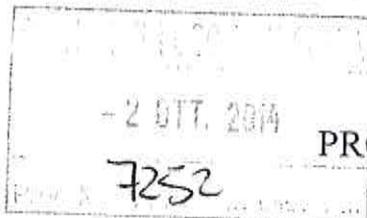


Studio di geologia dott.geol. Monticello Franco

Via Palazzina 14 – 36030 Montecchio Precalcino
Tel e fax: 0445-864608 e-mail: monticello.franco@alice.it

REGIONE VENETO



PROVINCIA DI VICENZA

COMUNE DI LUGO DI VICENZA

INDAGINE GEOGNOSTICA E STUDIO GEOLOGICO GEOTECNICO

**PROGETTO: AMPLIAMENTO E CREAZIONE NUOVA UNITÀ IMMOBILIARE E
RISTRUTTURAZIONE ARCO D'ENTRATA**

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

(D.M. 14.01.2008)

COMMITTENTE: IL PORTICO S.r.l.

29 Agosto 2014



Geologo Franco Monticello

Indice

1 -	PREMESSA.....	1
2 -	PRESCRIZIONI P.A.I., P.A.T.I.:.....	1
3 -	INDAGINI EFFETTUATE.....	1
4 -	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	2
4.1	Ubicazione e caratteristiche morfologiche del sito	2
4.2	Assetto geologico del sito.....	2
4.1	Idrogeologia del sito	3
5 -	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO	3
6 -	ELEMENTI DI SISMICITÀ LOCALE	4
6.1	Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche	4
6.2	Determinazione dello spettro di risposta.	4
7 -	VERIFICHE DI SICUREZZA	5
7.1	Premessa.....	5
7.2	Calcolo del valore progettuale di Resistenza Rd agli SLU – GEO	6
7.2.1	Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO STATICO: A1+M1+R3	7
7.2.2	Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO SISMICO: A1+M1+R3	8
8 -	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	11
9 -	VERIFICA DI STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO	11
10 -	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	12

1 - PREMESSA

Su incarico dello **Studio Tecnico geom. Luca Cortese**, con sede in Breganze, ho eseguito per conto della ditta **Il Portico S.r.l.**, uno studio geologico e geotecnico relativo al progetto per l'ampliamento e creazione nuova unità immobiliare e ristrutturazione arco d'entrata in via Vigne nel Comune di Lugo di Vicenza.

Dati catastali: Foglio N. 3 mappali 124 – 125 – 126 – 594 sub 2 – 1740 – 1891 e 1892.

Le indagini e le analisi sono state eseguite in ottemperanza a quanto disposto dalla normativa vigente, ed in particolare al **D.M. 14/01/2008** recante "*Norme tecniche per le costruzioni*" e al **D.G.R. N.71 del 22/01/2008** "**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 28/04/2006 n. 3519** "*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*". Direttive per l'applicazione".

2 - PRESCRIZIONI P.A.I., P.A.T.I.:

Nella redazione della relazione geologica-geotecnica sono stati consultati i seguenti documenti cartografici:

- Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del fiume Brenta-Bacchiglione, *Carta della pericolosità Geologica* Comune di Lugo di Vicenza (VI) tavola 2 di 2;
- Piano di Assetto Territoriale Intercomunale, *Carta delle Fragilità* Comune di Lugo di Vicenza (VI) elaborato 3-2.

Nella documentazione esaminata non esistono prescrizioni di alcun genere per l'area di interesse se non nella carta delle Fragilità, dove l'area è contrassegnata come idonea a condizione (art. 7).

A tal proposito si riporta stralcio dell'art. 7 –Norme di tutela– delle Norme Tecniche di Attuazione:

[omissis] Vincolo sismico:[omissis] Tutti i comuni appartenenti al PATI sono classificati sismici in zona 3 dalla D.G.R.V. n. 67 del 03.12.2003. [omissis] In ragione del vincolo imposto, per i singoli interventi sul territorio intercomunale dovranno pertanto essere rispettate le vigenti disposizioni normative.

Come citato nel paragrafo precedente, la presente relazione rispetta quanto stabilito da normativa in ambito sismico.

3 - INDAGINI EFFETTUATE

E' stata condotta un'indagine geognostica preliminare in sito atta a riconoscere la natura e la successione stratigrafica dei terreni di fondazione, e soprattutto ad individuare i loro parametri meccanici fondamentali, oltre che a determinare l'assetto idrogeologico sia superficiale che profondo del sito.

Allo scopo sono state eseguite **n° 2 Indagini Sismiche Passive con tecnica "HVSR"** (Horizontal Vertical Spectra Ratio) a stazione singola che si basano sulla misurazione del microtremore ambientale in termini di spettro verticale e orizzontale, per la determinazione degli effetti di sito e la stima del V_{s30} fondamentale per la definizione della **categoria** di suolo di fondazione come definito dalla normativa vigente.

La tecnica d'indagine utilizzata è conosciuto come *metodo di Nacamura (1989)*, dal nome dello scienziato giapponese che l'ha messa a punto ed è basata sui seguenti presupposti:

- a) il rumore ambientale è generato da riflessioni e rifrazioni di onde di taglio con gli strati superficiali e dalle onde di superficie;
- b) le sorgenti di rumore superficiale non interessano il rumore ambientale alla base di una struttura non consolidata;
- c) gli strati soffici non amplificano la componente verticale del rumore ambientale: questo è composto da onde di superficie tipo Rayleigh generate dall'interazione del vento con le strutture e da attività antropica.

Gli effetti di sito vengono quindi espressi dal rapporto spettrale tra le componenti orizzontali e verticali del rumore ambientale alla superficie del suolo.

È stato utilizzato uno strumento modello VIBRALOG 24 bit per sismica passiva con sensore sismico 3D da superficie, frequenza geofoni 2 Hz, della M.A.E. Advanced Geophysics Instruments.

I risultati delle prove sono riportati in allegato.

È stata verificata inoltre, da un rilevamento geologico sugli affioramenti in loco, la presenza di vulcaniti alterate poste superficialmente nell'area a valle dei fabbricati di interesse.

È stata eseguita inoltre **una terebrazione manuale** spinta alla profondità di 0,80 m da p.c. a monte degli edifici di interesse per il riconoscimento della natura dei terreni.

4 - CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

4.1 Ubicazione e caratteristiche morfologiche del sito

L'area in oggetto si trova nel centro storico di Lugo di Vicenza, lungo via Vigne, sul versante sud della collina dove è ubicato il cimitero. La zona è collinare, con quota del piano campagna di circa 200 m s.l.m..

Dal punto di vista geomorfologico nel sito in oggetto non si sono rilevate zone di instabilità, di erosione anormale o di precarietà geomorfologica.

4.2 Assetto geologico del sito

L'area d'interesse è situata sulle colline pedemontane dell'alto Vicentino interessate da attività vulcanica nel periodo Oligocene-Pleistocene superiore. Ciò comporta la presenza di basalti di colata, filoni e camini di lava, ialoclastiti tufi e breccie d'esplosione. In particolare i terreni sono composti, dopo una piccola coltre di suolo vegetale argilloso dato dall'alterazione delle vulcaniti stesse, da ialoclastiti tufi e breccie d'esplosione, come evidenziato dall'estratto della carta geologica della Provincia di Vicenza riportata di seguito.

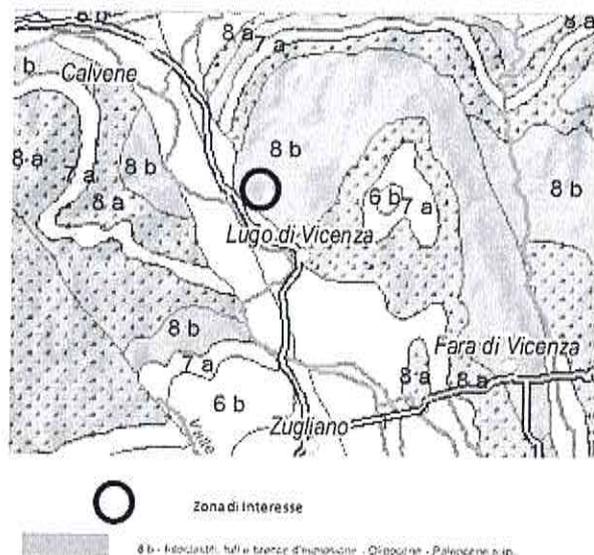


Figura 1: Estratto della carta geologica della provincia di Vicenza con relativa legenda.

Dalla terebrazione manuale si è riscontrata la seguente stratigrafia:

Strato	Profondità	Natura terreno
1	0.00 ÷ 0.70	Argilla
2	0.70 ÷ 0.80	Vulcanite alterata molto consistente

Si può quindi definire che il terreno di fondazione degli edifici previsti è composto da substrato roccioso con grado di resistenza meccanica variabile a seconda del grado di fatturazione e di alterazione.

4.1 Idrogeologia del sito

Nel sottosuolo, al momento dell'esecuzione della terebrazione manuale non è stata rinvenuta traccia d'acqua.

Le argille e il substrato vulcanitico per loro natura risultano caratterizzati da una permeabilità estremamente ridotta. Pertanto non è possibile definire l'esistenza di una vera e propria falda freatica ma bensì la presenza di vene d'acqua. Tale caratteristica è comprovata dal fatto che lungo il muro a monte della proprietà è presente forte umidità ed è stata riferita la presenza d'acqua saltuariamente.

5 - CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO

In questo capitolo si vuole definire il Modello Geotecnico del Sottosuolo relativo ai terreni che costituiscono il Volume Significativo interessato dalle nuove opere di fondazione.

Procedendo verticalmente dal p.c., è stato possibile individuare i seguenti parametri geotecnici caratteristici.

Edificio a monte:

STRATO N° 1

Profondità : da p.c. a - 0.60 circa m.

Natura : Terreno rimaneggiato.

STRATO N° 2

Profondità : da - 0.60 circa in poi

Natura : Vulcaniti alterate

: Coesione:

$C_u > 100 \text{ kPa}$

: Peso di volume:

$\gamma = 22 \div 24 \text{ kN/m}^3$

Edificio a valle:

STRATO N° 1

Profondità : da corte comune a - 2.00 circa m.

Natura : Terreno rimaneggiato, riporti riempimento corte comune.

STRATO N° 2

Profondità : da - 2.00 circa in poi

Natura : Vulcaniti alterate

: Coesione:

Cu > 100 kPa

: Peso di volume:

$\gamma = 22 + 24 \text{ kN/m}^3$

6 - ELEMENTI DI SISMICITÀ LOCALE

6.1 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante l'identificazione della categoria di sottosuolo del sito di progetto.

Sulla base del quadro geologico emerso nel presente studio, e da quanto evidenziato dalla prova HVSR, il terreno di fondazione ricade nella **categoria B** di suolo di fondazione della citata ordinanza (O.P.C.M. n.3274 del 20.03.2003); essa definisce per la suddetta categoria il seguente profilo stratigrafico: depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 e 800 m/s.

Infine sussistono nel sito in esame effetti di amplificazione del moto sismico dovuti alla topografia, in particolare per irregolarità morfologiche quali rilievi allungati, scarpate di altezza maggiore a 30 m, pendii con inclinazione maggiore di 15°. Il tratto di versante in oggetto infatti, come definito in precedenza, risulta posto lungo un versante con pendenza di circa 15°-17°. Per quanto riguarda le condizioni topografiche, il sito di progetto ricade nella Categoria T2 (Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$).

6.2 Determinazione dello spettro di risposta.

Le norme stabiliscono che il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo (nel nostro caso il sito di progetto) è costituito dallo spettro di risposta elastico. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato), riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

La forma dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali dipende da alcuni parametri (S , T_B , T_C e T_D), che variano in funzione del tipo di sottosuolo, ove S rappresenta un fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (categoria del suolo di fondazione - S_S) e della topografia S_T , ove $S = S_S \times S_T$, e T_B , T_C e T_D sono i periodi (s) che separano i diversi rami dello spettro.

A questo punto volendo usare il programma di calcolo che fornisce gli **spettri di risposta** rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il sito in esame è necessario fornire i seguenti parametri:

- 1 - Coordinate geografiche sito: Long.: 11°, 52040416 Lat.: 45°, 75248205
 2 - Vita nominale della struttura: $V_N \geq 50$ anni
 3 - Classe d'uso: classe II
 4 - Coefficiente d'uso: $C_U = 1$
 5 - Periodo di riferimento: $V_R = 50$ anni
 6 - Categoria sottosuolo: B
 7 - Categoria topografica: T2

I quali danno i seguenti parametri dello spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ per la componente orizzontale per lo stato limite SLV ($P_{VR} = 10\%$):

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g (TR = 475 anni)	0,162 g
F_0 (TR = 475 anni)	2,408
T_c^* (TR = 475 anni)	0,290 s
Coefficiente amplificazione stratigrafica S_S	1,200
Coefficiente funzione della categoria suolo C_c	1,409
Coefficiente amplificazione topografico S_T	1,200
Fattore di struttura q (ipotizzato)	2,500

Parametri dipendenti

S	1,440
$\eta = 1/q$	0,400
T_B (s)	0,136 s
T_C (s)	0,408 s
T_D (s)	2,249 s

Come si vede dal valore $S_T = 1.2$ si hanno, nel presente caso, effetti di amplificazione del moto sismico dovuti alla topografia, da includere nella valutazione del parametro S.

Dallo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ si ricavano i seguenti **coefficienti sismici** (K_{hi} , K_{hk}):

Inerzia della struttura $K_{hi} = S_d(T1)$	0.225
Periodo fondamentale della struttura $T1$ (s)	0.499 edificio a valle 0.353 edificio a monte
Inerzia del terreno $K_{hk} = \beta_s \times S \times a_g$	0.056
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima β_s	0.24

7 - VERIFICHE DI SICUREZZA

7.1 Premessa

Il progetto prevede la demolizione e ricostruzione di due edifici composti da tre e quattro piani fuori terra con profondità d'incasso delle fondazioni a circa -0,8 m da p.c. per l'edificio a monte e circa -6,0 m dal piano della corte comune per l'edificio a valle.

La stratigrafia riscontrata comporta che entrambe le strutture abbiano il piano di posa delle fondazioni sulle vulcaniti alterate. Dalle caratteristiche degli edifici si è ipotizzato che il carico delle strutture sia simile e si è proceduto con la seguente verifica.

In questo capitolo si è proceduto per le opere di fondazione alla determinazione del valore di progetto della Resistenza R_d relativamente agli SLU di tipo geotecnico (collasso per carico

limite dell'insieme fondazione-terreno e per scorrimento sul piano di posa) e alla verifica di sicurezza nei confronti degli SLE (cedimenti del terreno di fondazione).

Di seguito si è verificata la validità della disequazione $Ed \leq Rd$ per ogni combinazione previsto dalla norme; Ed è il valore di progetto delle azioni.

7.2 Calcolo del valore progettuale di Resistenza Rd agli SLU – GEO

La verifica di cui sopra è stata condotta applicando il seguente approccio progettuale (DM 14/01/08):

Approccio 2: A1+M1+R3

I valori di progetto delle azioni F e dei parametri geotecnici X (Cu_d , C'_d , ϕ'_d , γ_d) si ricavano dai valori caratteristici, F_k e X_k , ai quali va applicato un coefficiente di sicurezza parziale γ_F e γ_m , utilizzando le seguenti espressioni: $F_k \cdot \gamma_F$ e X_k / γ_m .

I coefficienti parziali relativi alle azioni γ_F sono indicati nella Tab. 6.2.I, mentre i coefficienti γ_m per i parametri del terreno e γ_R per le Resistenze sono ricavati rispettivamente dalle tabelle 6.2.II e 6.4.I del DM 14/01/2008. Si noti che in campo sismico i coefficienti parziali relativi alle azioni $\gamma_F = 1$.

Il valore di progetto della **capacità portante limite di fondazione pRd** è calcolato mediante l'applicazione della formula di **Hansen (1970)** per fondazioni dirette, applicando i coefficienti di sicurezza parziali alla resistenza al taglio del terreno:

$$pRd = [NcCu_d sc dc iczc + \gamma_d D_f Nq s_q d_q z_q + 0,5 \gamma_d B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma z_\gamma r_\gamma] / \gamma_R$$

$$\text{se } \phi'_d = 0 \quad Rd = [(2+\pi)Cu_d (1 + s'_c + d'_c - i'_c - g'_c - b'_c) zc + \gamma_d D_f] r_\gamma / \gamma_R$$

ove:

Rd = valore di progetto capacità portante limite della fondazione;

Cu_d = coesione non drenata (angolo di attrito apparente $\phi' = 0$);

γ_d = peso di volume del terreno;

D_f = profondità del piano di posa della fondazione;

Nc , Nq , N_γ = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di attrito interno del terreno;

B = dimensione minima in pianta della fondazione;

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

dc , d_q , d_γ = fattori di profondità di fondazione;

ic , i_q , i_γ = fattori di inclinazione del carico;

zc , z_q , z_γ = coefficienti sismici (correzioni di Paolucci e Pecker, 1997);

r_γ = fattore di riduzione per fondazioni grandi (Bowles);

γ_R = Coefficiente di sicurezza parziale per le Resistenze (R_1 , R_2 , R_3)

- Fattori di capacità portante sono dati da:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \text{tg}^2(45 + \phi/2) \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \text{tg} \phi$$

- Fattori di forma (s_i) sono dati da:

$$s_c = 1 + (N_q/N_c)(B/L) \quad s'_c = 0.2(B/L) \quad s_q = 1 + (B/L) \text{tg} \phi \quad s_\gamma = 1 - 0.4B/L$$

- Fattori di profondità (d_i) sono dati da:

$$d_c = 1 + 0.4k \quad d'_c = 0.4k \quad d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 k \quad d_\gamma = 1$$

con $k=D/B$ se $D/B \leq 1$ e $k=actg(D/B)$ se $D/B > 1$

- Fattori di inclinazione del carico (i_i) sono dati da:

$$i_c = i_q \cdot (1 - i_q) / (N_q - 1) \quad i_q = (1 - 0.5H / (V + BLc \cot \varphi))^5 \quad i_\gamma = (1 - 0.7H / (V + BLc \cot \varphi))^5$$

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - H / BLc}$$

con V e H componenti verticale e orizzontale del carico. Se $i_i \neq 0$ allora $s_i = 1$.

Quando $\varphi = 0$, si usano i fattori contraddistinti da un apice.

L'effetto inerziale dovuto alla sovrastruttura produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico $K_{hi} = H/V$.

- Coefficienti sismici (z_i):

Per tener conto degli effetti inerziali del terreno (K_{hk}) si introducono nella formula della capacità portante i seguenti coefficienti moltiplicativi (correzioni di Paolucci e Pecker, 1997):

$$z_c = 1 - 0.32 K_{hk} \quad z_q = z_\gamma = 1 - (K_{hk} / tg \varphi)^{0.35}$$

con $K_{hk} = \beta_s \times S_s \times S_t \times a_g$

ove K_{hk} = inerzia del terreno, a_g = accelerazione massima attesa al sito, S_s e S_t = coefficienti stratigrafico e topografico; β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima.

- Fattore di riduzione per fondazioni grandi (Bowles):

$$\gamma_r = 1 - 0.25 \log(B/2) \quad \text{per } B > 2 \text{ m}$$

- Coefficiente di sicurezza parziale per le Resistenze (R_1, R_2, R_3).

$\gamma_R = 1.0$ per la combinazione R_1 ; $\gamma_R = 1.8$ per la comb. R_2 ; $\gamma_R = 2.3$ per la comb. R_3 .

Le verifiche sono state fatte per gli SLU di tipo geotecnico (GEO) nell'approccio progettuale M2 (A1+M1+R3) sia in campo statico che in campo sismico.

La verifica delle fondazioni in campo sismico è stata eseguita applicando le correzioni di Paolucci e Pecker (1997).

FABBRICATI

Le sollecitazioni massime, non fattorizzate, che dovranno essere verificate dal progettista, agenti alla base della fondazione, ipotizzata larga 1,1 m e lunga 5 m, sono le seguenti:

Carico verticale:

Permanenti strutturali:	90 kN/m × 5 m	= 450 kN
Permanenti non strutturali:	60 kN/m × 5 m	= 300 kN
Variabili:	5 kN/m × 5 m	= 25 kN

7.2.1 Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO STATICO: A1+M1+R3

Sollecitazioni al piano di posa delle fondazioni:

Coeff. moltiplicativi carichi	Permanenti strutturali	Perman. non strutturali	Variabili	Totali
A1 γ_F	1.3	1.5	1.5	
Sforzo normale				N (kN)
Valori non fattorizzati	450	300	25	775
A1 valori fattorizzati	585	450	37,5	1072,5

Edificio di tipo abitativo				
Tipo di fondazione:	di continua			
Dimensioni:	B (m) =	1,1	L (m) =	5
Profondità incasso fondazione (m):		0,8		
Litotipi di intradosso: Vulcaniti alterate Angolo d'attrito interno: $\phi'_k = \phi'_d = 0^\circ$ Coesione non drenata: $Cu_k = Cu_d = 70$ kPa Peso di volume: $\gamma_k = 22$ KN/m ³				
Verifica collasso per carico limite				
Approccio	Capacità portante pRd (kPa)	Capacità portante resistente Rd (kN)	Azione Ed (kN)	
A1+M1+R3	207	207x1,1x5=1138,5	1072,5	

La verifica di sicurezza mostra che l'azione del carico Ed è inferiore alla Resistenza di progetto Rd, quindi la disuguaglianza $Ed \leq Rd$ è VERIFICATA.

7.2.2 Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO SISMICO: A1+M1+R3

Nell'analisi sismica delle fondazioni i carichi sollecitanti per ogni approccio utilizzato sono uguali ($A1=A2$) e i coefficienti parziali sono posti pari ad uno. Pertanto il carico massimo, agente alla base della fondazione, ipotizzata larga 1,1 m e lunga 5 m, è pari a 775 kN.

Edificio di tipo abitativo				
Tipo di fondazione:	di continua			
Dimensioni:	B (m) =	1,1	L (m) =	5
Profondità incasso fondazione (m):		0,8		
Litotipi di intradosso: Vulcaniti alterate Angolo d'attrito interno: $\phi'_k = \phi'_d = 0^\circ$ Coesione non drenata: $Cu_k = Cu_d = 70$ kPa Peso di volume: $\gamma_k = 22$ KN/m ³ Coefficienti sismici: - Inerzia della struttura $K_{hi} = 0.225$ - Inerzia del terreno $K_{hk} = 0.056$				
Verifica collasso per carico limite				
Approccio	Capacità portante pRd (kPa)	Capacità portante resistente Rd (kN)	Azione Ed (kN)	
A1+M1+R3	187	187x1,1x5=1028,5	775	

La verifica di sicurezza mostra che l'azione del carico Ed è inferiore alla Resistenza di progetto Rd, quindi la disuguaglianza $Ed \leq Rd$ è VERIFICATA.

Combinazione (A1+M1+R3) IN CAMPO STATICO**CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI- Cu**

Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*

Riferimenti legislativi: DM 14/01/08 e Circolare CSLPP 617/09

		KPa		KPa
Verifica capacità portante verticale	Rd	207	Ed	195

INPUT GEOTECNICO

<i>FS globale gamma-R</i>	γ_R	2,30		
<i>Inerzia della struttura Khi (C7.11.5.3.1)</i>	Khi	0,000	Khi = S(d)T1	
<i>Carico verticale sulla fondaz, KN</i>	Nd	1072,5		
<i>Coesione non drenata di progetto, kPa</i>	Cud	70		
<i>Coesione non drenata (softened) di progetto, kPa</i>	Cus,d	0	d'c	0,29
<i>Densità vespaio o riporto, kN m-3</i>	$\gamma' v$	15	i'c	0
<i>Profondità di incasso</i>	D	0,8	b'c	0
<i>Larghezza di fondazione, m</i>	B	1,1	z'c	1
<i>Lunghezza fondazione, m</i>	L	5	rg	1
<i>Eccentricità secondo B, m</i>	eb	0		
<i>Eccentricità secondo L, m</i>	el	0		
<i>Inclinazione del piano campagna, gradi</i>	b	0		
<i>Frazione spinta passiva, %</i>	Epd	0		

VALORI DERIVATI

<i>Area efficace (con eccentricità)</i>	A'	5,5
<i>Taglio sismico, KN</i>	H	0
<i>Pressione sul terreno in condizioni statiche, kN</i>	P	195

* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991, pagg. 191-198

Combinazione (A1+M1+R3) IN CAMPO SISMICO**CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI- Cu**

Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*

Riferimenti legislativi: DM 14/01/08 e Circolare CSLLPP 617/09

		KPa		KPa
Verifica capacità portante verticale	Rd	187	Ed	141

INPUT GEOTECNICO

<i>FS globale gamma-R</i>	γ_R	2,30		
<i>Inerzia della struttura Khi (C7.11.5.3.1)</i>	Khi	0,225	Khi = S(d)T1	
<i>Carico verticale sulla fondaz, KN</i>	Nd	775		
<i>Coesione non drenata di progetto, kPa</i>	Cud	70		
<i>Coesione non drenata (softened) di progetto, kPa</i>	Cus,d	0	d'c	0,29
<i>Densità vespaio o riporto, kN m-3</i>	$\gamma' v$	15	i'c	0,13
<i>Profondità di incasso</i>	D	0,8	b'c	0
<i>Larghezza di fondazione, m</i>	B	1,1	z'c	1
<i>Lunghezza fondazione, m</i>	L	5	rg	1
<i>Eccentricità secondo B, m</i>	eb	0		
<i>Eccentricità secondo L, m</i>	el	0		
<i>Inclinazione del piano campagna, gradi</i>	b	0		
<i>Frazione spinta passiva, %</i>	Epd	0		

VALORI DERIVATI

<i>Area efficace (con eccentricità)</i>	A'	5,5
<i>Taglio sismico, KN</i>	H	174
<i>Pressione sul terreno in condizioni statiche, kN</i>	P	141

* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991, pagg. 191-198

8 - VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Nella verifica agli stati limite in condizioni di esercizio deve essere verificata l'entità dei cedimenti dei terreni di fondazione.

Deve essere verificato che sotto le sollecitazioni di progetto il terreno sia stabile e non presenti deformazioni permanenti incompatibili con i requisiti di funzionalità della struttura. Deve essere verificata la seguente condizione:

$$W_{calc} < W_{amm}$$

$$\text{Ove: } W_{calc} = W_o + W_{cl} + W_{cl} + W_{sism}$$

con:

w_o = cedimento immediato o distorsionale

w_{cl} = cedimento di consolidazione primaria (o di volume)

w_{cll} = cedimento di consolidazione secondaria

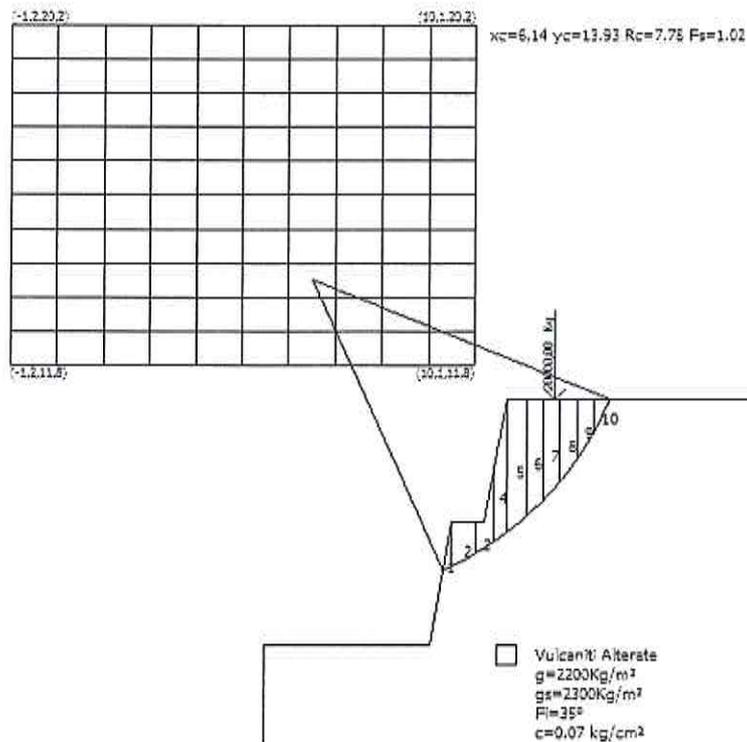
w_{sism} = cedimento dovuto all'azione sismica

Nel caso specifico, considerando il terreno di fondazione posto in prossimità del substrato vulcanitico, i cedimenti indotti sono da considerarsi di natura prevalentemente elastica (w_o), e dovuti in gran parte alla struttura stessa.

Nella nostra situazione, pertanto, i cedimenti sia assoluti che differenziali risulteranno trascurabili, in considerazione sia delle buone caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione sia dell'omogeneità areale nella distribuzione degli stessi nel sottosuolo.

9 - VERIFICA DI STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO

Di seguito si riporta la verifica di stabilità del fronte di scavo per l'edificio a valle **in presenza di sovraccarichi** dati dall'edificio adiacente a monte della scarpata e **assenza di falda**. Da tale verifica si ottiene che la scarpata è stabile a breve termine con una inclinazione massima di 80° con una banca di 1 m di profondità a metà scavo con fattore di sicurezza pari a 1.02.



Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	Litologia
1	0.07	0.7	35	2200	2300	Vulcaniti Alterate

Carichi concentrati

N°	x (m)	y (m)	Fx (Kg)	Fy (Kg)	M (Kgm)
1	11,9981	11	0	20000	0

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	1,02
Ascissa centro superficie	6,14 m
Ordinata centro superficie	13,93 m
Raggio superficie	7,78 m

10 - CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La realizzazione degli edifici in progetto comporta l'esecuzione di scavi di sbancamento con altezze variabili da 4 a 6 m sia nella porzione a monte che nella porzione di corte comune, in prossimità di altri edifici. Entrambi gli scavi sono per la maggior parte su vulcaniti alterate con buone caratteristiche geotecniche ma sono presenti, come descritto in precedenza, strati di terreno argilloso con spessore variabile da 0,7 a 2,0 m aventi scadenti caratteristiche geotecniche.

Come già definito in precedenza non è presente una vera e propria falda freatica ma bensì di vene d'acqua che localmente abbassano le caratteristiche geotecniche dei materiali.

Le opere interrato dovranno prevedere drenaggi perimetrali.

Sono da prevedere, pertanto, dei fronti di scavo i cui profili siano tali che il terreno sia stabile con adeguato margine di sicurezza e che non comportino danni agli edifici limitrofi.

Tenuto conto della verifica di stabilità della scarpata il cui coefficiente è pari a 1, valore inferiore a quanto stabilito da normativa, sarà necessario intervenire con modalità tali da non mettere a rischio i fabbricati sovrastanti.

A tal scopo si ritiene opportuno che l'esecuzione degli scavi avvenga per conci di estensione laterale di circa 2,0 m eseguiti su gradoni di circa 3,0 m di altezza.

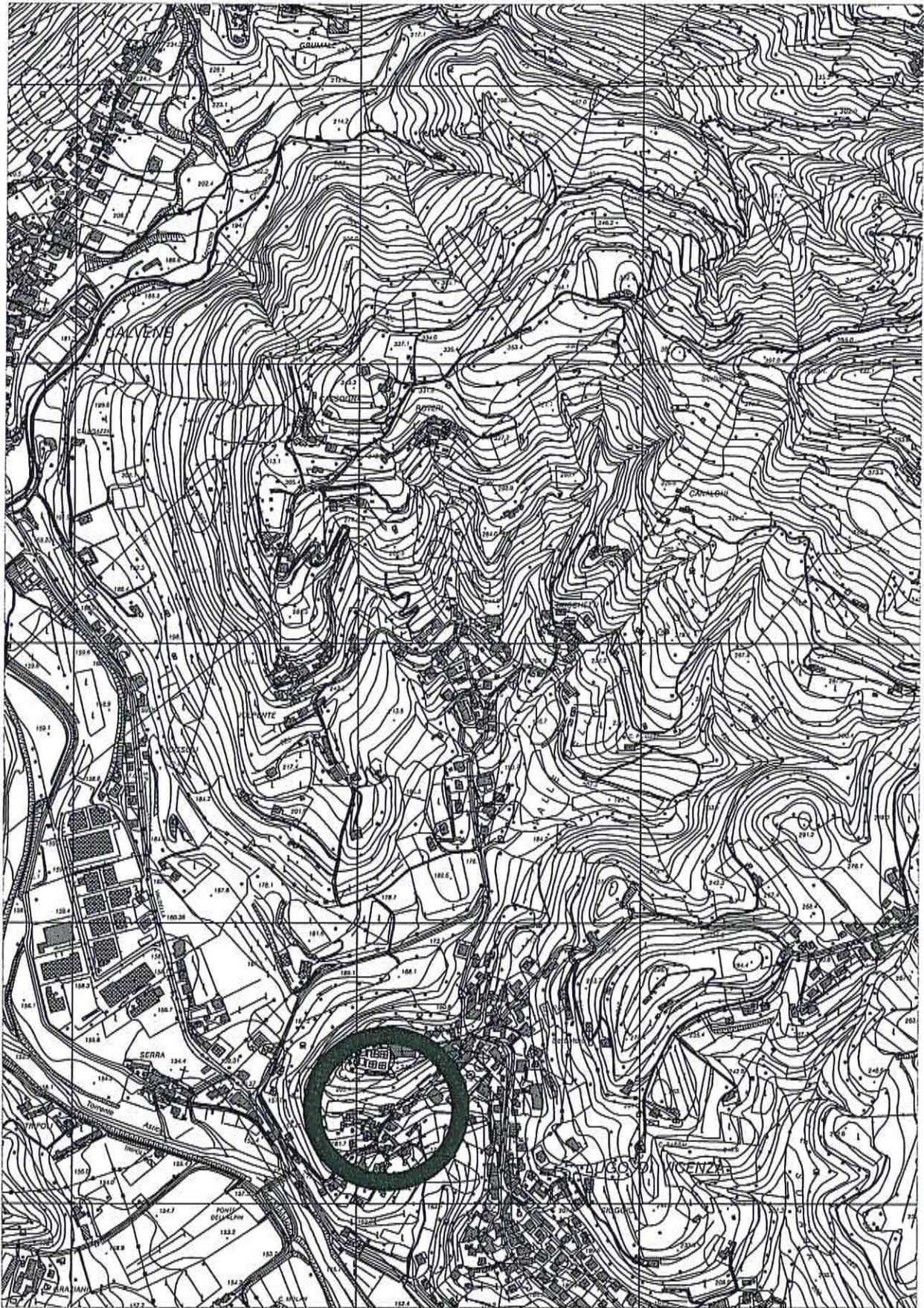
In fase esecutiva dei lavori, il geologo scrivente, avvisato dalla committenza, valuterà eventuali disomogeneità del terreno dando eventualmente disposizioni diverse da quanto sopra, quali palificazioni o altre opere di intervento.

29 Agosto 2014

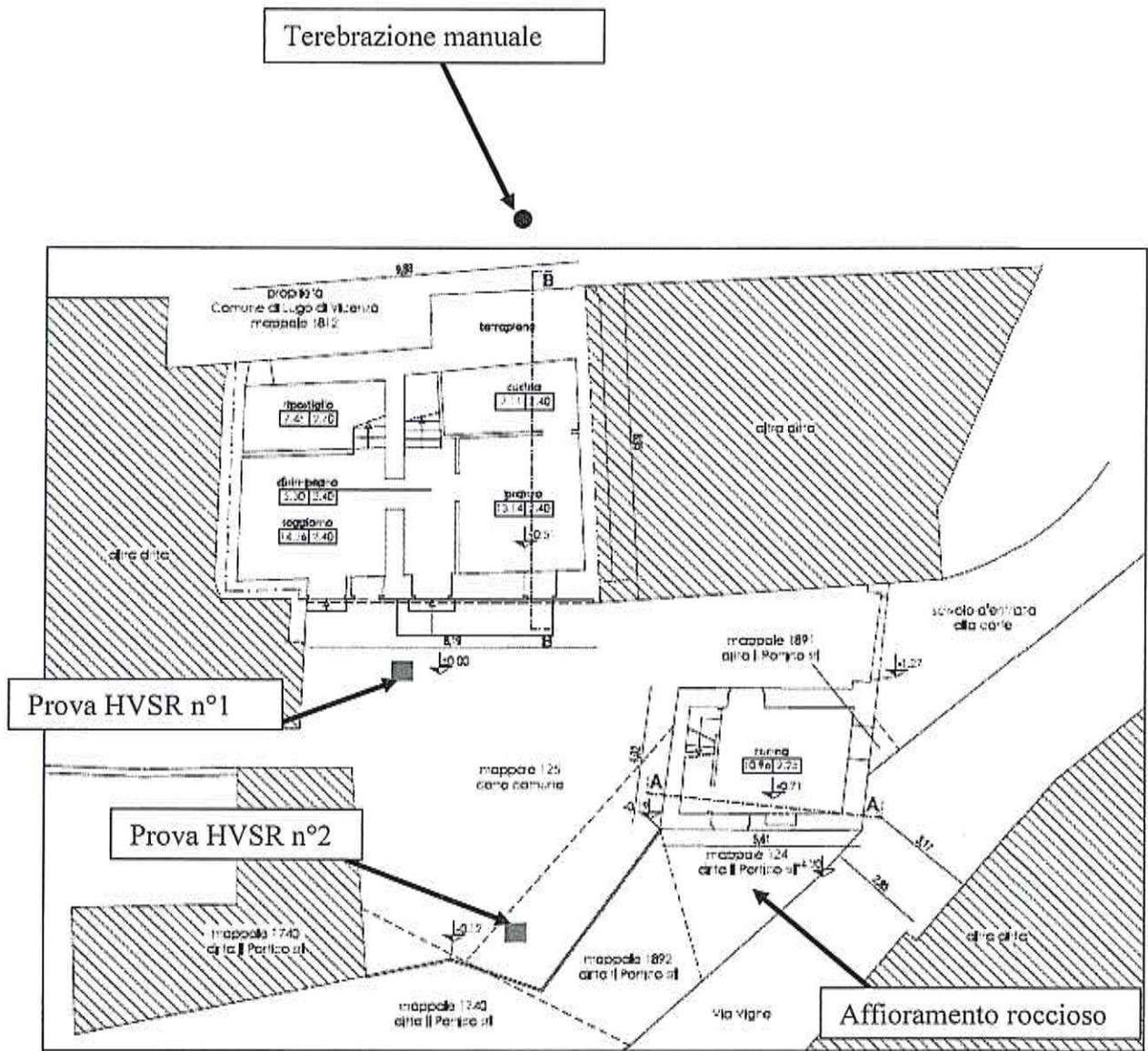
Geologo Franco Monticello



Estratto C.T.R. con ubicazione del sito



Scala 1:10.000



Planimetria con ubicazione delle prove
e Mappali catastali di interesse

Foglio n°3 mappali 124 – 125 – 126 – 594 sub 2 – 1740 – 1891 e 1892

HVlab report 1

sito: Il Portico S.r.l. Via Vigne Lugo di Vicenza

lat: 45°,75250782

lon: 11°,52034624

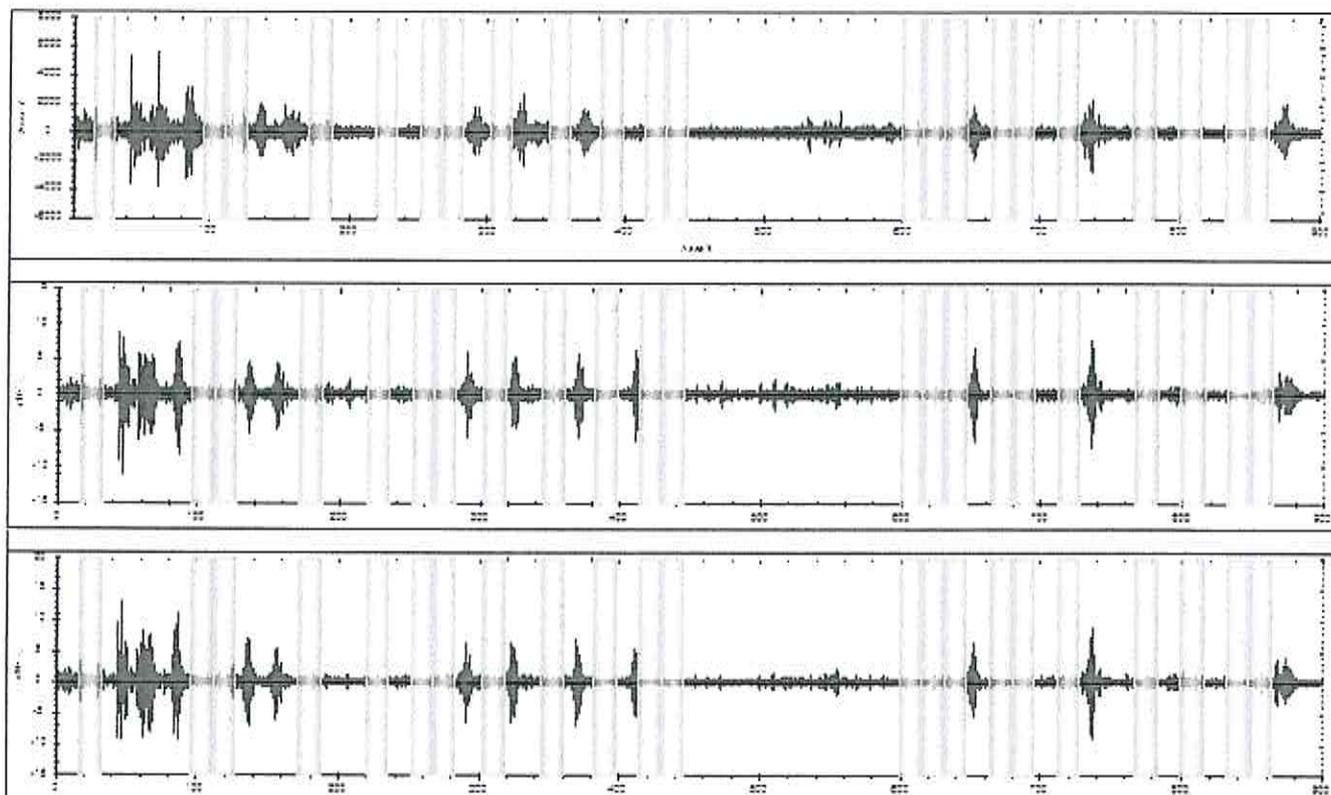
DETTAGLI ACQUISIZIONE

strumento: M.A.E. Vibralog

file: 26093445.BIN

data: 26/08/2014 15:31:07

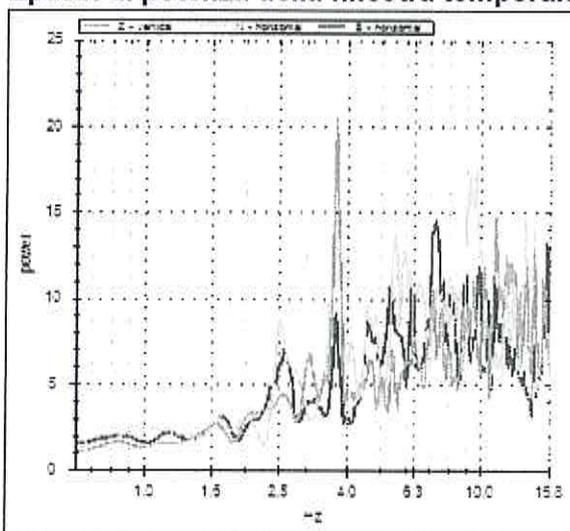
durata: 00:15:00



ELABORAZIONE

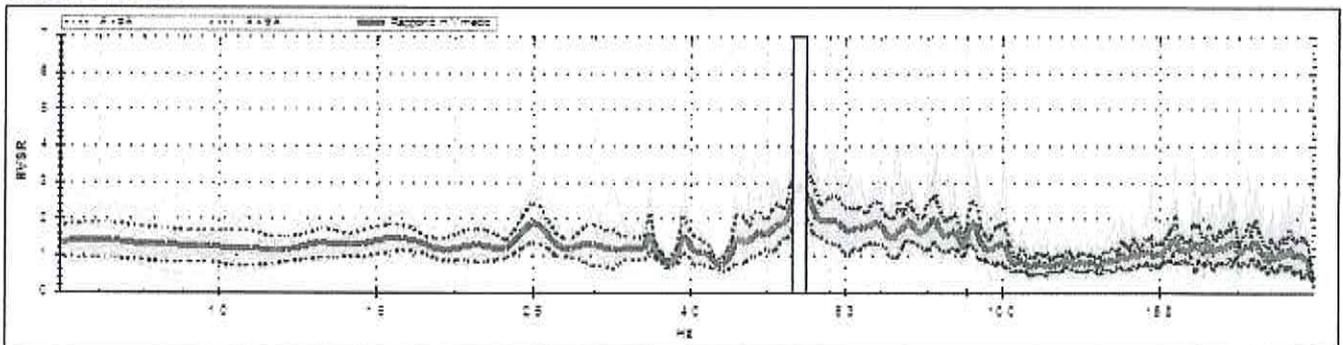
frequenza di campionamento: 250 Hz
finestre temporali (nw): 22
tempo di ogni finestra (Lw): 16 s
intervallo di ricerca: 0,6-16,0 Hz
costante di lisciamento: 5

Spettri di potenza della finestra temporale: 00:00:16-00:00:32



RISULTATI

curve HVSR:



frequenza di picco (f_0): $5,49 \pm 0,26$ Hz
classificazione picco: evidente

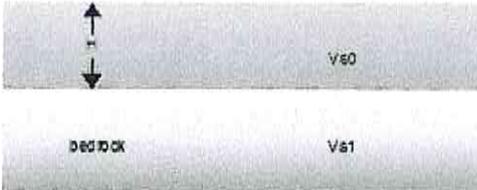
dettagli affidabilità:

- 1) $f_0 > 10/L_w$: SI (5,49 > 0,63)
- 2) $n_c(f_0) > 200$: SI (1934 > 200)
- 3) per $f_0/2 < f < 2f_0$, $\sigma_A(f) < 2$: SI (max $\sigma_A(f) = 1,0$)

dettagli evidenza:

- 1) $A(f^-) < A_0/2$: SI ($f^- = 1,34$ Hz)
- 2) $A(f^+) < A_0/2$: SI ($f^+ = 8,79$ Hz)
- 3) $A_0 > 2$: SI ($A_0 = 2,8$)
- 4) $f_{peak}[A(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$ NO ($D_f = 0,85$)
- 5) $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$ SI ($\sigma_f = 0,26$; $\varepsilon(f_0) = 0,27$)
- 6) $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$ SI ($\sigma_A(f_0) = 0,95$; $\theta(f_0) = 1,58$)

STIMA Vs30



spessore strato di copertura (H): 20,0 m

velocità del bedrock (V_{s1}): 1000 m/s

velocità strato di copertura (V_{s0}): 439 m/s

velocità media (V_{s30}): 540 m/s

alluvioni spesse tra 5 e 20 metri su substrato rigido ($V_{s1} > 800$ m/s): NO

terreno liquefacibile: NO

categoria di suolo (secondo l'O.P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003): B

Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessore di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero con NSPT > 50, o $c_u > 250$ kPa).

HVlab report 2

sito: Il Portico S.r.l. Via Vigne Lugo di Vicenza

lat: 45°,75248205

lon: 11°,52040416

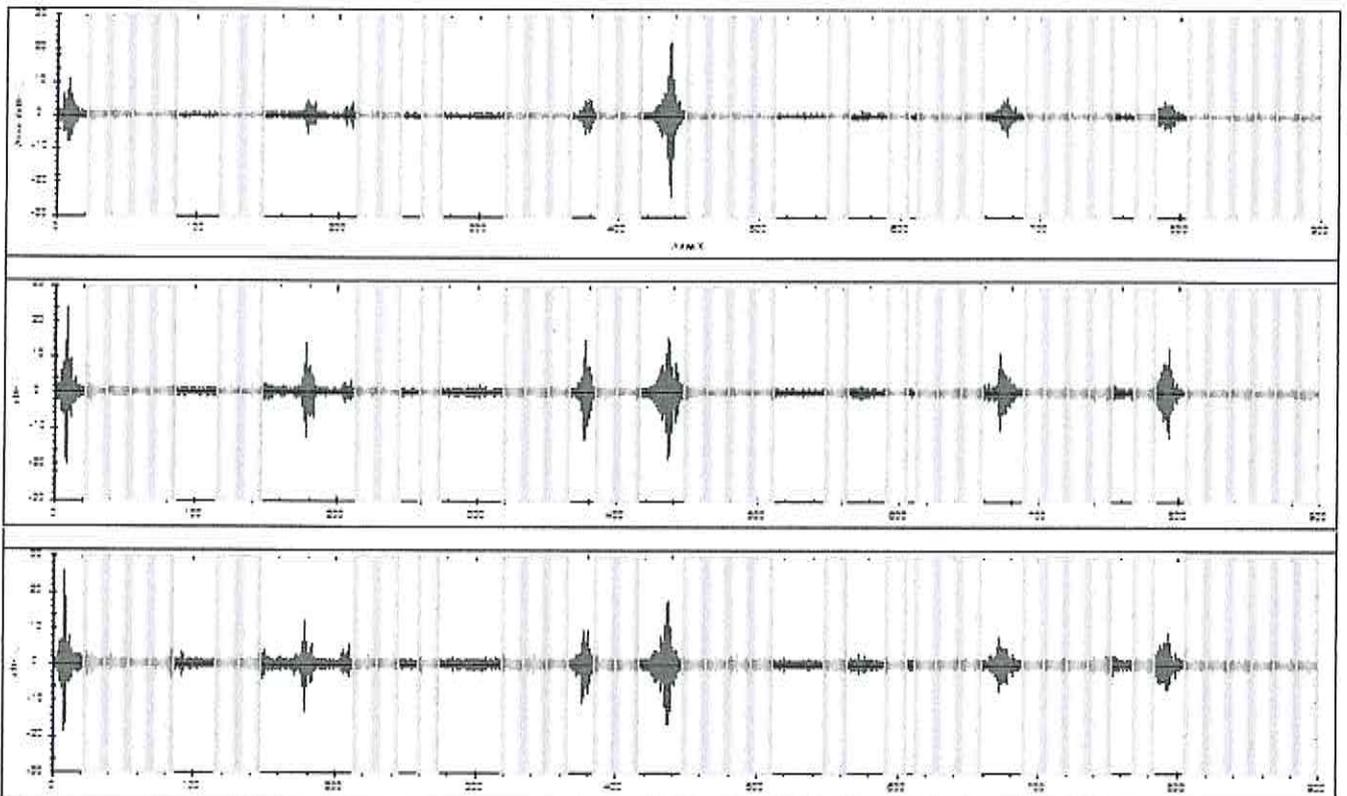
DETTAGLI ACQUISIZIONE

strumento: M.A.E. Vibralog

file: 26095302.BIN

data: 26/08/2014 15:31:08

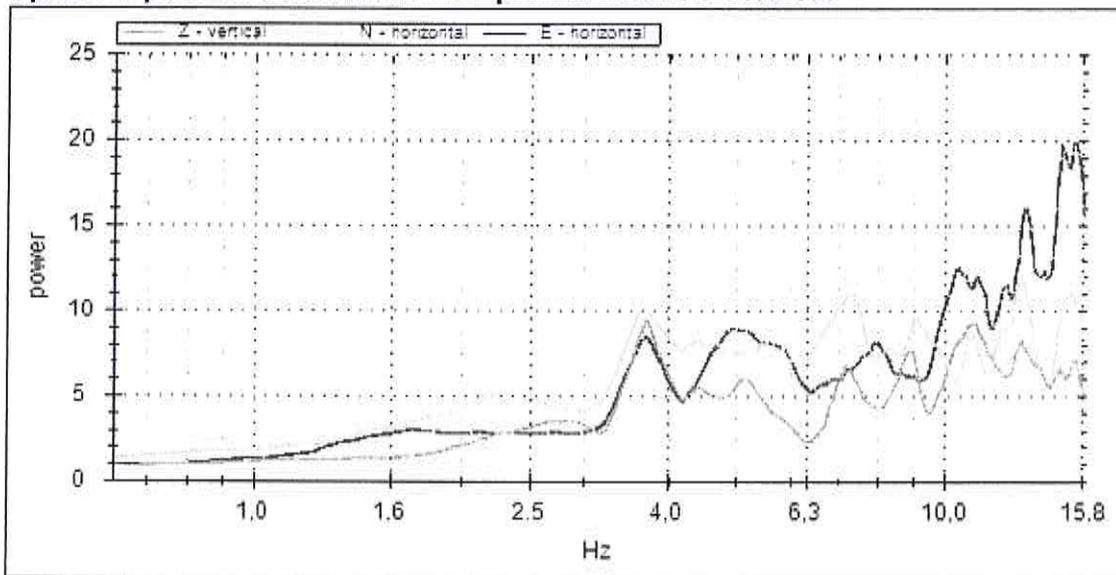
durata: 00:15:00



ELABORAZIONE

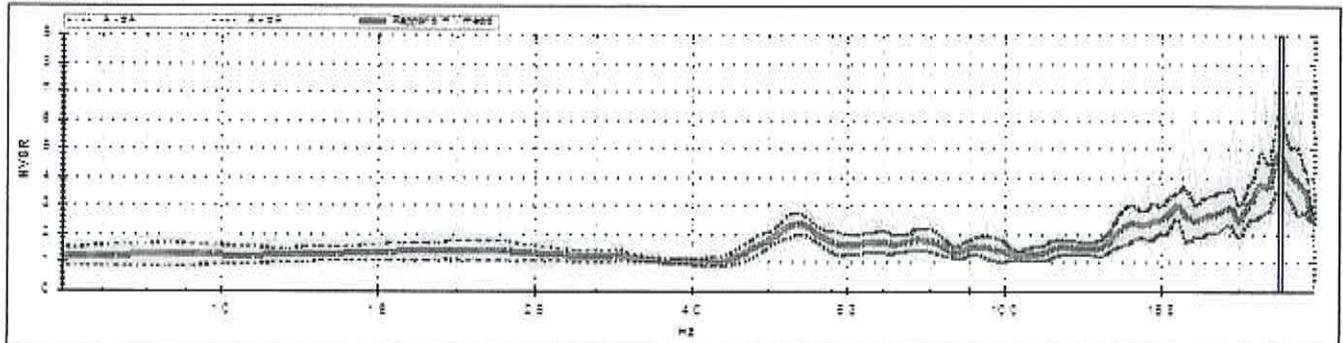
frequenza di campionamento: 250 Hz
finestre temporali (nw): 34
tempo di ogni finestra (Lw): 16 s
intervallo di ricerca: 0,6-16,0 Hz
costante di lisciamiento: 15

Spettri di potenza della finestra temporale: 00:00:20-00:00:36



RISULTATI

curve HVSR:



frequenza di picco (fo): $22,52 \pm 0,31$ Hz
classificazione picco: evidente

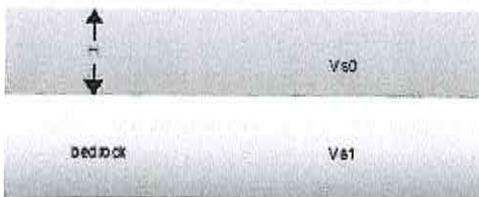
dettagli affidabilità:

- 1) $f_0 > 10/L_w$: SI (22,52 > 0,63)
- 2) $n_c(f_0) > 200$: SI (12252 > 200)
- 3) per $f_0/2 < f < 2f_0$, $\sigma A(f) < 2$: SI (max $\sigma A(f) = 1,4$)

dettagli evidenza:

- 1) $A(f_-) < A_0/2$: SI ($f_- = 5,62$ Hz)
- 2) $A(f_+) < A_0/2$: SI ($f_+ = 29,36$ Hz)
- 3) $A_0 > 2$: SI ($A_0 = 4,8$)
- 4) $f_{\text{peak}}[A(f) \pm \sigma A(f)] = f_0 \pm 5\%$ SI ($D_f = 0,92$)
- 5) $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$ SI ($\sigma_f = 0,31$; $\varepsilon(f_0) = 1,13$)
- 6) $\sigma A(f_0) < \theta(f_0)$ SI ($\sigma A(f_0) = 1,37$; $\theta(f_0) = 1,58$)

STIMA Vs30



spessore strato di copertura (H): 2,0 m

velocità del bedrock (Vs1) 440 m/s

velocità strato di copertura (Vs0): 180 m/s

velocità media (Vs30): 401 m/s

alluvioni spesse tra 5 e 20 metri su substrato rigido (Vs1 > 800 m/s): NO

terreno liquefacibile: NO

categoria di suolo (secondo l'O.P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003): B

Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessore di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero con NSPT > 50, o cu > 250 kPa).



Foto 1: Esecuzione dell'Indagine Sismica Passiva con tecnica "HVSr" n° 1, Sensore sismico 3D frequenza 2Hz e Sismografo digitale Vibralog a 24 bit (M.A.E.)

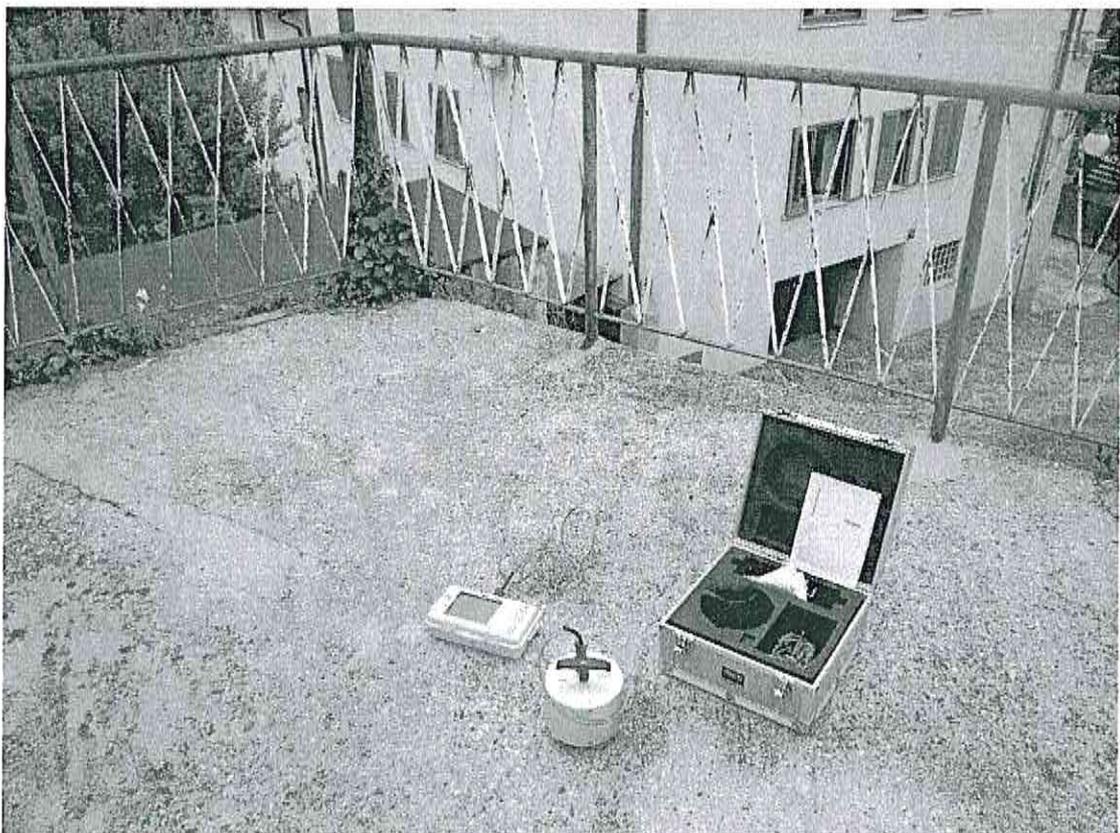


Foto 2: Esecuzione dell'Indagine Sismica Passiva con tecnica "HVSr" n° 2, Sensore sismico 3D frequenza 2Hz e Sismografo digitale Vibralog a 24 bit (M.A.E.)



Foto 3: Affioramento roccioso alla base dell'edificio d'interesse

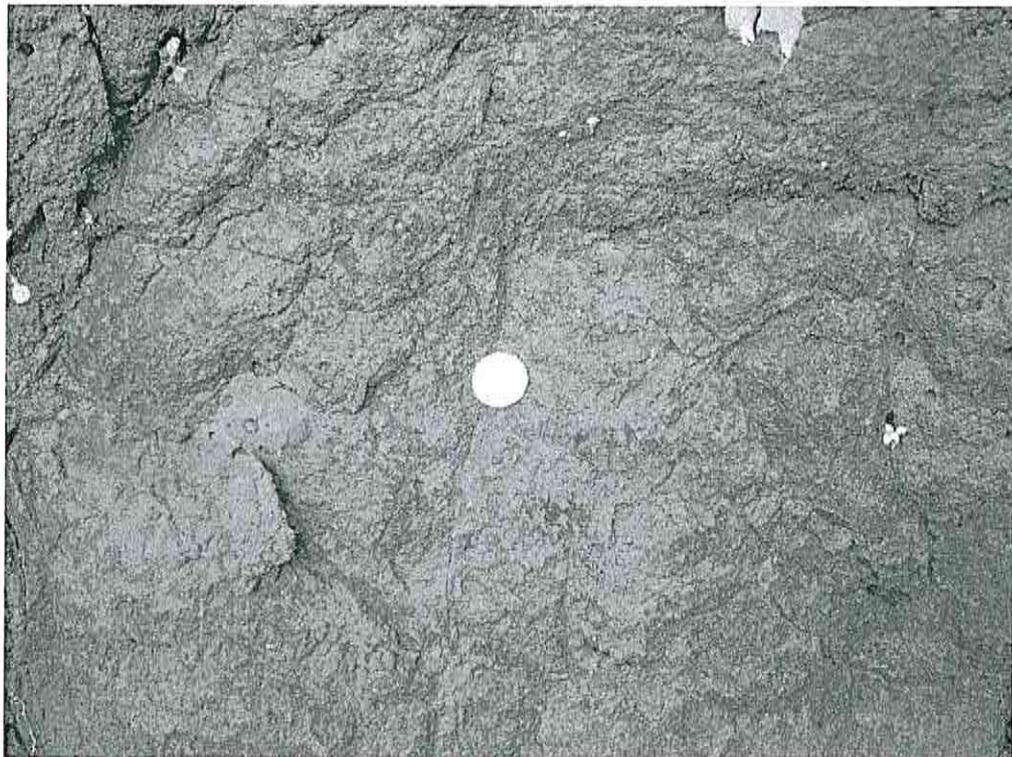


Foto 4: Particolare della foto precedente, vulcaniti alterate



Foto 5: Esecuzione della terebrazione manuale a monte dell'edificio d'interesse