

**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 ARZIGNANO**

**INDAGINE GEOGNOSTICA E STUDIO GEOLOGICO GEOTECNICO**

**PROGETTO: RICHIESTA DI AUTORIZZAZIONE A LOTTIZZARE**

---

**VERIFICA DI COMPATIBILITÀ GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA E  
IDROGEOLOGICA (Art. 24 N.T.A. del P.A.T. Variante 1 del 7/01/2015)**

---

**RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA  
(D.M. 14.01.2008)**

**COMMITTENTE: VERL S.r.l.**

19 Marzo 2015

geologo Franco Monticello



---

## Indice

1 -	PREMESSA .....	1
2 -	PRESCRIZIONI P.A.I. e P.A.T.: .....	1
3 -	INDAGINI EFFETTUATE.....	2
4 -	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO.....	3
4.1	Ubicazione e caratteristiche morfologiche del sito .....	3
4.2	Assetto geologico del sito .....	3
4.3	Assetto idrogeologico del sito.....	4
5 -	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO .....	4
6 -	ELEMENTI DI SISMICITÀ LOCALE .....	5
6.1	Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche.....	5
6.2	Determinazione dello spettro di risposta.....	5
7 -	VERIFICA DI COMPATIBILITÀ GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA E IDROGEOLOGICA (Art. 24 N.T.A. del P.A.T. Variante 1 del 7/01/2015).....	6
8 -	VERIFICHE DI SICUREZZA .....	6
8.1	Premessa.....	6
8.2	Calcolo del valore progettuale di Resistenza Rd agli SLU – GEO.....	7
8.2.1	Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO STATICO: A1+M1+R3.....	8
8.2.2	Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO SISMICO: A1+M1+R3.....	9
9 -	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI .....	12
10 -	STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO .....	12

## 1 - PREMESSA

Su incarico dello **studio Tecnico Geom. Rossi Renato**, con sede in Montorso Vicentino, e per conto della **Ditta Verl S.r.l.**, con sede in Asiago, ho eseguito una verifica di compatibilità geologica, geomorfologica e idrogeologica (Art. 24 N.T.A. del P.A.T. Variante 1 del 7/01/2015) relativo al progetto per la richiesta di autorizzazione a lottizzare ed uno studio geologico e geotecnico per la verifica geotecnica dei futuri edifici da realizzare.

Dati catastali: Foglio N. 30 mappale 2117 (parte)

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. e P.A.T.:

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 idrogeologica* Comune di Arzignano (VI) tavola 52;
- Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del fiume Brenta-Bacchiglione, *Carta della pericolosità geologica* Comune di Arzignano (VI) tavola 1 di 1;
- Piano di Assetto del Territorio (P.A.T. – Variante 1 del 7/01/2015), *Carta delle Fragilità* Comune di Arzignano (VI), Elaborato 3;
- Piano di Assetto del Territorio (P.A.T.), *Carta Idrogeologica* Comune di Arzignano (VI), Elaborato 02-05-C;

Nella documentazione esaminata l'area in oggetto rientra in zona “*Idonea a Condizione*” art. 24 “*Area a ristagno idrico o falda prossima al piano campagna*”. Si riporta di seguito uno stralcio di tale articolo presente nelle Norme Tecniche di Attuazione (Variante 1 del 7/01/2015):

*[omissis] Per ogni intervento ricadente in “Area idonea a condizione”, dovranno essere eseguite indagini geologiche conformi alle norme vigenti in materia e finalizzate a definire con maggior dettaglio gli specifici fattori condizionanti di carattere geologico e/o idrogeologico contenuti nel quadro conoscitivo del PAT. Tali indagini dovranno essere estese per un intorno e profondità significativi, rapportati all'importanza delle opere previste, e comprendere rilievi di superficie, indagini, prove geotecniche, idrogeologiche e quant'altro permetta di approfondire ogni elemento di fragilità del territorio. [omissis]*

*- nel caso siano previsti aumenti delle superfici impermeabili, valutare opportuni sistemi di raccolta e di smaltimento delle acque meteoriche evitando scarichi puntuali e/o incontrollati al suolo;*

*[omissis] Prescrizioni per le “Aree a ristagno idrico o con falda prossima la piano campagna”*

*In queste aree devono essere prodotti studi specialistici finalizzati all'approfondimento di tale elemento di fragilità. In particolare, nel caso di realizzazione di piani interrati o seminterrati, le analisi di tali studi specialistici si dovranno tradurre in opportuni accorgimenti tecnico costruttivi idonei ad impedire l'allagamento dei vani interrati o seminterrati. [omissis]*

La presente relazione viene redatta in ottemperanza a quanto richiesto nel sopracitato articolo.

### 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 prove penetrometriche dinamiche** (DM30), spinte rispettivamente alla profondità massima di 1,20 m e 1,00 m dal piano campagna attuale (p.c.), in corrispondenza di strati consistenti che hanno portato a rifiuto lo strumento. L'ubicazione è riportata in planimetria allegata.

Le prove sono state eseguite con penetrometro dinamico medio (DM30 - mod. Pagani).

Il metodo di indagine utilizzato consiste nel misurare quanti colpi di maglio (30 Kg), cadente da un'altezza di 20 cm, sono necessari per infiggere nel terreno una batteria di aste per una profondità di infissione di 10 cm.

La resistenza dinamica del terreno viene calcolata mediante una curva di taratura tipica dello strumento considerato e ricavata dalla formula modificata degli "Olandesi".

Il numero di colpi N è stato caricato su un programma di calcolo che ha operato:

- a) la diagrammazione dei colpi in funzione della profondità
- b) l'elaborazione di un "modello meccanico" nel quale compare la resistenza dinamica di punta Rpd.

Dai risultati delle prove penetrometriche eseguite è possibile una ricostruzione stratigrafica nella quale i parametri geotecnici vengono ricavati, per correlazione empirica (SCHMERTMANN, 1977; TERZAGHI & PECK, 1948 - 1967; GIBBS e HOLTZ, 1957; PECK-HANSON-THORNBURN, 1953-1974), dal valore di  $N_{SPT}$  (numero di colpi della prova SPT).

È stato inoltre eseguito **un sondaggio sismico** utilizzando un sismografo a 3 canali della ditta PASI, modello LCM-3; le distanze fra i geofoni sono state poste a 3 m e sono stati eseguiti 3 stendimenti in linea per una lunghezza complessiva di 27 m.

L'apparecchiatura misura l'intervallo di tempo che intercorre fra un impatto artificiale sul terreno e l'arrivo delle onde sismiche ai geofoni, disposti a distanza prestabilita.

La velocità di propagazione delle onde sismiche dipende dalle caratteristiche elastiche del terreno e dalla sua conformazione: essa è tanto maggiore quanto più alta è la densità e quindi la compattezza dei vari litotipi presenti nel sottosuolo.

La relazione fra velocità sismica e distanza percorsa permette di risalire allo spessore degli strati investigati.

È stata eseguita inoltre **un'Indagine Sismica Passiva con tecnica "HVSr"** (Horizontal Vertical Spectra Ratio) a stazione singola che si basa 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 conosciuta 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.

## 4 - CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

### 4.1 Ubicazione e caratteristiche morfologiche del sito

L'area in oggetto si trova nel comune di Arzignano in località Tezze, ad est della S.P. 98, in via Verlatto, ad una quota di circa 99 m s.l.m. in una zona pianeggiante.

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

Dal punto di vista geologico il sito in esame è posto nella tipica zona di pianura caratterizzata da alternanze di livelli di ghiaie prevalenti, come evidenziato nella figura sottostante.

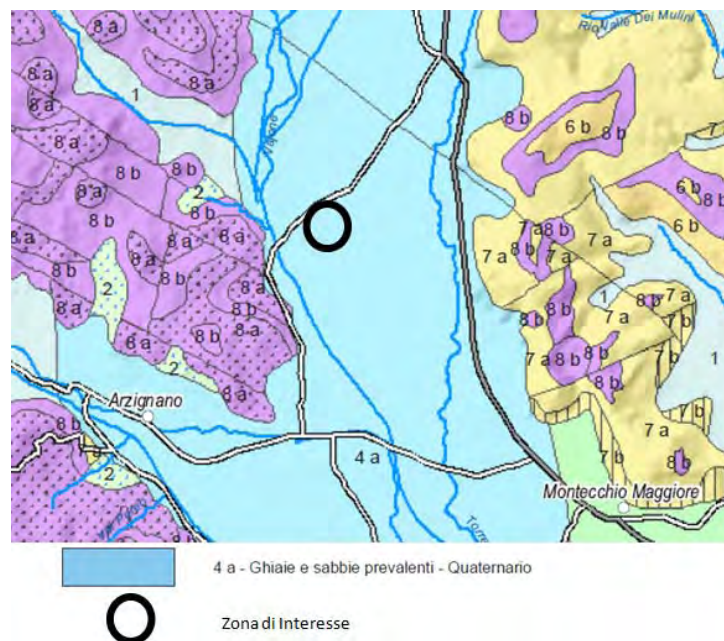


Figura 1: Estratto della carta geologica della provincia di Vicenza con relativa legenda.

Con riferimento alle prove svolte i terreni possono essere così suddivisi nella seguente successione di strati, in base alle profondità medie rispetto alla quota del p.c. locale.

Prove penetrometriche:

Strato	Profondità	Natura terreno
1	0.00 ÷ 1,00	Copertura vegetale
2	1.00 ÷ in poi	Ghiaia sabbiosa

Al momento della prova non è stata riscontrata presenza d'acqua nel sottosuolo.

### Acquisizione Sismica n°1-2-3

#### Interpretazione stratigrafica

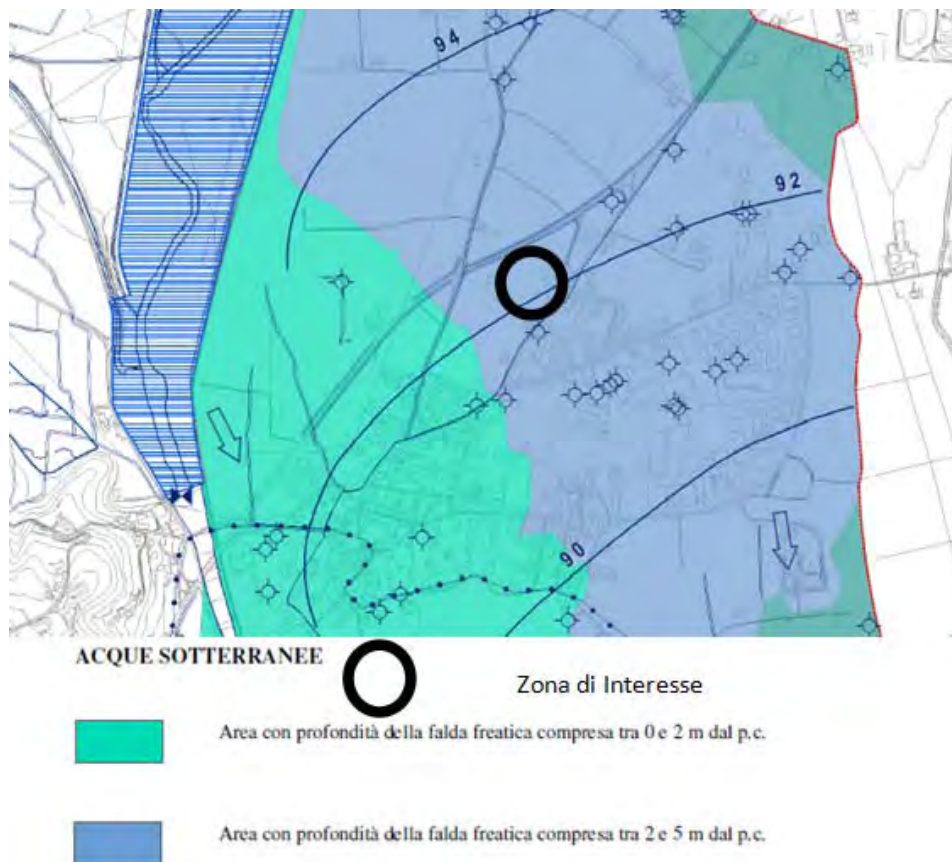
Da p.c. a quota -1.60 m: Copertura detritico terrosa

da quota -1.60 m a quota -5.10 m: Ghiaia sabbiosa

da quota -5.10 a circa -9.0 m: Ghiaia umida

#### **4.3 Assetto idrogeologico del sito**

L'area è posta, come riportato nella Piano di Assetto del Territorio (P.A.T.), *Carta Idrogeologica* del Comune di Arzignano (VI), Elaborato 02-05-C del quale si riporta uno stralcio di seguito, in area con profondità della falda freatica compresa tra 2 e 5 m dal p.c.



**Figura 2: Estratto della carta idrogeologica del P.A.T. con relativa legenda evidenziata l'area d'interesse.**

Da misurazioni effettuate nel periodo iniziale dell'anno 2014, caratterizzato da precipitazioni eccezionali superiori ai valori fin ora registrati, si è riscontrato che la quota della falda nell'area ha raggiunto quote di circa -1,0 m da p.c. corrispondenti allo strato ghiaioso-sabbioso sede dell'acquifero freatico.

## **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 valutare i seguenti parametri geotecnici caratteristici.

**STRATO N° 1**

Profondità	: da p.c. circa -1.0 m			
Natura	: Copertura vegetale			
	: coesione:	Cu	=	19 kPa
	: Peso di volume:	$\gamma$	=	18 kN/m <sup>3</sup>

**STRATO N° 2**

Profondità	: da circa -1.0 m in poi			
Natura	: Ghiaia sabbiosa			
	: Angolo d'attrito	$\Phi$	=	33°
	: Peso di volume:	$\gamma$	=	19 kN/m <sup>3</sup>

**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.*

**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°,36995771 Lat.: 45°, 53737199
- 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: T1

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)	0,157 g
$F_0$ (TR = 475 anni)	2,423
$T_C^*$ (TR = 475 anni)	0,281 s
Coefficiente amplificazione stratigrafica $S_S$	1,200
Coefficiente funzione della categoria suolo $C_c$	1,418
Coefficiente amplificazione topografico $S_T$	1,000
Fattore di struttura $q$ (ipotizzato)	2,500

#### Parametri dipendenti

S	1,200
$\eta = 1/q$	0,400
$T_B$ (s)	0,133 s
$T_C$ (s)	0,398 s
$T_D$ (s)	2,228 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 $K_{hi} = S_d(T_1)$	0.183
Periodo fondamentale della struttura $T_1$ (s)	0.260
Inerzia del terreno $K_{hk} = \beta_s \times S \times a_g$	0.045
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima $\beta_s$	0.24

## 7 - VERIFICA DI COMPATIBILITÀ GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA E IDROGEOLOGICA (Art. 24 N.T.A. del P.A.T. Variante 1 del 7/01/2015)

Il contesto geologico, geomorfologico ed idrogeologico individuati nei paragrafi precedenti sono compatibili con il progetto previsto e rispettano quanto previsto nell'art. 24 delle N.T.A. del P.A.T. Variante 1 del 7/01/2015.

Gli edifici da realizzare dovranno prevedere adeguata impermeabilizzazione del piano seminterrato e opportuno sistema di smaltimento delle acque piovane come descritto nella relazione di verifica di compatibilità idraulica.

## 8 - VERIFICHE DI SICUREZZA

### 8.1 Premessa

Il progetto prevede in futuro la costruzione di fabbricati residenziali composti da un piano seminterrato e due piani fuori terra.

È prevista la realizzazione di una fondazione di tipo lineare con quota d'intradosso a circa 2.00 m da p.c. attuale.

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  $E_d \leq R_d$  per ogni combinazione prevista dalla norme;  $E_d$  è il valore di progetto delle azioni.

## 8.2 Calcolo del valore progettuale di Resistenza $R_d$ 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  $X$  ( $C_{u,d}$ ,  $C'_{d}$ ,  $\phi'_{d}$ ,  $\gamma_d$ ) si ricavano dai valori caratteristici,  $F_k$  e  $X_k$ , ai quali va applicato un coefficiente di sicurezza parziale  $\gamma_F$  e  $\gamma_m$ , utilizzando le seguenti espressioni:  $F_k \cdot \gamma_F$  e  $X_k / \gamma_m$ .

I coefficienti parziali relativi alle azioni  $\gamma_F$  sono indicati nella Tab. 6.2.I, mentre i coefficienti  $\gamma_m$  per i parametri del terreno e  $\gamma_R$  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  $pR_d$**  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:

$$pR_d = [N_c C_{u,d} s_c d_c i_c z_c + \gamma_d D_f N_q s_q d_q i_q z_q + 0,5 \gamma_d B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma z_\gamma r_\gamma] / \gamma_R$$

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

ove:

$R_d$  = valore di progetto capacità portante limite della fondazione;

$C_{u,d}$  = coesione non drenata (angolo di attrito apparente  $\phi' = 0$ );

$\gamma_d$  = peso di volume del terreno;

$D_f$  = profondità del piano di posa della fondazione;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di attrito interno del terreno;

$B$  = dimensione minima in pianta della fondazione;

$s_c, s_q, s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione;

$d_c, d_q, d_\gamma$  = fattori di profondità di fondazione;

$i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori di inclinazione del carico;

$z_c, z_q, z_\gamma$  = coefficienti sismici (correzioni di Paolucci e Pecker, 1997);

$r_\gamma$  = fattore di riduzione per fondazioni grandi (Bowles);

$\gamma_R$  = 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:

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

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

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

Quando  $\phi = 0$ , 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):

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

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;  $\beta_s$  = 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).

### **FABBRICATO (un piano seminterrato e due piani fuori terra)**

Le sollecitazioni massime, non fattorizzate, che dovranno essere verificate dal progettista, agenti alla base della fondazione, ipotizzata larga 1,0 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

### **8.2.1 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 $\gamma_F$	1.3	1.5	1.5	
<b>Sforzo normale (kN)</b>				<b>N (kN)</b>
Valori non fattorizzati	450	300	25	<b>775</b>
A1 valori fattorizzati	585	450	37,5	<b>1072.5</b>

Edificio di tipo abitativo				
Tipo di fondazione:	continua			
Dimensioni:	B (m) =	1,0	L (m) =	5
Profondità incasso fondazione (m):		0.8		
Litotipi di intradosso: Ghiaia sabbiosa Angolo d'attrito interno: $\phi'_k = \phi'_d = 33^\circ$ Coesione non drenata: $C_{uk} = C_{ud} = 0$ kPa Peso di volume: $\gamma_k = 19$ KN/m <sup>3</sup>				
Verifica collasso per carico limite				
Approccio	Capacità portante pRd (kPa)	Capacità portante resistente Rd (kN)	Azione Ed (kN)	
A1+M1+R3	311	311x1,0x5=1555	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.

### 8.2.2 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 1,0 m e lunga 5 m, è pari a 775kN.

Edificio di tipo abitativo				
Tipo di fondazione:	continua			
Dimensioni:	B (m) =	1,0	L (m) =	5
Profondità incasso fondazione (m):		0.8		
Litotipi di intradosso: Ghiaia sabbiosa Angolo d'attrito interno: $\phi'_k = \phi'_d = 33^\circ$ Coesione non drenata: $C_{uk} = C_{ud} = 0$ kPa Peso di volume: $\gamma_k = 19$ KN/m <sup>3</sup> Coefficienti sismici: - Inerzia della struttura $K_{hi} = 0.183$ - Inerzia del terreno $K_{hk} = 0.045$				
Verifica collasso per carico limite				
Approccio	Capacità portante pRd (kPa)	Capacità portante resistente Rd (kN)	Azione Ed (kN)	
A1+M1+R3	166	166x1,0x5=830	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**

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

Riferimenti normativi: DM 14/01/08 e Circ. CCSSLPP 617/09

Rd 311 kPa      Ed 214,5 kPa  
 Ed ≤ Rd, OK, verificato!

**INPUT GEOTECNICO***FS globale gamma-R**Inerzia della struttura Khi (C7.11.5.3.1)**Inerzia del suolo: Khk (C7.11.5.3.1.7.)**Carico verticale sulla fondaz, KN**Angolo di attrito, di progetto gradi**coesione di progetto, kPa**Densità terreno sotto la fondaz, kN m<sup>-3</sup>**Densità vespaio o riporto, kN m<sup>-3</sup>**Profondità di incasso**Larghezza di fondazione, m**Lunghezza fondazione, m**Eccentricità secondo B, m**Eccentricità secondo L, m**Inclinazione del piano campagna, gradi**Forze inerziali del suolo? (s = sì, n = no)**Frazione spinta passiva, %*

$\gamma_R$	<b>2,30</b>		
Khi	<b>0,000</b>	Khi = S(d)T1	
Khk	<b>0,000</b>	Khk = $\beta s^* a g^* S s^* S t$	
Nd	<b>1072,5</b>	sc	1,135
$\Phi_d$	<b>33</b>	sq	1,13
cd	<b>0</b>	sg	0,92
$\gamma' f$	<b>19</b>	dc	1,32
$\gamma' v$	<b>17,5</b>	dq	1,215
D	<b>0,8</b>	dg	1
B	<b>1</b>		
L	<b>5</b>	ic	1
eb	<b>0</b>	iq	1
el	<b>0</b>	ig	1
b	<b>0</b>		
z	<b>s</b>	zg	1
Epd	<b>0</b>	rg	1

\* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991,

**VALORI DERIVATI***Area efficace (con eccentricità)*

A'      5,0

*Taglio sismico, KN*

H      0

*Pressione su terreno in condiz. statiche, kPa*

P      215

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

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

Riferimenti normativi: DM 14/01/08 e Circ. CCSSLPP 617/09

Rd 166 kPa      Ed 155 kPa  
 Ed ≤ Rd, OK, verificato!

**INPUT GEOTECNICO***FS globale gamma-R**Inerzia della struttura Khi (C7.11.5.3.1)**Inerzia del suolo: Khk (C7.11.5.3.1.7.)**Carico verticale sulla fondaz, KN**Angolo di attrito, di progetto gradi**coesione di progetto, kPa**Densità terreno sotto la fondaz, kN m<sup>-3</sup>**Densità vespaio o riporto, kN m<sup>-3</sup>**Profondità di incasso**Larghezza di fondazione, m**Lunghezza fondazione, m**Eccentricità secondo B, m**Eccentricità secondo L, m**Inclinazione del piano campagna, gradi**Forze inerziali del suolo? (s = sì, n = no)**Frazione spinta passiva, %*

$\gamma_R$	<b>2,30</b>			
Khi	<b>0,183</b>	Khi = S(d)T1		
Khk	<b>0,045</b>	Khk = $\beta s \cdot a_g \cdot S_s \cdot S_t$		
Nd	<b>775</b>	sc	1	
$\Phi_d$	<b>33</b>	sq	1	
cd	<b>0</b>	sg	1	
$\gamma' f$	<b>19</b>	dc	1,32	
$\gamma' v$	<b>17,5</b>	dq	1,215	
D	<b>0,8</b>	dg	1	
B	<b>1</b>			
L	<b>5</b>	ic	0,604	
eb	<b>0</b>	iq	0,619	
el	<b>0</b>	ig	0,504	
b	<b>0</b>			
z	<b>s</b>	zg	0,975	
Epd	<b>0</b>	rg	1	

\* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991,

**VALORI DERIVATI***Area efficace (con eccentricità)*

A'      5,0

*Taglio sismico, KN*

H      141,825

*Pressione su terreno in condiz. statiche, kPa*

P      155

## 9 - 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:

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

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

con:

$w_o$  = cedimento immediato o distorsionale

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

$w_{cII}$  = cedimento di consolidazione secondaria

$w_{sism}$  = cedimento dovuto all'azione sismica

Nel caso specifico, considerando il terreno di fondazione posto in prossimità del substrato ghiaioso sabbioso, 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.

## 10 - STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO

La realizzazione del piano seminterrato comporta uno scavo per un'altezza pari a circa 2.00 m dal p.c. in materiale prevalentemente ghiaioso-sabbioso.

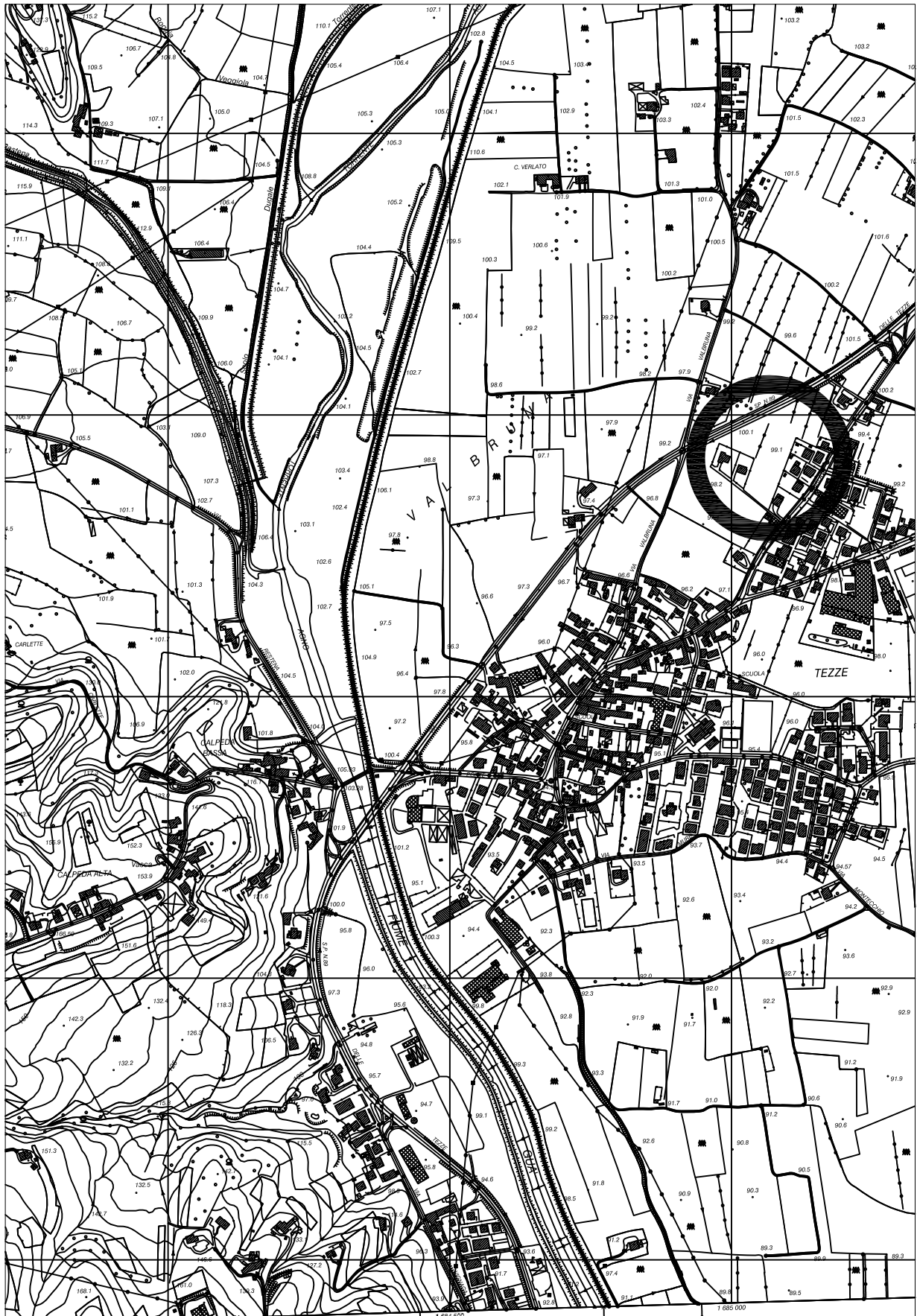
La scarpata, in assenza di sovraccarichi, risulterà stabile nel breve periodo con inclinazione massima di 60°.

19 Marzo 2015

Geologo Franco Monticello



# Estratto C.T.R. con ubicazione del sito



Scala 1:10.000



Planimetria con ubicazione delle prove



**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

n° 1

- indagine :		- data :	18/03/2015
- cantiere :	Verl S.r.l.	- quota inizio :	p.c.
- località :	Via Verlato Tezze di Arzignano	- prof. falda :	0,00 m da quota inizio
- note :		- pagina :	1

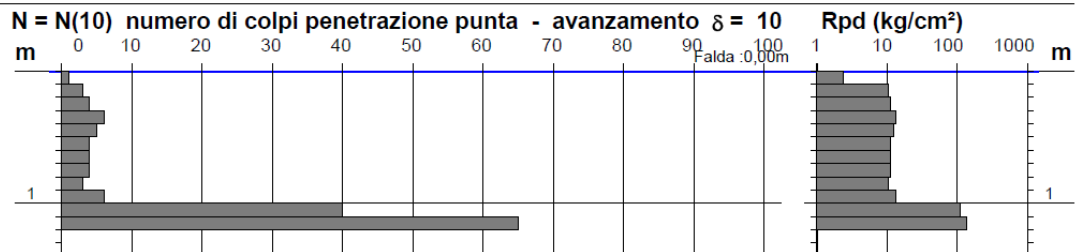
Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,10	1	3,9	----	1	0,60 - 0,70	4	15,5	----	1
0,10 - 0,20	3	11,6	----	1	0,70 - 0,80	4	15,5	----	1
0,20 - 0,30	4	15,5	----	1	0,80 - 0,90	3	11,6	----	1
0,30 - 0,40	6	23,3	----	1	0,90 - 1,00	6	22,1	----	2
0,40 - 0,50	5	19,4	----	1	1,00 - 1,10	40	147,5	----	2
0,50 - 0,60	4	15,5	----	1	1,10 - 1,20	65	239,8	----	2

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

n° 1

Scala 1: 50

- indagine :		- data :	18/03/2015
- cantiere :	Verl S.r.l.	- quota inizio :	p.c.
- località :	Via Verlato Tezze di Arzignano	- prof. falda :	0,00 m da quota inizio


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

n° 2

- indagine :		- data :	18/03/2015
- cantiere :	Verl S.r.l.	- quota inizio :	p.c.
- località :	Via Verlato Tezze di Arzignano	- prof. falda :	0,00 m da quota inizio
- note :		- pagina :	1

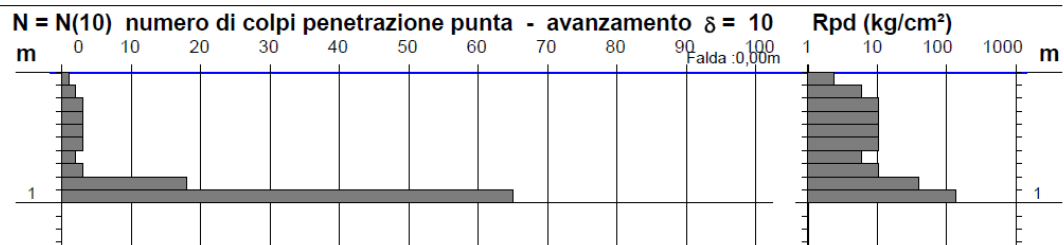
Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm <sup>2</sup> )	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,10	1	3,9	----	1	0,50 - 0,60	3	11,6	----	1
0,10 - 0,20	2	7,8	----	1	0,60 - 0,70	2	7,8	----	1
0,20 - 0,30	3	11,6	----	1	0,70 - 0,80	3	11,6	----	1
0,30 - 0,40	3	11,6	----	1	0,80 - 0,90	18	69,8	----	1
0,40 - 0,50	3	11,6	----	1	0,90 - 1,00	65	239,8	----	2

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd**

n° 2

Scala 1: 50

- indagine :		- data :	18/03/2015
- cantiere :	Verl S.r.l.	- quota inizio :	p.c.
- località :	Via Verlato Tezze di Arzignano	- prof. falda :	0,00 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPM (30)**  
 - M (massa battente)= 30,00 kg - H (altezza caduta)= 0,20 m - A (area punta)= 10,00 cm<sup>2</sup> - D(diam. punta)= 35,70 mm  
 - Numero Colpi Punta N = N(10) [ $\delta = 10$  cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
ELABORAZIONE STATISTICA**

n° 1

- indagine :  
- cantiere : Verl S.r.l.  
- località : Via Verlatto Tezze di Arzignano  
- note :

- data : 18/03/2015  
- quota inizio : p.c.  
- prof. falda : 0,00 m da quota inizio  
- pagina : 1

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	$\beta$	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s				M+s
1	0,00	1,00	N	4,0	1	6	2,5	1,5	2,5	5,5	4	0,77	3
			Rpd	15,4	4	23	9,6	5,6	9,8	21,0			
2	1,00	1,10	N	40,0	40	40	40,0	---	---	---	40	0,77	31
			Rpd	147,5	148	148	147,5	---	---	---			
3	1,10	1,20	N	65,0	65	65	65,0	---	---	---	65	0,77	50
			Rpd	239,8	240	240	239,8	---	---	---			

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio  
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento  $\delta = 10$  cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $\beta$ : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico  $\beta_t = 0,77$ ) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento  $\delta = 10$  cm)

**Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI**

- indagine :  
- cantiere : Verl S.r.l.  
- località : Via Verlatto Tezze di Arzignano  
- note :

- data : 18/03/2015  
- quota inizio : p.c.  
- prof. falda : 0,00 m da quota inizio  
- pagina : 1

n°	Prof.(m)		LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
					DR	$\phi'$	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00	1.00	Copertura vegetale	3	---	---	---	---	---	0.19	1.78	44	1.194
2	1.00	1.10	Ghiaia sabbiosa	31	66.0	36.6	430	2.06	1.70	---	---	---	---
3	1.10	1.20	Rifiuto strumentale	50	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento  $\delta = 30$  cm)

DR % = densità relativa  $\phi'$  (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm<sup>2</sup>) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua  
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm<sup>2</sup>) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m<sup>3</sup>) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA  
ELABORAZIONE STATISTICA**

n° 2

- indagine :  
- cantiere : Verl S.r.l.  
- località : Via Verlatto Tezze di Arzignano  
- note :

- data : 18/03/2015  
- quota inizio : p.c.  
- prof. falda : 0,00 m da quota inizi  
- pagina : 1

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	$\beta$	Nspt	
				M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+\min)$	s	M-s				M+s
1	0,00	0,80	N	2,5	1	3	1,8	---	1,7	3,3	2	0,77	2
			Rpd	9,7	4	12	6,8	2,9	6,8	12,6			
2	0,80	0,90	N	18,0	18	18	18,0	---	---	---	18	0,77	14
			Rpd	69,8	70	70	69,8	---	---	---			
3	0,90	1,00	N	65,0	65	65	65,0	---	---	---	65	0,77	50
			Rpd	239,8	240	240	239,8	---	---	---			

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio  
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento  $\delta = 10$  cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $\beta$ : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico  $\beta_t = 0,77$ ) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento  $\delta = 10$  cm)

**Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI**

- indagine :  
- cantiere : Verl S.r.l.  
- località : Via Verlatto Tezze di Arzignano  
- note :

- data : 18/03/2015  
- quota inizio : p.c.  
- prof. falda : 0,00 m da quota inizio  
- pagina : 1

n°	Prof.(m)		LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
					DR	$\phi'$	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00	0.80	Copertura vegetale	2	---	---	---	---	---	0.13	1.75	47	1.267
2	0.80	0.90	Ghiaia sabbiosa	14	41.0	29.5	299	1.96	1.53	---	---	---	---
3	0.90	1.00	Rifiuto strumentale	50	---	---	---	---	---	---	---	---	---

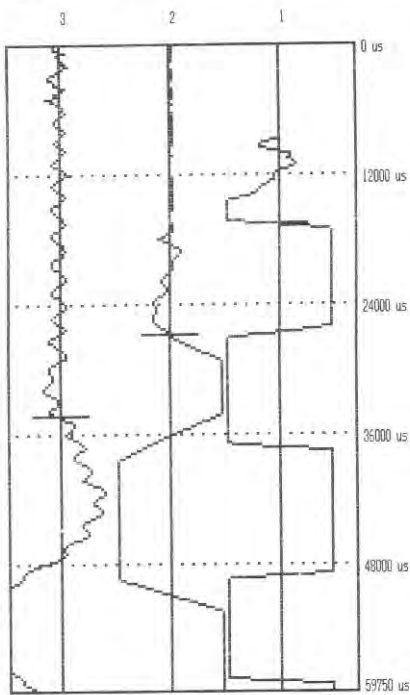
Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento  $\delta = 30$  cm)

DR % = densità relativa  $\phi'$  (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm<sup>2</sup>) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua  
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm<sup>2</sup>) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m<sup>3</sup>) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

P.A.S.I. SISMO-CE

ACQUISIZIONE NUMERO...1  
 CAMPIONAMENTO.....250 us  
 DURATA.....59.7 ms  
 GUADAGNO 1.....250  
 GUADAGNO 2.....250  
 GUADAGNO 3.....250  
 NSTACK 1.....0  
 NSTACK 2.....0  
 NSTACK 3.....0  
 RITARDO.....0 ms  
 POLARITA'.....+P  
 DATA.....18/03/2015  
 ORA.....08:11

MARKER 1.....16.5 ms  
 MARKER 2.....26.75 ms  
 MARKER 3.....34.25 ms

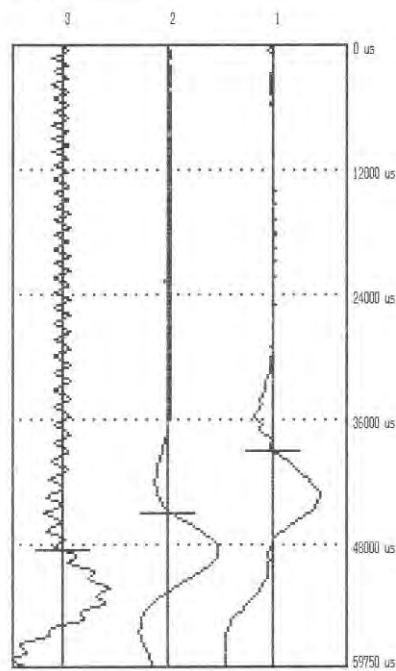


P.A.S.I. s.r.l.  
 Via Galliani 5/E  
 10125 Torino  
 Tel. +39-011-650.70.33 \* Fax +39-011-658.646  
 www.pasigeophysics.com

P.A.S.I. SISMO-CE

ACQUISIZIONE NUMERO...2  
 CAMPIONAMENTO.....250 us  
 DURATA.....59.7 ms  
 GUADAGNO 1.....250  
 GUADAGNO 2.....250  
 GUADAGNO 3.....250  
 NSTACK 1.....0  
 NSTACK 2.....0  
 NSTACK 3.....0  
 RITARDO.....0 ms  
 POLARITA'.....+P  
 DATA.....18/03/2015  
 ORA.....08:16

MARKER 1.....39 ms  
 MARKER 2.....45 ms  
 MARKER 3.....48.5 ms

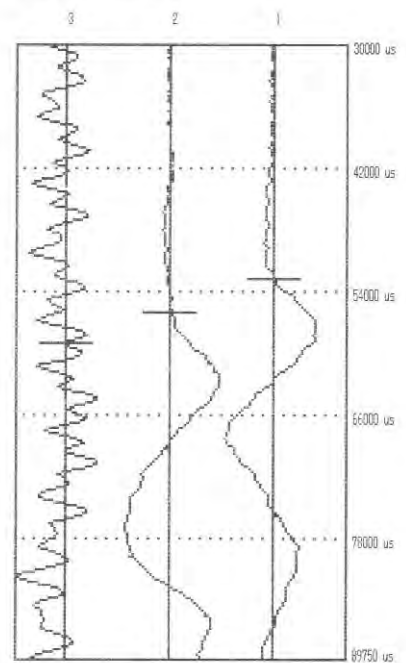


P.A.S.I. s.r.l.  
 Via Galliani 5/E  
 10125 Torino  
 Tel. +39-011-650.70.33 \* Fax +39-011-658.646  
 www.pasigeophysics.com

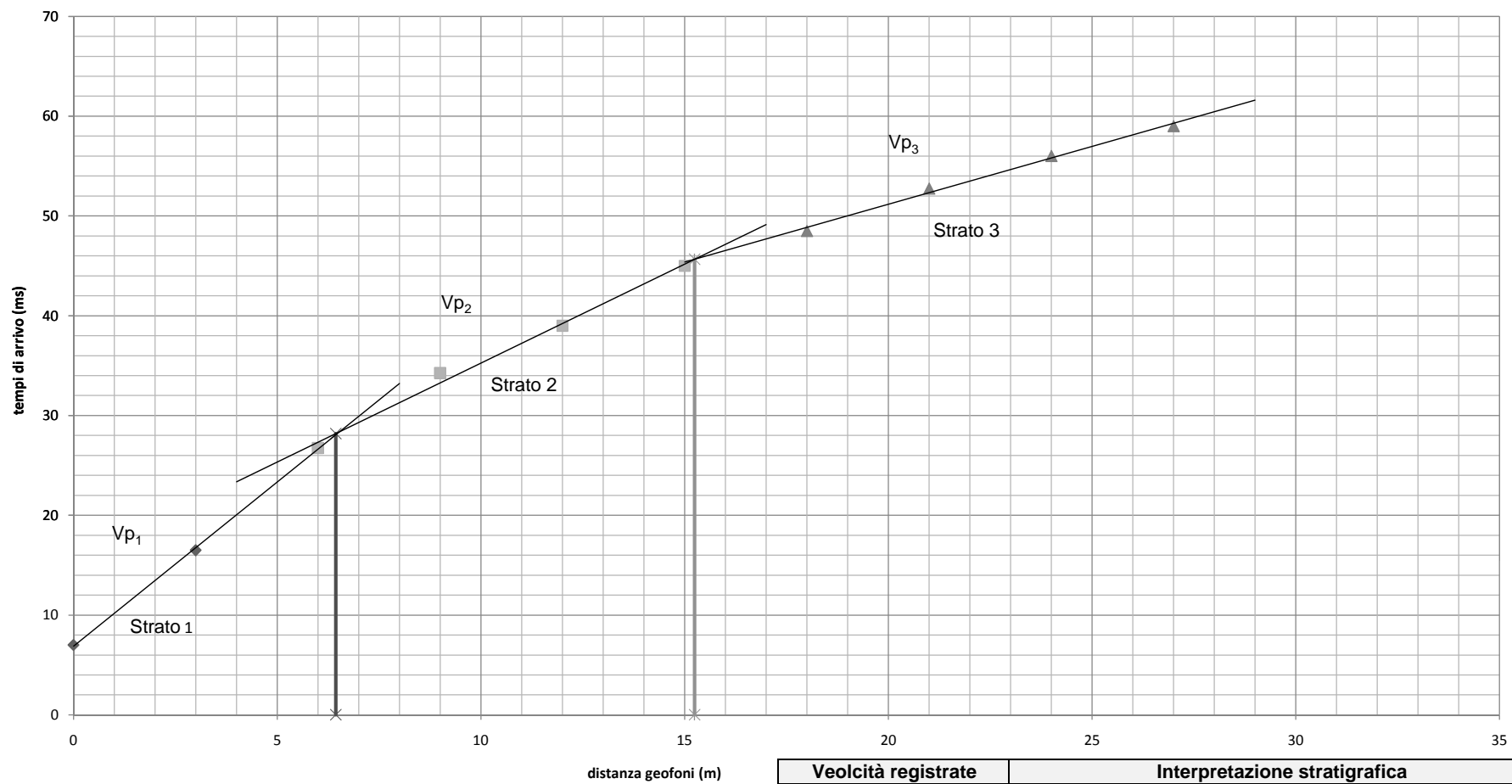
P.A.S.I. SISMO-CE

ACQUISIZIONE NUMERO...3  
 CAMPIONAMENTO.....250 us  
 DURATA.....59.7 ms  
 GUADAGNO 1.....250  
 GUADAGNO 2.....250  
 GUADAGNO 3.....250  
 NSTACK 1.....0  
 NSTACK 2.....0  
 NSTACK 3.....1  
 RITARDO.....30 ms  
 POLARITA'.....+P  
 DATA.....18/03/2015  
 ORA.....08:23

MARKER 1.....52.75 ms  
 MARKER 2.....56 ms  
 MARKER 3.....59 ms



P.A.S.I. s.r.l.  
 Via Galliani 5/E  
 10125 Torino  
 Tel. +39-011-650.70.33 \* Fax +39-011-658.646  
 www.pasigeophysics.com



Velocità registrate		Interpretazione stratigrafica		
m/s		strato	profondità [m]	natura del terreno
Vp <sub>1</sub>	304	1	0 ÷ 1,60	Copertura detritico terrosa
Vp <sub>2</sub>	504	2	1,60 ÷ 5,19	ghiaia sabbiosa
Vp <sub>3</sub>	863	3	5,19 ÷ circa 9	ghiaia umida

# HVlab report

**sito:** Verl S.r.l., lottizzazione in via Verlato Tezze di Arzignano.

**lat:** 45°,53737199

**lon:** 11°,36995771

---

## DETTAGLI ACQUISIZIONE

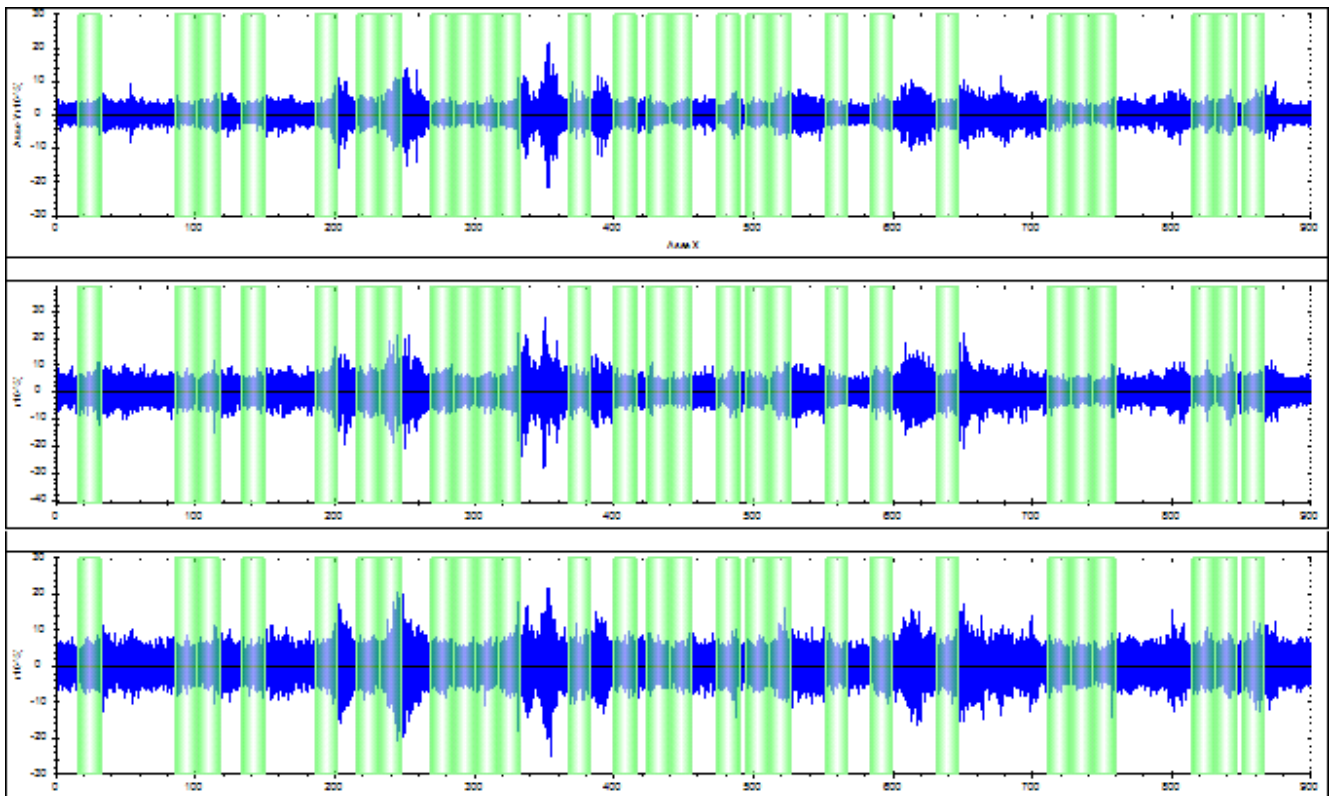
---

**strumento:** M.A.E. Vibralog

**file:** 18101155.BIN

**data:** 18/03/2015 11:44:40

**durata:** 00:15:00



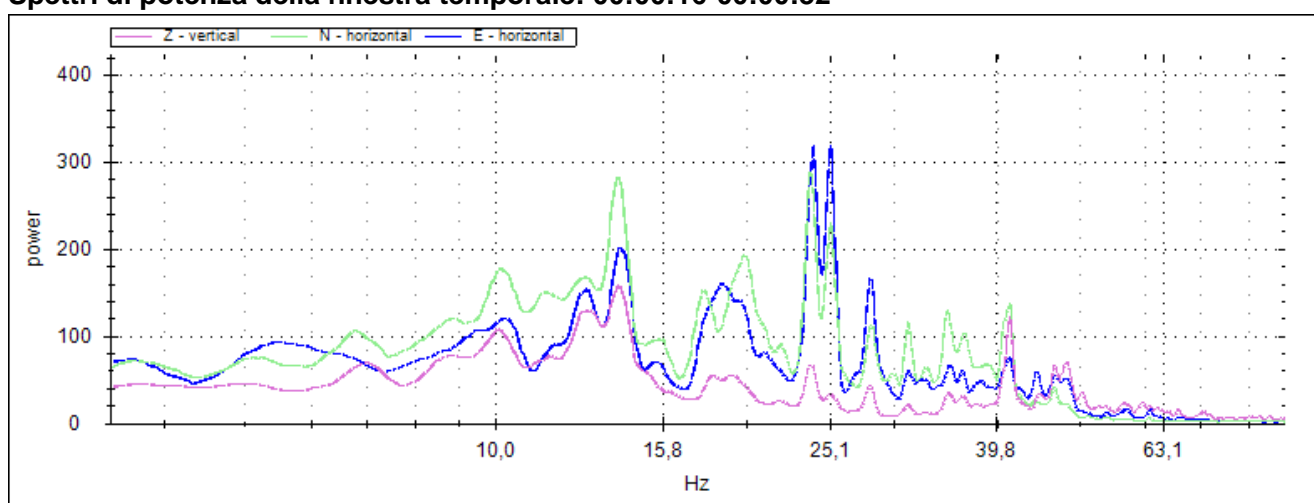
---

## ELABORAZIONE

---

frequenza di campionamento: 250 Hz  
finestre temporali (nw): 27  
tempo di ogni finestra (Lw): 16 s  
intervallo di ricerca: 0,6-16,0 Hz  
costante di lisciamiento: 21

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

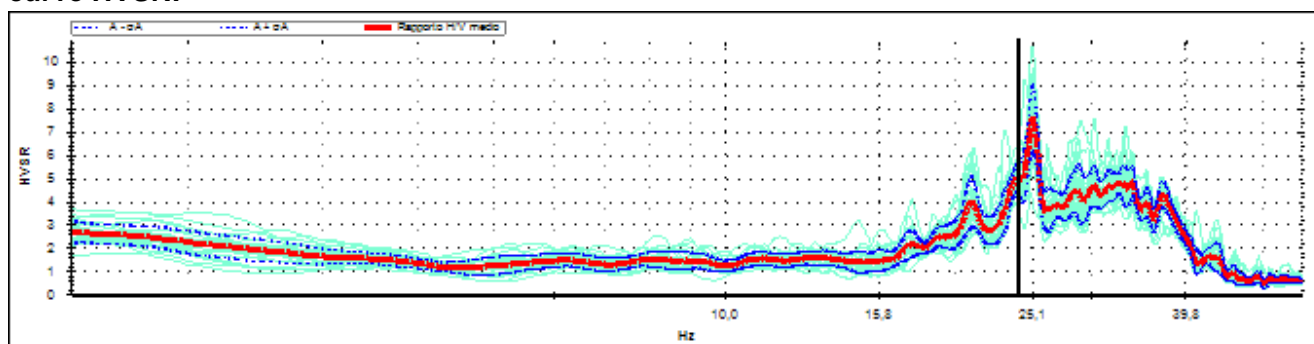


---

## RISULTATI

---

curve HVSR:



frequenza di picco (fo):  $24,11 \pm 11,55$  Hz

classificazione picco: evidente

**dettagli affidabilità:**

- 1)  $f_0 > 10/L_w$ : **SI** (24,11 > 0,63)
- 2)  $nc(f_0) > 200$ : **SI** (10415 > 200)
- 3) per  $f_0/2 < f < 2f_0$ ,  $\sigma_A(f) < 2$ : **SI** (max  $\sigma_A(f) = 1,4$ )

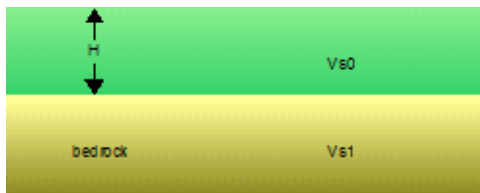
**dettagli evidenza:**

- 1)  $A(f_-) < A_0/2$ : **SI** ( $f_- = 5,98$  Hz)
- 2)  $A(f_+) < A_0/2$ : **SI** ( $f_+ = 39,73$  Hz)
- 3)  $A_0 > 2$ : **SI** ( $A_0 = 5,0$ )
- 4)  $f_{peak}[A(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$  **SI** ( $D_f = 0,67$ )
- 5)  $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$  **NO** ( $\sigma_f = 11,55$ ;  $\varepsilon(f_0) = 1,21$ )
- 6)  $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$  **SI** ( $\sigma_A(f_0) = 0,66$ ;  $\theta(f_0) = 1,58$ )

---

**STIMA Vs30**

---



**spessore strato di copertura (H):** 1,0 m

**velocità del bedrock ( $V_{s1}$ ):** 400 m/s

**velocità strato di copertura ( $V_{s0}$ ):** 96 m/s

**velocità media ( $V_{s30}$ ):** 362 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).



**Foto 1: Esecuzione della prova penetrometrica n°1**



**Foto 2: Esecuzione della prova penetrometrica n°2**





Foto 3: Esecuzione dello stendimento sismico



Foto 4: sismografo a 3 canali della ditta PASI, modello LCM-3



**Foto 5: Esecuzione dell'Indagine Sismica Passiva con tecnica "HVSr" Sensore sismico 3D frequenza 2Hz e Sismografo digitale Vibralog a 24 bit (M.A.E.)**