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 ZANÈ

INDAGINE GEOGNOSTICA E STUDIO GEOLOGICO GEOTECNICO

PROGETTO: "INTERVENTO IGIENICO SANITAREIO DEI COVATOI" MEDIANTE LA COSTRUZIONE DI UN SILOS PER LO STOCCAGGIO DELLA POLLINA

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

(D.M. 14.01.2008)

COMMITTENTE: **GROUP SRL**
Via Pecori Giraldi n°5
36016 – Thiene - VI
Cod. Fisc. E Part. IVA 01841640244

07 Aprile 2014

geologo Franco Monticello

ORDINE DEI GEOLOGI * REGIONE DEL VENETO *
Dr. Geol. FRANCO MONTICELLO N° 108

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
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 6
7.1 Premessa 6
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 8
7.2.2 Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO SISMICO: A1+M1+R3 9
8 - VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI 12

1 - PREMESSA

Su incarico del'**Arch. Gatto Franco**, con sede in Sandrigo, ho eseguito, per conto della ditta **Group S.r.l.**, uno studio geologico e geotecnico relativo al progetto per "l'intervento igienico sanitario dei covatoi" mediante la realizzazione di un silos per lo stoccaggio della pollina.

Dati catastali: Foglio N. 2, mappali 188 - 4 - 960.

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 idraulica* Comune di Zanè (VI) tavola 20 e tavola 15 (zone circostante l'area d'interesse che non ricade in nessuna tavola);
- Piano di Assetto Territoriale Intercomunale, *Carta delle Fragilità* Comune di Zanè (VI) elaborato 3.

Nella documentazione esaminata non esistono prescrizioni di alcun genere per l'area di interesse.

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 stati eseguiti due sondaggi sismici 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 rispettivamente 2 stendimenti in linea per una lunghezza complessiva di 18 m per sondaggio sismico.

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"** (Horizzontal 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 Vs_{30} 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.

4 - CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

4.1 Ubicazione e caratteristiche morfologiche del sito

L'area in oggetto si trova ad ovest dell'abitato di Zanè, a nord della zona industriale, sul fianco ovest dell'autostrada A31. La zona è pianeggiante con quota del piano campagna di circa 190 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 in zona tipica d'alta pianura veneta composta da terreni in prevalenza ghiaioso sabbiosi di origine Quaternaria come evidenziato dall'estratto della carta geologica della Provincia di Vicenza riportata di seguito.

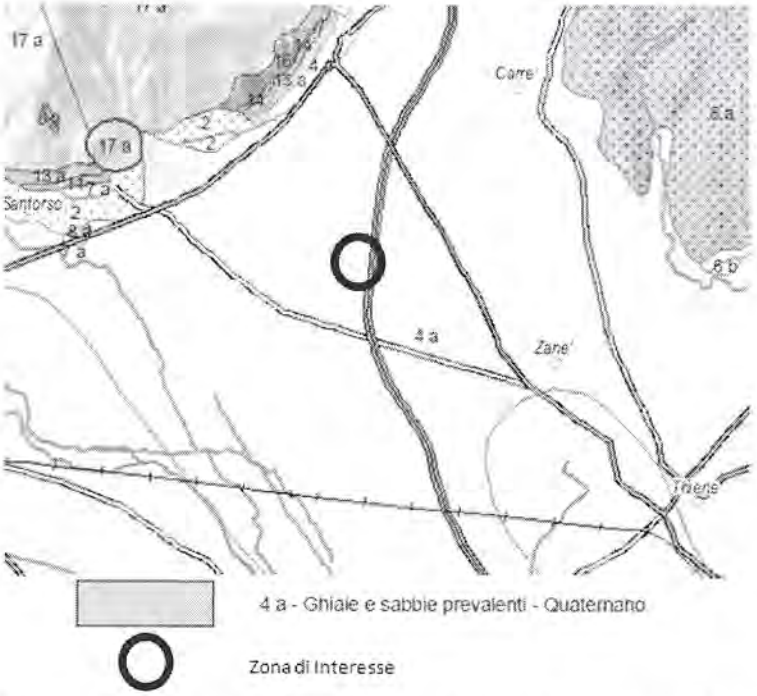


Figura 1: Estratto della carta geologica della provincia di Vicenza con relativa legenda.

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

Acquisizione Sismica n°1-2

Interpretazione stratigrafica

Da p.c. a quota –3.55 m: Riporti ghiaiosi

da quota –3.55 a circa –6.0 m: Ghiaia

Acquisizione Sismica n°3-5

Interpretazione stratigrafica

Da p.c. a quota –2.38 m: Riporti ghiaiosi

da quota –2.38 a circa –6.0 m: Livelli limosi con ghiaie

Si è potuto distinguere una diversa conformazione dell'area interessata dalle fondazioni della nuova struttura:

- **la porzione ovest**, riconducibile al profilo sismico 1, caratterizzata dalla continuità delle ghiaie
- **la porzione est** , riconducibile al profilo sismico 2, ove sono presenti livelli limosi con ghiaie.

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.

Porzione Ovest

STRATO N° 1

Profondità : da p.c. a –3.55 m.
Natura : Riporti ghiaiosi
: Angolo d'attrito $\Phi = 30°$
: Peso di volume: $\gamma = 19\ kN/m^3$

STRATO N° 2

Profondità : da -3.55 m in poi
Natura : Ghiaia
: Angolo d'attrito $\Phi = 33°$
: Peso di volume: $\gamma = 19\ kN/m^3$

Porzione Est

STRATO N° 1

Profondità : da p.c. a –2.38 m.
Natura : Riporti ghiaiosi
: Angolo d'attrito $\Phi = 30°$
: Peso di volume: $\gamma = 19\ kN/m^3$

STRATO N° 2

Profondità : da -2.38 m in poi
Natura : Livelli limosi con ghiaie
: Angolo d'attrito $\Phi = 27 \div 30°$
: Peso di volume: $\gamma = 18\ kN/m^3$

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* Vs_{30} *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_{V_R}.

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°, 432551 Lat.: 45°, 729401
2 - Vita nominale della struttura: $V_N \geq 50$ anni
3 - Classe d'uso: classe I
4 - Coefficiente d'uso: Cu = 0.7
5 - Periodo di riferimento: $V_R = 35$ anni
6 - Categoria sottosuolo: B
7 - Categoria topografica: T1

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV	
a_g (TR = 475 anni)	0,140	g
Fo (TR = 475 anni)	2,396	
Tc* (TR = 475 anni)	0,284	s
Coefficiente amplificazione stratigrafica S_S	1,200	
Coefficiente funzione della categoria suolo Cc	1,415	
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)	0,134	s
T_C (s)	0,402	s
T_D (s)	2,159	s

Come si vede dal valore $S_T = 1.0$ non 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 Sd(T) si ricavano i seguenti **coefficienti sismici** (Khi, Khk):

Inerzia della struttura Khi = Sd (T1)	0.161
Periodo fondamentale della struttura T1 (s)	0.160
Inerzia del terreno Khk = $\beta s \times S \times ag$	0.040
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima βs	0.24

7 - VERIFICHE DI SICUREZZA

7.1 Premessa

Il progetto prevede la costruzione di un nuovo silos per lo stoccaggio della pollina realizzato interamente fuori terra.

La verifica successiva viene effettuata sulla **porzione est** che presenta caratteristiche geotecniche peggiori.

In questo capitolo si è proceduto per le opere di fondazione alla determinazione del valore di progetto della Resistenza Rd 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 ≤ 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, Fk e Xk, ai quali va applicato un coefficiente di sicurezza parziale γ_F e γ_m, utilizzando le seguenti espressioni: $Fk \cdot \gamma_F$ e Xk/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:

$$pRd = [NcCu_d\ sc\ dc\ iczc + \gamma_d D_f Nq sq dq iq zq + 0{,}5\ \gamma d\ B\ N\gamma\ s\gamma\ d\gamma\ i\gamma\ z\gamma\ r\gamma\ ] / \gamma_R$$

se $\varnothing'_d = 0$ $\qquad Rd = [(2+\pi)Cu_d\ (1 + s'c + d'c - i'c - g'c - b'c)\ zc + \gamma d\ D_f]\ r\gamma / \gamma_R$

ove:

Rd = valore di progetto capacità portante limite della fondazione;

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

γd = peso di volume del terreno;

D_f = profondità del piano di posa della fondazione;

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

B = dimensione minima in pianta della fondazione;

sc, sq, sγ = fattori di forma della fondazione;

dc, dq, dγ = fattori di profondità di fondazione;

ic, iq, iγ = fattori di inclinazione del carico;

zc, zq, zγ = coefficienti sismici (correzioni di Paolucci e Pecker, 1997);

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

γ_R = Coefficiente di sicurezza parziale per le Resistenze (R1, R2, R3)

- Fattori di capacità portante sono dati da:

$N_q = e^{\pi \tan\varphi} tg^2(45+\varphi/2)$ $N_c = (Nq-1)cotg\varphi$ $N_\gamma = 1.5(Nq-1)tg\varphi$

- Fattori di forma (s_i) sono dati da:

$s_c = 1+(N_q/N_c)(B/L)$ $s'_c = 0.2(B/L)$ $s_q = 1+(B/L)tg\varphi$ $s_\gamma = 1-0.4B/L$

- Fattori di profondità (d_i) sono dati da:

$d_c = 1+0.4k$ $d'_c = 0.4k$ $d_q = 1+2tg\varphi(1-sin\varphi)^2k$ $d_\gamma = 1$

con k=D/B se D/B≤1 e k=actg(D/B) se D/B>1

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

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

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

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 Khi = H/V.

- Coefficienti sismici (z_i):

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

$zc = 1-0.32\ Khk$ $zq = z\gamma = 1-(Khk/tg\varphi)^{0.35}$

con $Khk = \beta s \times Ss \times St \times ag$

ove Khk =inerzia del terreno, ag =accelerazione massima attesa al sito, Ss e St = coefficienti stratigrafico e topografico; βs = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima.

- Fattore di riduzione per fondazioni grandi (Bowles):

$r\gamma = 1 - 0.25 \log(B/2)$ per B>2 m

- Coefficiente di sicurezza parziale per le Resistenze (R1, R2, R3).

$\gamma_R = 1.0$ per la combinazione R1; $\gamma_R = 1.8$ per la comb. R2; $\gamma_R = 2.3$ per la comb. R3.

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 (fuori terra)

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:	60 kN/m × 5 m	= 300 kN
Permanenti non strutturali:	10 kN/m × 5 m	= 50 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 A1 γ_F	**Permanenti strutturali** 1.3	**Perman. non strutturali** 1.5	**Variabili** 1.5	**Totali**
Sforzo normale				**N (kN)**
Valori non fattorizzati	300	50	25	375
A1 valori fattorizzati	390	75	37,5	**502,5**

Edificio di tipo abitativo				
Tipo di fondazione:	continua			
Dimensioni:	B (m) =	1,1	L (m) =	5
Profondità incasso fondazione (m):		0,8		

Litotipi di intradosso: Livelli limosi con ghiaie

Angolo d'attrito interno: $\phi'_k = \phi'_d = 27°$

Coesione non drenata: $Cu_k = Cu_d = 0$ kPa

Peso di volume: $\gamma_k = 18$ KN/m^3

Verifica collasso per carico limite

Approccio	**Capacità portante pRd (kPa)**	**Capacità portante resistente Rd (kN)**	**Azione Ed (kN)**
A1+M1+R3	**130**	**130x1,1x5=715**	**502,5**

La verifica di sicurezza mostra che l'azione del carico Ed è inferiore alla Resistenza di progetto Rd, quindi la disuguaglianza Ed ≤ 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 375 kN.

Edificio di tipo abitativo				
Tipo di fondazione:	continua			
Dimensioni:	B (m) =	1,1	L (m) =	5
Profondità incasso fondazione (m):		0,8		
Litotipi di intradosso: Livelli limosi con ghiaie Angolo d'attrito interno: $\phi'_k = \phi'_d = 27°$ Coesione non drenata: $Cu_k = Cu_d = 0$ kPa Peso di volume: $\gamma_k = 18$ KN/m^3 Coefficienti sismici: - Inerzia della struttura Khi = 0.161 - Inerzia del terreno Khk = 0.040				
Verifica collasso per carico limite				
Approccio	**Capacità portante pRd (kPa)**	**Capacità portante resistente Rd (kN)**	**Azione Ed (kN)**	
A1+M1+R3	**75**	**75x1,1x5=412.5**	**375**	

La verifica di sicurezza mostra che l'azione del carico Ed è inferiore alla Resistenza di progetto Rd, quindi la disuguaglianza Ed ≤ 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. CCSSLLPP 617/09

Rd **130** kPa Ed **91,36** kPa

Ed<=Rd, OK, verificato!

INPUT GEOTECNICO

FS globale gamma-R	γ_R	**2,30**			
Inerzia della struttura Khi (C7.11.5.3.1)	Khi	**0,000**	Khi = S(d)T1		
Inerzia del suolo: Khk (C7.11.5.3.1.7.)	Khk	**0,000**	Khk = βs*ag*Ss*St		
Carico verticale sulla fondaz, KN	Nd	**502,5**		Sc	1,121
Angolo di attrito, di progetto gradi	Φd	**27**		Sq	1,112
coesione di progetto, kPa	cd	**0**		Sg	0,912
Densità terreno sotto la fondaz, kN m-3	γ' f	**18**		Dc	1,291
Densità vespaio o riporto, kN m-3	γ' v	**15**		Dq	1,221
Profondità di incasso	D	**0,8**		Dg	1
Larghezza di fondazione, m	B	**1,1**			
Lunghezza fondazione, m	L	**5**		Ic	1
Eccentricità secondo B, m	eb	**0**		Iq	1
Eccentricità secondo L, m	el	**0**		Ig	1
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	**0**			
Forze inerziali del suolo? (s = sì, n = no)	z	**s**		Zg	1
Frazione spinta passiva, %	Epd	**0**		Rg	1

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

VALORI DERIVATI

Area efficace (con eccentricità)	A'	5,5
Taglio sismico, KN	H	0
Pressione su terreno in condiz. statiche,kPa	P	91

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. CCSSLLPP 617/09

Rd | 75 | kPa Ed | 68,18 | kPa

Ed<=Rd, OK, verificato!

INPUT GEOTECNICO

FS globale gamma-R	γ_R	2,30			
Inerzia della struttura Khi (C7.11.5.3.1)	Khi	0,161	Khi = S(d)T1		
Inerzia del suolo: Khk (C7.11.5.3.1.7.)	Khk	0,040	Khk = βs*ag*Ss*St		
Carico verticale sulla fondaz, KN	Nd	375		Sc	1
Angolo di attrito, di progetto gradi	Φd	27		Sq	1
coesione di progetto, kPa	cd	0		Sg	1
Densità terreno sotto la fondaz, kN m-3	γ' f	18		Dc	1,291
Densità vespaio o riporto, kN m-3	γ' v	15		Dq	1,221
Profondità di incasso	D	0,8		Dg	1
Larghezza di fondazione, m	B	1,1			
Lunghezza fondazione, m	L	5		Ic	0,629
Eccentricità secondo B, m	eb	0		Iq	0,657
Eccentricità secondo L, m	el	0		Ig	0,55
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0			
Forze inerziali del suolo? (s = sì, n = no)	z	s		Zg	0,972
Frazione spinta passiva, %	Epd	0		Rg	1

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

VALORI DERIVATI

Area efficace (con eccentricità)	A'	5,5
Taglio sismico, KN	H	60,375
Pressione su terreno in condiz. statiche,kPa	P	68

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:

Wcalc < Wamm

Ove: Wcalc = Wo + WcI + WcI + Wsism

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, **nella zona ovet,** considerando il terreno di fondazione posto in prossimità del substrato ghiaioso, i cedimenti indotti sono da considerarsi di natura prevalentemente elastica (w_o), e dovuti in gran parte alla struttura stessa.

Nella **zona est**, vista la presenza di lenti di limo, i cedimenti sono da considerarsi di natura prevalentemente di consolidazione (w_c).

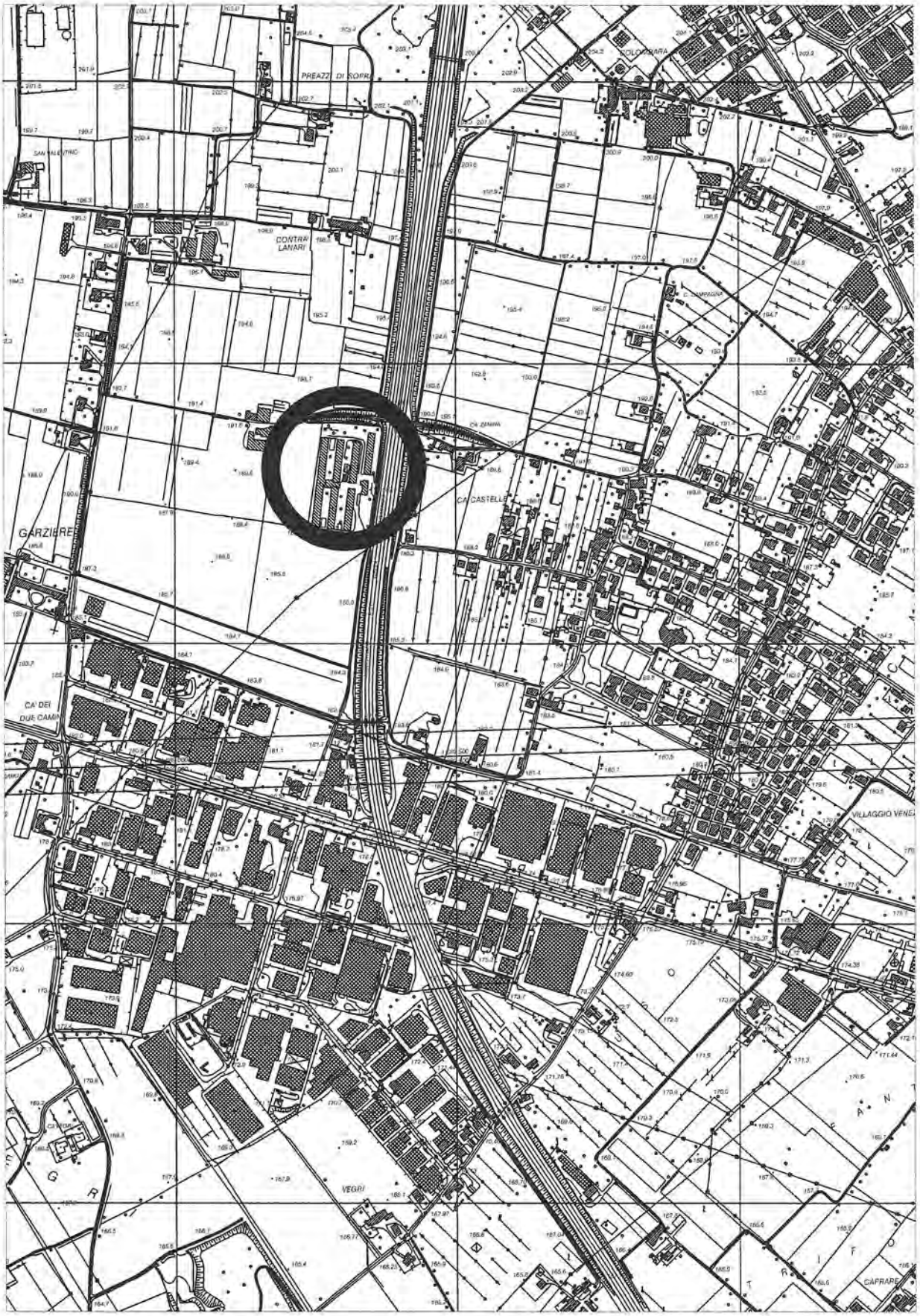
Nella nostra situazione, pertanto, saranno presenti cedimenti differenziali, dovute alla disomogeneità areale del terreno di fondazione, stimati sull'ordine dei 5 cm.

Si consigli pertanto di realizzare una fondazione più possibile rigida, prevedendo delle travi di irrigidimento trasversali alla struttura stessa.

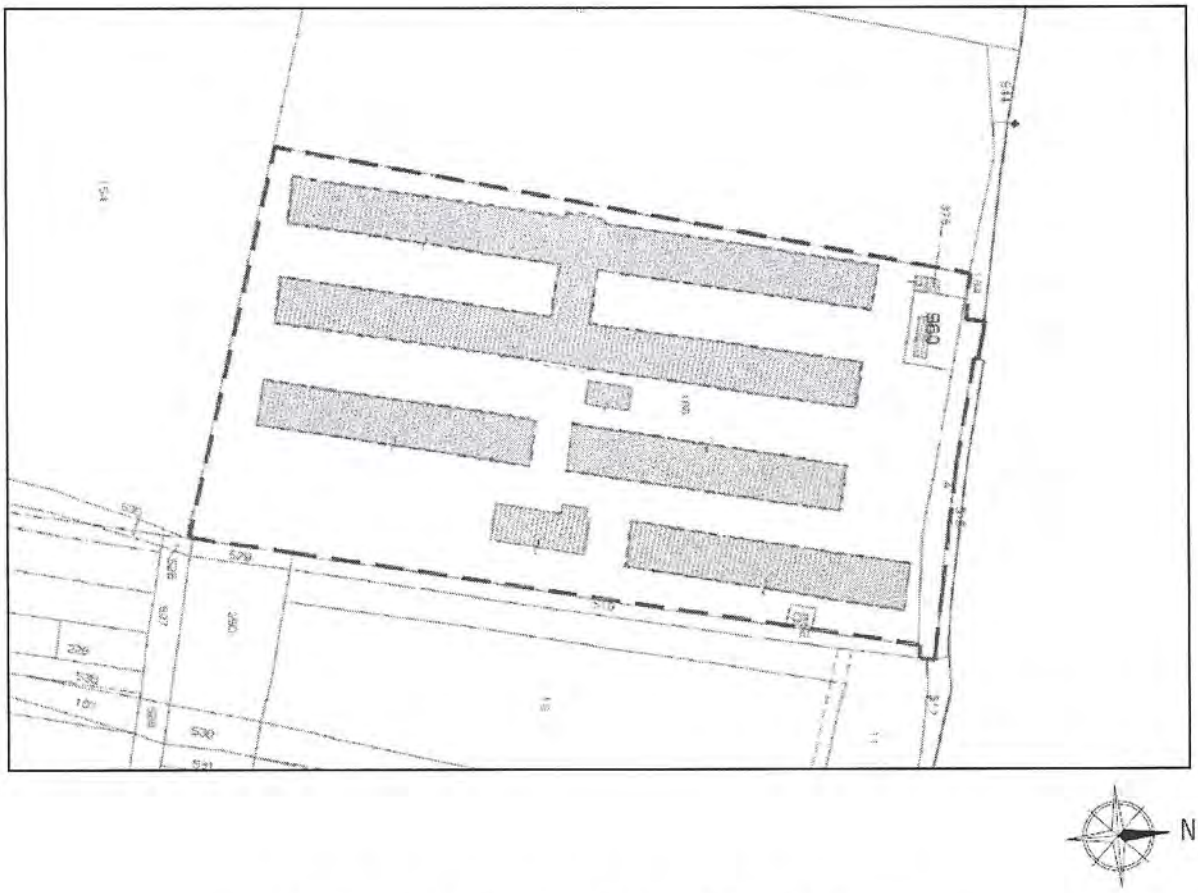
07 Aprile 2014

Geologo Franco Monticello

Estratto C.T.R. con ubicazione del sito

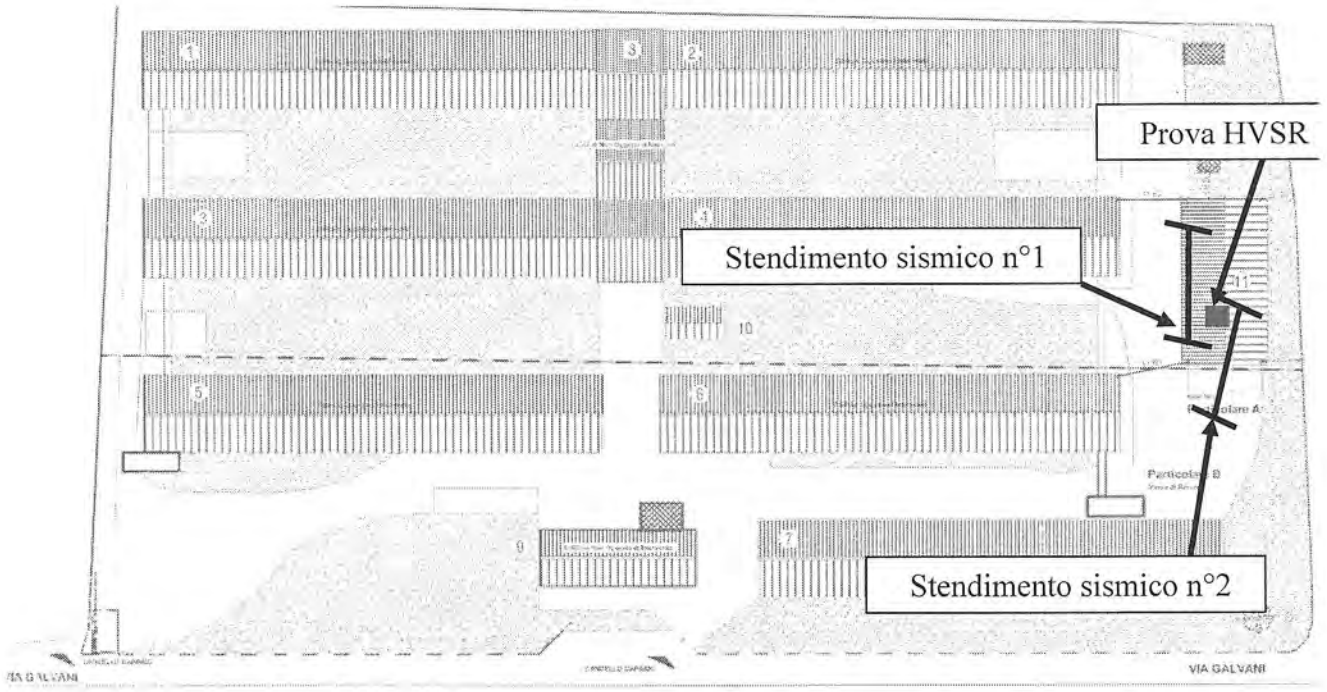


Scala 1:10.000



Estratto Mappa catastale con ubicata l'area di interesse

Foglio n°2 mappali 188 - 4 - 960

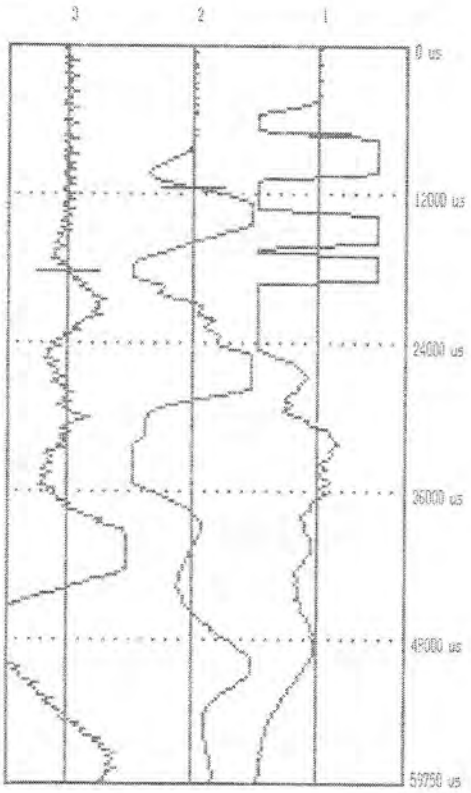


Planimetria con ubicazione delle prove

P.A.S.I. SISMO-CE

ACQUISIZIONE NUMERO....1
CAMPIONAMENTO.....250 us
DURATA.....59.7 ms
GUADAGNO 1.....100
GUADAGNO 2.....100
GUADAGNO 3.....100
NSTACK 1.....0
NSTACK 2.....0
NSTACK 3.....0
RITARDO.....0 ms
POLARITA'.....+P
DATA.....03/04/2014
ORA.....06:51

MARKER 1.....7 ms
MARKER 2.....11.3 ms
MARKER 3.....18.25 ms

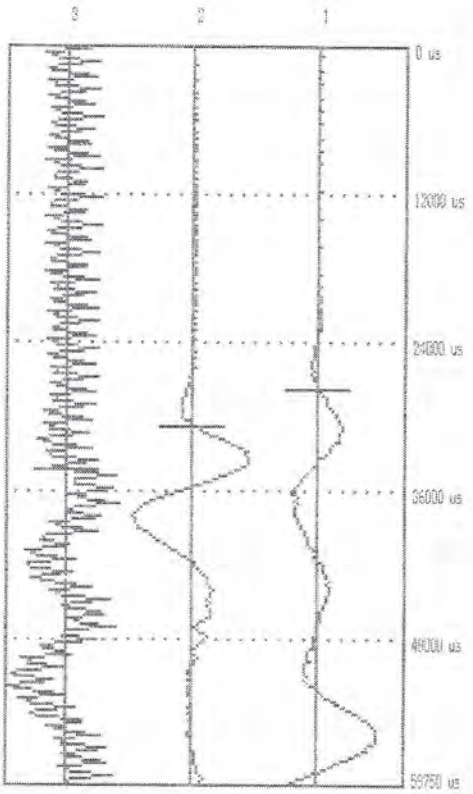


P.A.S.I. s.r.l.
Via Galliari 5/E
10125 Torino
Tel. +39-011-650.70.33 x Fax +39-011-656.646
www.pasigeophysics.com

P.A.S.I. SISMO-CE

ACQUISIZIONE NUMERO....2
CAMPIONAMENTO.....250 us
DURATA.....59.7 ms
GUADAGNO 1.....100
GUADAGNO 2.....100
GUADAGNO 3.....100
NSTACK 1.....0
NSTACK 2.....0
NSTACK 3.....0
RITARDO.....0 ms
POLARITA'.....+P
DATA.....03/04/2014
ORA.....06:57

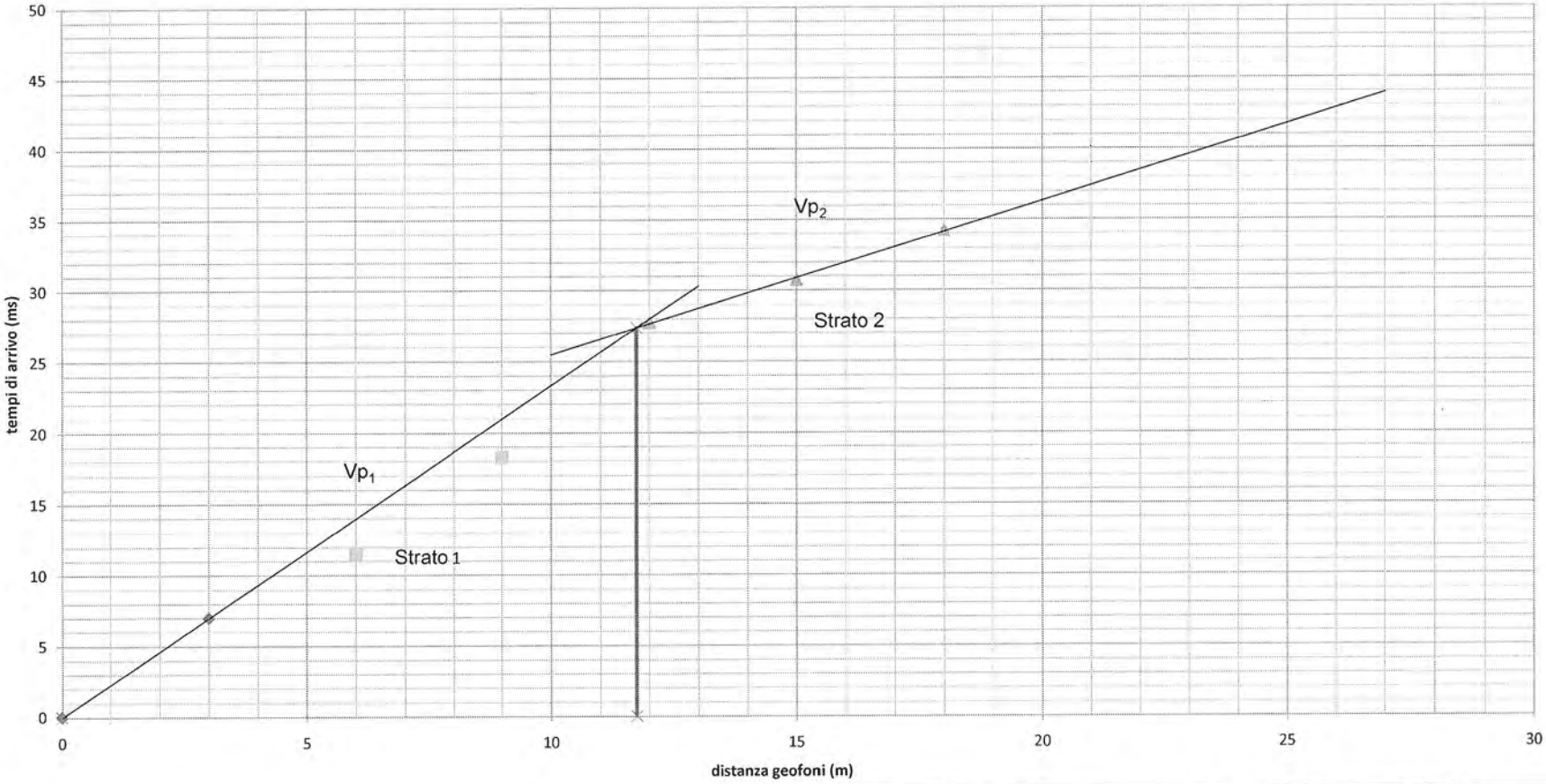
MARKER 1.....27.75 ms
MARKER 2.....30.75 ms
MARKER 3.....34.25 ms



P.A.S.I. s.r.l.
Via Galliari 5/E
10125 Torino
Tel. +39-011-650.70.33 x Fax +39-011-656.646
www.pasigeophysics.com

Stendimento sismico n°1

Stendimento n°1

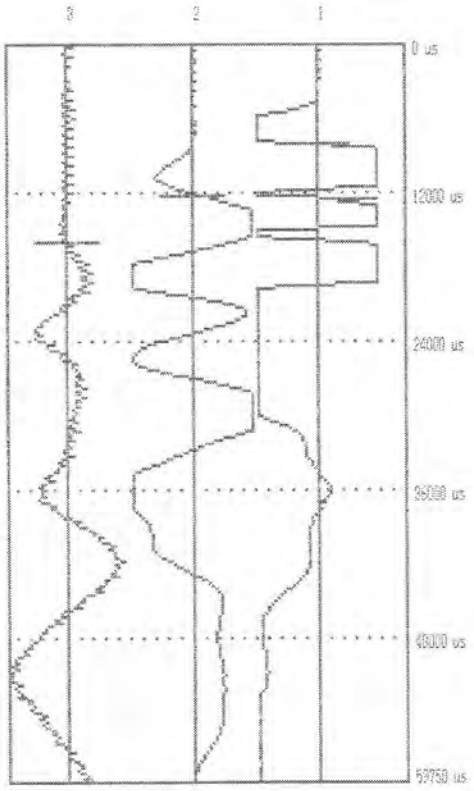


Veolcità registrate		Interpretazione stratigrafica		
m/s		strato	profondità [m]	natura del terreno
Vp_1	429	1	0 ÷ 3,55	Riporti ghiaiosi
Vp_2	923	2	3,55 ÷ circa 6	Ghiaia

P.A.S.I. SISMO-CE

ACQUISIZIONE NUMERO....3
CAMPIONAMENTO.....250 us
DURATA.....59.7 ms
GUADAGNO 1.....100
GUADAGNO 2.....100
GUADAGNO 3.....100
NSTACK 1.....0
NSTACK 2.....0
NSTACK 3.....0
RITARDO.....0 ms
POLARITA'.....+P
DATA.....03/04/2014
ORA.....07:12

MARKER 1.....8 ms
MARKER 2.....12.25 ms
MARKER 3.....16 ms

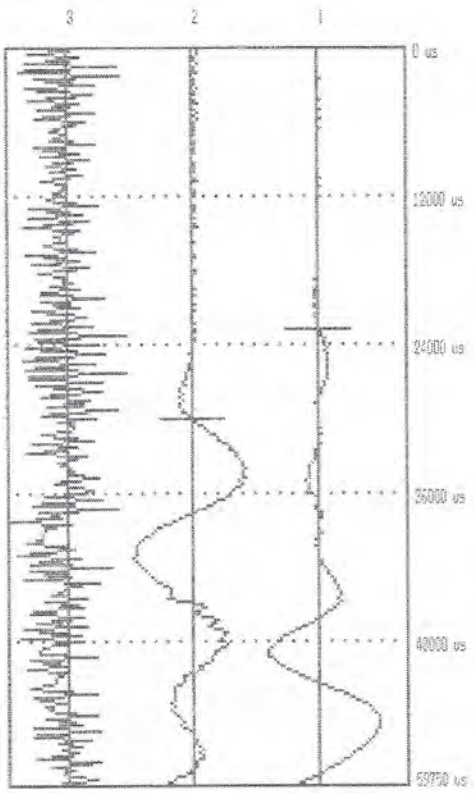


P.A.S.I. s.r.l.
Via Galliari 5/E
10125 Torino
Tel. +39-011-650.70.33 - Fax +39-011-658.646
www.pasigeophysics.com

P.A.S.I. SISMO-CE

ACQUISIZIONE NUMERO....5
CAMPIONAMENTO.....250 us
DURATA.....59.7 ms
GUADAGNO 1.....100
GUADAGNO 2.....100
GUADAGNO 3.....100
NSTACK 1.....1
NSTACK 2.....1
NSTACK 3.....2
RITARDO.....0 ms
POLARITA'.....+P
DATA.....03/04/2014
ORA.....07:18

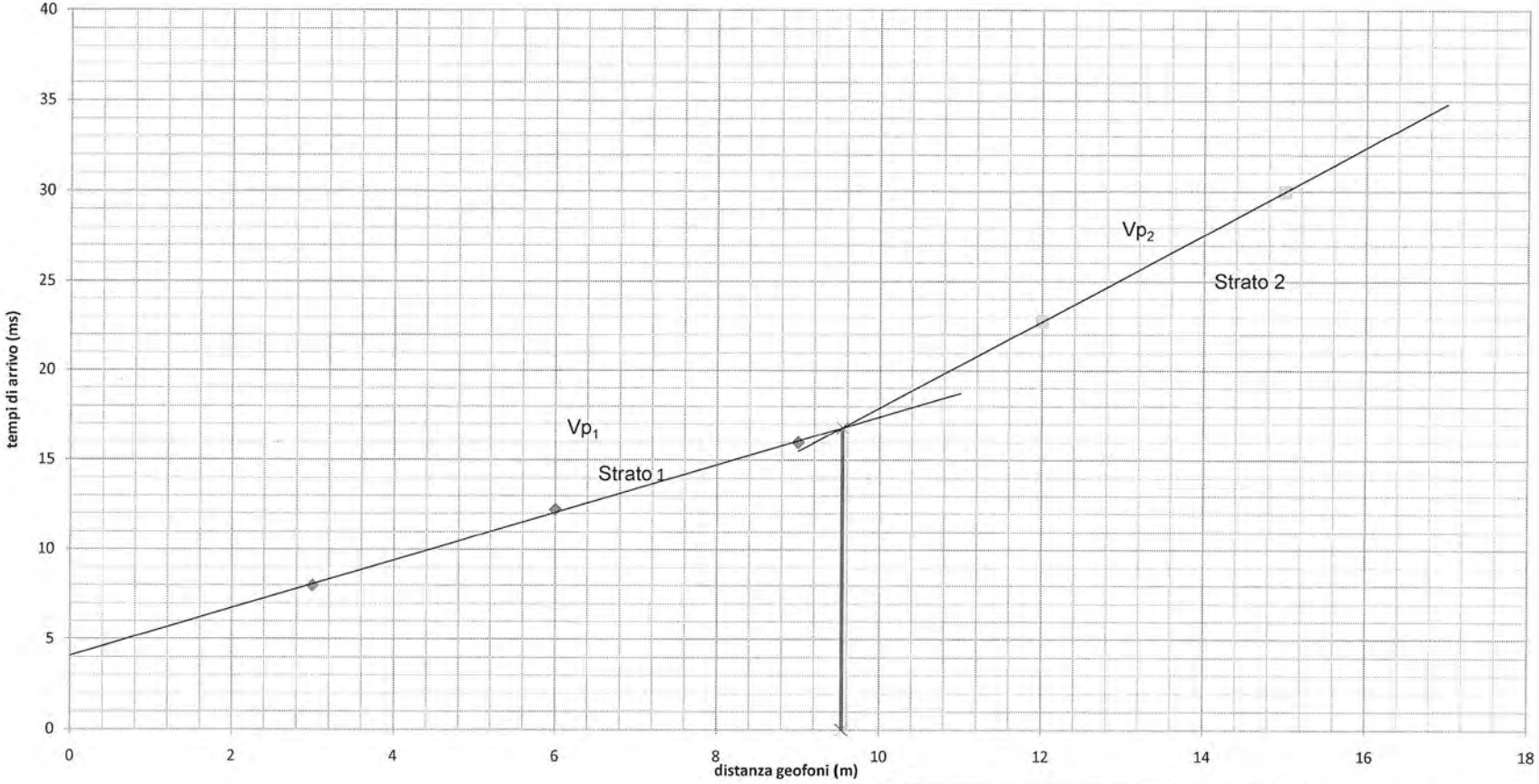
MARKER 1.....22.75 ms
MARKER 2.....30 ms
MARKER 3.....0 us



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

Stendimento sismico n°2

Stendimento n°2



Veolcità registrate		Interpretazione stratigrafica		
m/s		strato	profondità [m]	natura del terreno
Vp_1	750	1	0 ÷ 2,38	Riporti ghiaiosi
Vp_2	414	2	2,38 ÷ circa 6	Livelli limosi con ghiaie

HVlab report

sito: Group S.r.l., Zanè

lat: 45°, 729401

lon: 11°, 432551

DETTAGLI ACQUISIZIONE

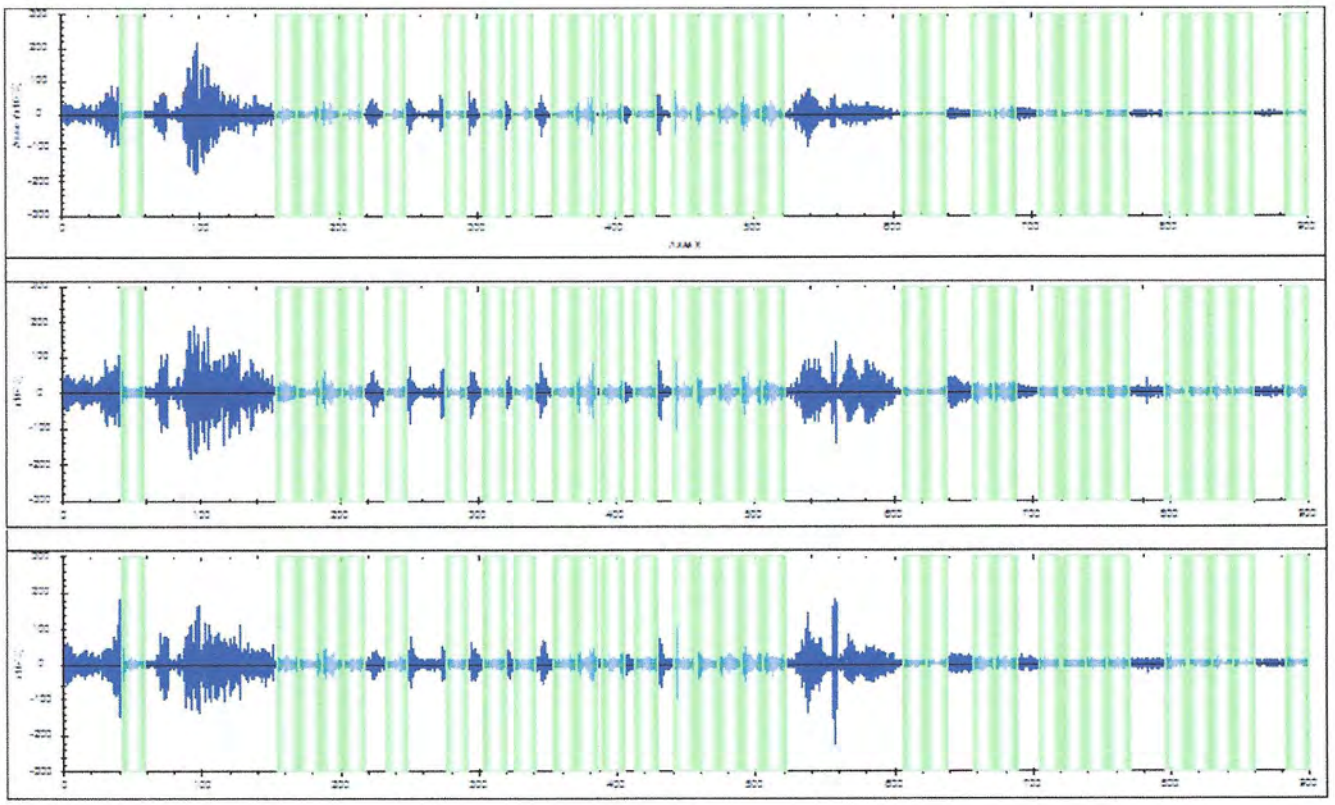
---

strumento: M.A.E. Vibralog

file: 04150156.BIN

data: 04/04/2014 16:09:17

durata: 00:15:00



ELABORAZIONE

frequenza di campionamento: 250 Hz

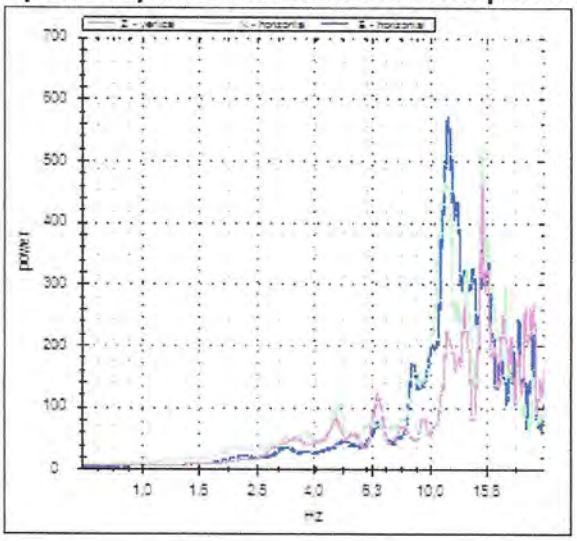
finestre temporali (nw): 31

tempo di ogni finestra (Lw): 16 s

intervallo di ricerca: 0,6-16,0 Hz

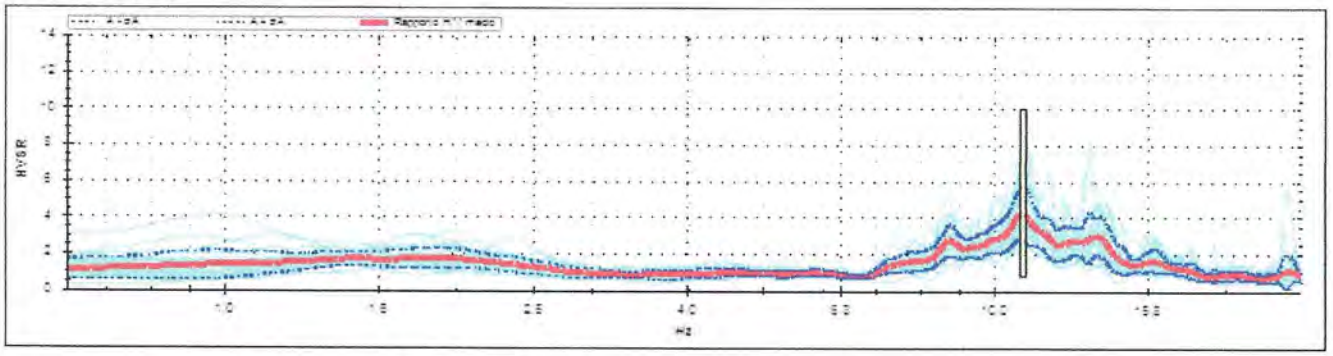
costante di lisciamento: 11

Spettri di potenza della finestra temporale: 00:06:52-00:07:08



RISULTATI

curve HVSR:



frequenza di picco (fo): **10,86 ± 0,39 Hz**

classificazione picco: **evidente**

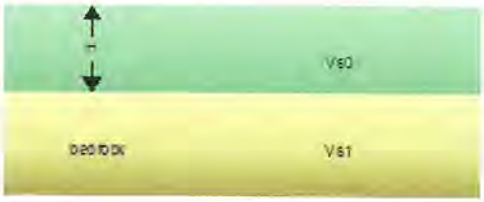
dettagli affidabilità:

1) **fo > 10/Lw:** **SI** (10,86 > 0,63)
2) **nc(fo) > 200:** **SI** (5389 > 200)
3) **per fo/2 < f < 2fo, σA(f) < 2:** **SI** (max σA(f) = 1,6)

dettagli evidenza:

1) **A(f-) < Ao/2:** **SI** (f- = 2,69 Hz)
2) **A(f+) < Ao/2:** **SI** (f+ = 14,22 Hz)
3) **Ao>2:** **SI** (Ao = 4,2)
4) **fpeak[A(f) ± σA(f)] = fo ± 5%** **NO** (Df = 0,85)
5) **σf < ε(fo)** **SI** (σf = 0,39; ε(fo) = 0,54)
6) **σA(fo) < θ (fo)** **SI** (σA(fo) = 1,53; θ(fo) = 1,58)

STIMA Vs30



spessore strato di copertura (H): 8,0 m
velocità del bedrock (Vs1) 540 m/s
velocità strato di copertura (Vs0): **348 m/s**
velocità media (Vs30): **471 m/s**
alluvioni spesse tra 5 e 20 metri su substrato rigido (Vs1>800m/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 360m/s e 800 m/s (ovvero con NSPT > 50, o cu > 250 kPa).

Foto 1: Esecuzione dello stendimento sismico n°1 al limite sud-ovest dell'area d'ingombro della struttura in progetto

Foto 2: sismografo a 3 canali della ditta PASI, modello LCM-3

Foto 3: Spaccato del terreno originario nella porzione ad ovest con un picchietto del limite d'ingombro della struttura in progetto.

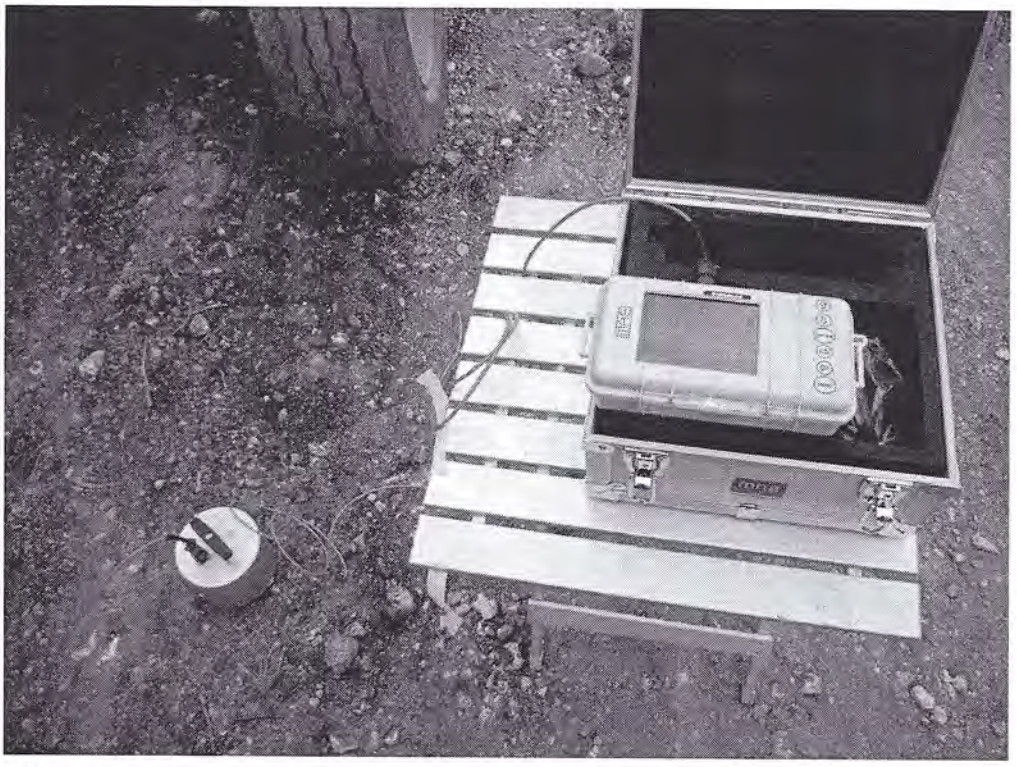


Foto 4: Esecuzione dell'Indagine Sismica Passiva con tecnica "HVSR" Sensore sismico 3D frequenza 2Hz e Sismografo digitale Vibralog a 24 bit (M.A.E.)