareniti e Calcari marnosi.
EOCENE | | | | |
|  | fg^R . Alluvioni fluvio - glaciali e fluviali, da ciottolose a ghiaiose, con strato di alterazione superficiale argilloso, giallo rossiccio, di ridotto spessore, terrazzate e sospese sui 30 m.
PLEISTOCENE |  | B . Basalti colonnari, compatti o bollosi o scoriacei o a cuscini, delle colate e dei camini vulcanici | | | | |
|  | fg^W . Alluvioni fluvio - glaciali e fluviali, prevalentemente sabbiose, con strato di alterazione brunastro, di spessore limitato.
PLEISTOCENE |  | B^{TI} . Tufi e ialoclastiti varicolori, spesso gradati, talora fossiliferi, stratificati e rimaneggiati | | | | |
|  | Detriti di Falda |  | Cava |  | Sorgente |  | Pozzo per acqua (profondità in metri) |
|  | Area in esame |  | Orlo di terrazzo in alluvione |  | Località fossilifera | | |

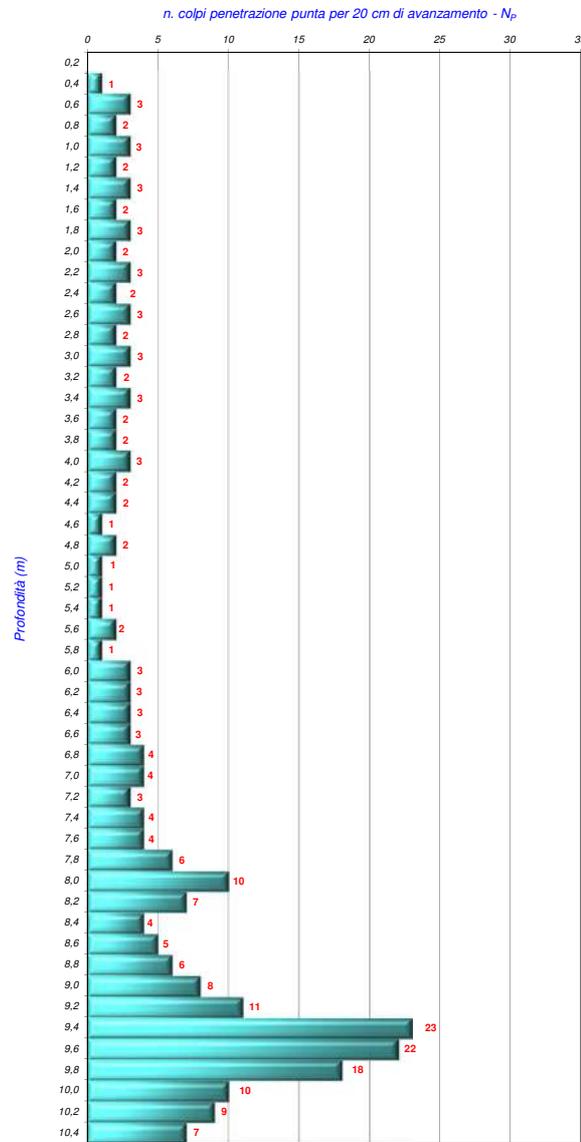
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA - DIAGRAMMA NUMERO DI COLPI / PROFONDITA'

Committente. ING. PAOLO BETTAGNO	Cantiere. Viale della Vittoria n. 93 - Soave (VR)	Data. 22/12/2017
-------------------------------------	--	---------------------

DPSH 1

Falda = 2,80 m dal p.c.

Prof. (m)	n. colpi punta N_p
0,2	
0,4	1
0,6	3
0,8	2
1,0	3
1,2	2
1,4	3
1,6	2
1,8	3
2,0	2
2,2	3
2,4	2
2,6	3
2,8	2
3,0	3
3,2	2
3,4	3
3,6	2
3,8	2
4,0	3
4,2	2
4,4	2
4,6	1
4,8	2
5,0	1
5,2	1
5,4	1
5,6	2
5,8	1
6,0	3
6,2	3
6,4	3
6,6	3
6,8	4
7,0	4
7,2	3
7,4	4
7,6	4
7,8	6
8,0	10
8,2	7
8,4	4
8,6	5
8,8	6
9,0	8
9,2	11
9,4	23
9,6	22
9,8	18
10,0	10
10,2	9
10,4	7



UBICAZIONE DELLA PROVA



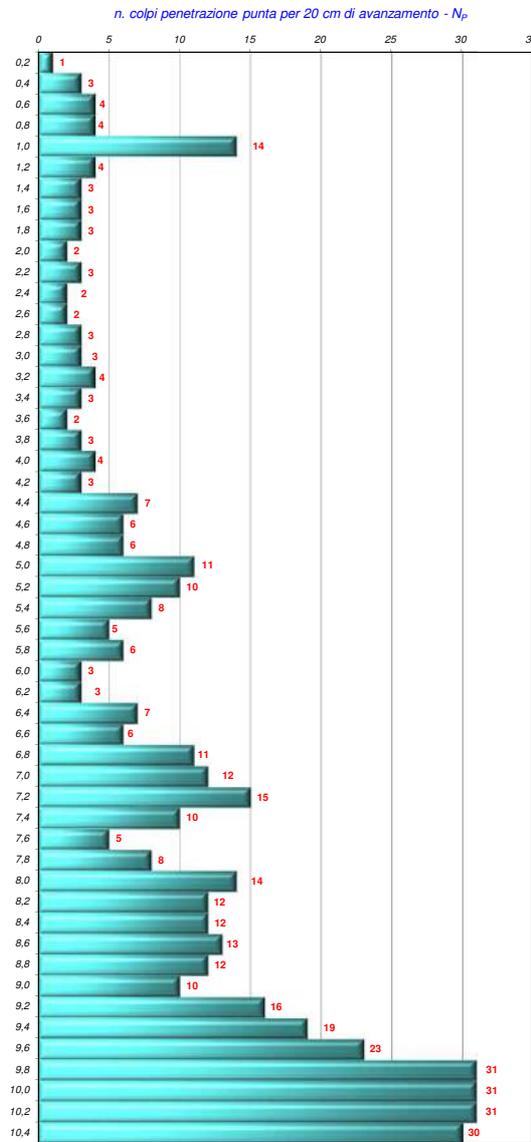
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA - DIAGRAMMA NUMERO DI COLPI / PROFONDITA'

Committente. ING. PAOLO BETTAGNO	Cantiere. Viale della Vittoria n. 93 - Soave (VR)	Data. 22/12/2017
-------------------------------------	--	---------------------

DPSH 2

Falda = 3,60 m dal p.c.

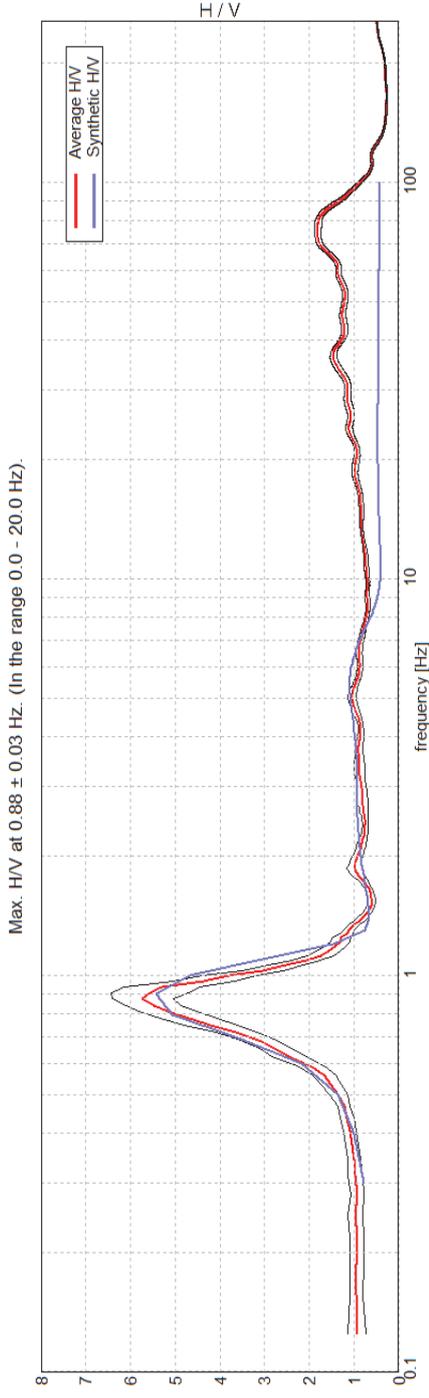
Prof. (m)	n. colpi punta N_p
0,2	1
0,4	3
0,6	4
0,8	4
1,0	14
1,2	4
1,4	3
1,6	3
1,8	3
2,0	2
2,2	3
2,4	2
2,6	2
2,8	3
3,0	3
3,2	4
3,4	3
3,6	2
3,8	3
4,0	4
4,2	3
4,4	7
4,6	6
4,8	6
5,0	11
5,2	10
5,4	8
5,6	5
5,8	6
6,0	3
6,2	3
6,4	7
6,6	6
6,8	11
7,0	12
7,2	15
7,4	10
7,6	5
7,8	8
8,0	14
8,2	12
8,4	12
8,6	13
8,8	12
9,0	10
9,2	16
9,4	19
9,6	23
9,8	31
10,0	31
10,2	31
10,4	30



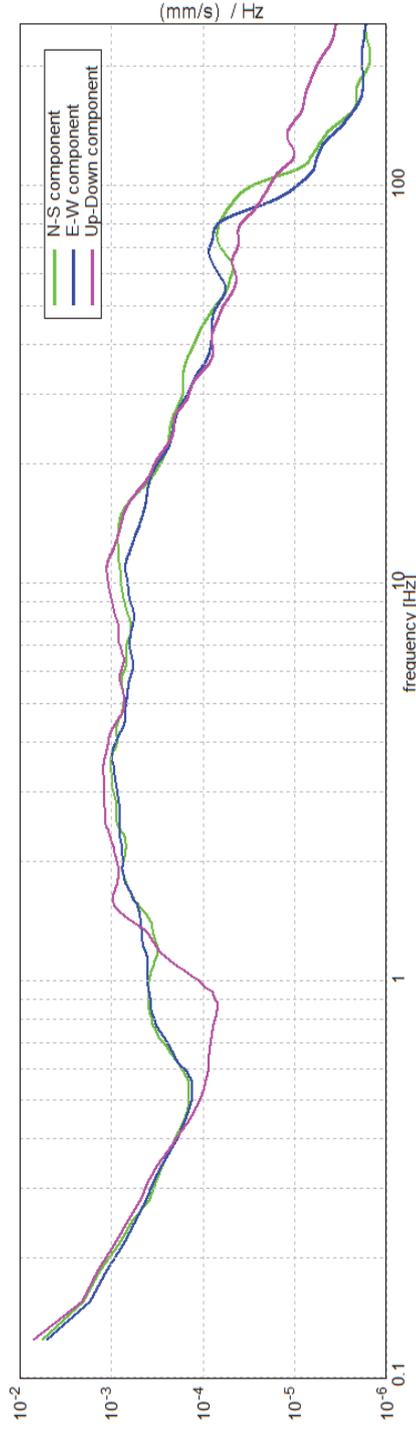
UBICAZIONE DELLA PROVA



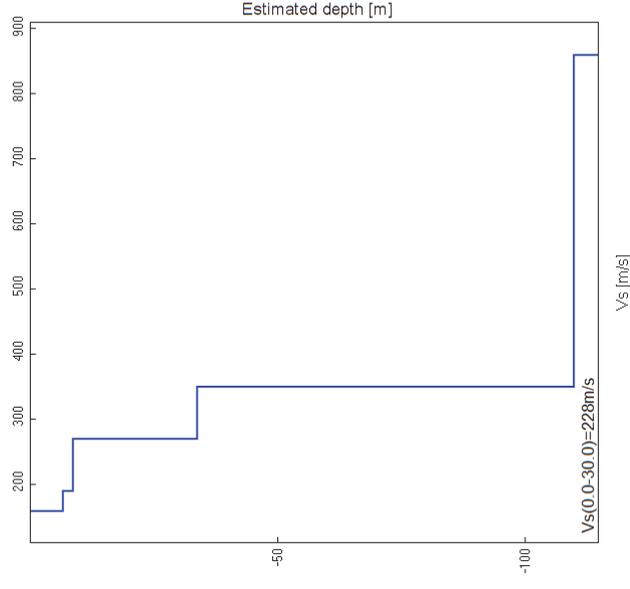
Curva H/V acquisita ed elaborata



Andamento delle tre componenti del moto sismico



Profilo verticale onde S (Vs)



Frequenza fondamentale di risonanza di sito

0.88 ± 0.03 Hz

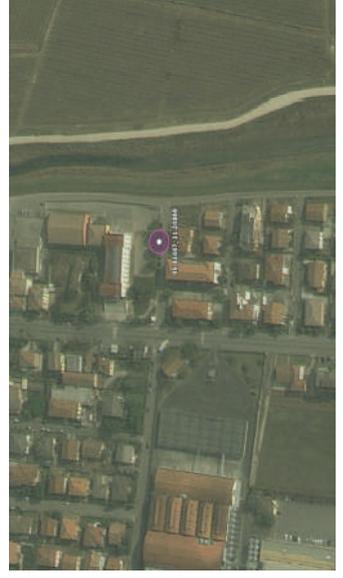
Categoria C di Sottosuolo

Profondità piano di posa delle fondazioni	$Vs,30$
1 m dal p.c.	$Vs(1 - 31) = 233 \text{ m/s}$
2 m dal p.c.	$Vs(2 - 32) = 237 \text{ m/s}$

Ricostruzione sismostratigrafica

Indagine sismica H.V.S.R.	Velocità onde di taglio [m/s]	Spessori [m]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	160	6,8	0,0 - 6,8
II SISMOSTRATO	190	2	6,8 - =9
III SISMOSTRATO	270	25	=9 - =34
IV SISMOSTRATO	350	76	=34 - =110
V SISMOSTRATO	860	Semisp.	=110 - Semisp.

Ubicazione indagine



Indagine sismica H.V.S.R.

C/o Istituto Comprensivo di Soave
Viale della Vittoria, 93 - Soave (VR)
Coord. WGS84: 45.41447° N, 11.24869° E

Comm.: Ing. Paolo Bettagno

Dicembre 2017