

**ENTRALE DI SAN FILIPPO DEL MELA  
NUOVO IMPIANTO CCGT - ITER AUTORIZZATIVO  
RELAZIONE SISMICA SU BASE DOCUMENTALE**

**APPLICA**

A2A/DGE/BGT/GEN/ING

**LISTA DI DISTRIBUZIONE**

A2A/DGE/BGT/GEN/ING  
AEF/AMD/ISF



**LOGO E CODIFICA DEL FORNITORE**



VAMIRGEOIND S.R.L



**TECHINT**  
Engineering & Construction

0421-TITA-C-TR-000-002

EMISSIONE					
2	25/11/2019	EMISSIONE PER USO	Dott. Geol. G. Bellomo	P. Tagliaferri	Dott. Geol. G. Bellomo
1	20/09/2019	Per uso	Dott. Geol. G. Bellomo	P. Tagliaferri	Dott. Geol. G. Bellomo
0	25/07/2019	Prima emissione	Dott. Geol. G. Bellomo	P. Tagliaferri	Dott. Geol. G. Bellomo
REV	DATA	DESCRIZIONE	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE

- Il documento approvato e firmato in originale è depositato presso l'archivio tecnico della S.O.-

Questo documento è proprietà del Gruppo A2A: non può essere utilizzato, trasmesso a terzi o riprodotto senza autorizzazione della stessa. Il Gruppo A2A tutela i propri diritti a norma di legge

**INDICE**

<b>1</b>	<b>Premesse.....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>Indagini di sismica passiva a stazione singola (tromografia) .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>Indagine di sismica attiva “MASW” .....</b>	<b>25</b>
<b>4</b>	<b>Caratteristiche sismiche del territorio .....</b>	<b>31</b>
<b>5</b>	<b>Liquefazione dei terreni .....</b>	<b>333</b>
<b>6</b>	<b>Conclusioni.....</b>	<b>41</b>

## 1 Premesse

Il presente studio sismico è stato eseguito, sulla base della documentazione e delle indagini forniteci dal Committente, in ossequio a quanto descritto nelle normative vigenti in materia (D.M. 17/01/2018) e ha previsto l'analisi critica dei dati forniti dal Committente per l'individuazione della tipologia di terreno e del parametro  $VS_{30}$ , nonché delle verifiche sulla liquefacibilità dei terreni presenti.

Lo studio è, quindi, articolato come segue:

***a) Studio della pericolosità sismica locale*** comprendente tutte le valutazioni atte ad individuare il parametro  $VS_{30}$  e ad evidenziare le aree con particolari problematiche sismiche e tali da poter provocare fenomeni di amplificazione, liquefazione, cedimenti ed instabilità.

In particolare sono stati presi in considerazione i dati dei seguenti studi:

- 1) Relazione geologico-tecnica eseguita dal sottoscritto nell'ambito del progetto "Impianto di trattamento e recupero della Forsu" di seguito indicato semplicemente "Forsu" nell'anno 2018, nell'ambito della quale sono stati eseguiti:
  - ⇒ n. 6 sondaggi di sismica passiva (tromografia) per definire le velocità delle onde sismiche  $V_s$  nei primi 30 m di profondità dal p.c. denominati T1, T2, T3, T4, T5 e T6.
- 2) Relazione geologica eseguita dal Dott. Enrico M. A. Paulesu nell'ambito del "Progetto per la realizzazione di un impianto dimostrativo solare termodinamico con tecnologia STEM della potenza di 1.100, KWT" di seguito indicato semplicemente "Stem" nell'anno 2014 nell'ambito della quale sono stati eseguiti:
  - ⇒ n. 1 indagine di sismica attiva "MASW" denominata MW1;
  - ⇒ n. 1 misura di microtremore a stazione singola denominata HVSR1.

La presente relazione è corredata da:

- ✓ corografia in scala 1/20.000;
- ✓ elaborati delle indagini eseguite nell'ambito della relazione geologica eseguita dal Dott. Enrico M. A. Paulesu nell'ambito del "Progetto per la realizzazione di un impianto dimostrativo solare termodinamico con tecnologia STEM della potenza di 1.100, KWT" nell'anno 2014;
- ✓ elaborati delle indagini eseguite nell'ambito della relazione geologica eseguita dal sottoscritto nell'ambito del progetto "Impianto di trattamento e recupero della Forsu" nell'anno 2018.

# COROGRAFIA



## 2 Indagini di sismica passiva a stazione singola (tromografia)

Nell'ambito del presente studio sono state utilizzate:

- ✓ n. 6 sondaggi di sismica passiva (tromografia) denominati T1, T2, T3, T4, T5 e T6 tratti dalla relazione FORSU;
- ✓ n. 1 misura di microtremore a stazione singola denominata HVSR1 tratti dalla relazione STEM.

Di seguito vengono riportati alcuni cenni riguardo la metodologia utilizzata.

La sismica passiva è una tecnica che permette di definire la serie stratigrafica locale basandosi sul concetto di contrasto di impedenza dove per strato si intende un'unità distinta in relazione al rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

I primi studi su questa tecnica sono da attribuire a Kanai (1957) e da allora diversi metodi sono stati proposti per estrarre utili informazioni sul sottosuolo a partire dagli spettri del rumore sismico registrati in sito.

Tra tutte le tecniche messe a punto quella che si è maggiormente consolidata è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (HVSR), applicata da Nogoshi e Igarashi (1970). Successivamente Nakamura (1989) ha applicato tale metodo come strumento per la determinazione dell'amplificazione sismica locale.

Le basi teoriche dell'HVSR sono relativamente semplici in un sistema stratificato in cui i parametri variano solo con la profondità (1-D).

Considerando lo schema illustrato nella Figura 1 si osserva che sono presenti due strati (1 e 2) che si differenziano per le densità ( $\rho_1$  e  $\rho_2$ ) e le velocità delle onde sismiche ( $V_1$  e  $V_2$ ).

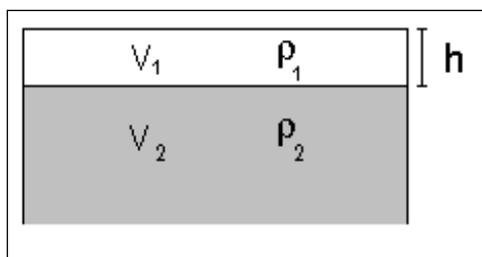


Figura 1. Modello di suolo costituito da due strati a diverse velocità delle onde sismiche e densità.

In questo caso un'onda che viaggia nel mezzo 1 viene parzialmente riflessa dalla superficie di strato.

L'onda riflessa interferendo con quelle incidenti si somma e raggiunge le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente ( $\lambda$ ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore  $H$  del primo strato.

Ne consegue che la frequenza di risonanza ( $f_r$ ) dello strato 1 relativa alle onde P è pari a:

$$f_r = VP1/(4 H) \quad [1]$$

mentre quella relativa alle onde S è

$$f_r = VS1/(4 H) \quad [2]$$

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra, come massimi relativi, le frequenze di risonanza dei vari strati.

Questo dato, insieme alla stima delle velocità, è in grado di fornire utili previsioni sullo spessore  $H$  degli strati.

Questa informazione è contenuta principalmente nella componente verticale del moto ma la prassi di usare il rapporto tra gli spettri orizzontali e quello verticale, piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce un'importante normalizzazione del segnale per:

- ⇒ il contenuto in frequenza;
- ⇒ la risposta strumentale;
- ⇒ l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

La normalizzazione, che rende più semplice l'interpretazione del segnale, è alla base della popolarità del metodo.

Da evidenziare, inoltre, che i microtremori sono costituiti da onde di volume, P o S, ed in misura maggiore da onde superficiali, in particolare da onde di Rayleigh.

Tale inconveniente è facilmente superabile sia perché le onde di superficie sono prodotte da interferenza costruttiva, sia perché la velocità dell'onda di Rayleigh è molto prossima a quella delle onde S.

D'altro canto l'applicabilità pratica della formula [2] è stata già dimostrata in molti studi sia nell'ambito della prospezione geofisica che nell'ambito ingegneristico.

La strumentazione utilizzata per l'acquisizione dei dati sperimentali, consiste in un tromografo digitale denominato "Tromino", dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e verticalmente alimentato da 2 batterie AA da 1.5 V, fornito di GPS interno e senza cavi esterni. I dati di rumore, amplificati e digitalizzati a 24 bit equivalenti, sono stati acquisiti alla frequenza di campionamento di 128 Hz.

Dalle registrazioni del rumore sismico sono state ricavate e analizzate due serie di dati:

1. le curve HVSR che sono state ottenute col software Grilla eseguendo un processing con i seguenti parametri:
  - ❑ larghezza delle finestre d'analisi pari a 20 s per tempi di acquisizione di 20 minuti;
  - ❑ lisciamento secondo finestra triangolare con ampiezza pari al 10% della frequenza centrale;
  - ❑ rimozione delle finestre con rapporto STA/LTA (media a breve termine/media a lungo termine) superiore a 2;
  - ❑ rimozione manuale di eventuali transienti ancora presenti.
2. le curve dello spettro di velocità delle tre componenti del moto sono state ottenute dopo l'analisi con gli stessi parametri sopra riportati.

Le profondità H delle discontinuità sismiche sono state ricavate tramite la formula sotto riportata, in cui:

- ❖  $V_0$  è la velocità al tetto dello strato;
- ❖  $a$  un fattore che dipende dalle caratteristiche del sedimento (granulometria, coesione, ecc.);
- ❖  $\nu$  la frequenza fondamentale di risonanza.

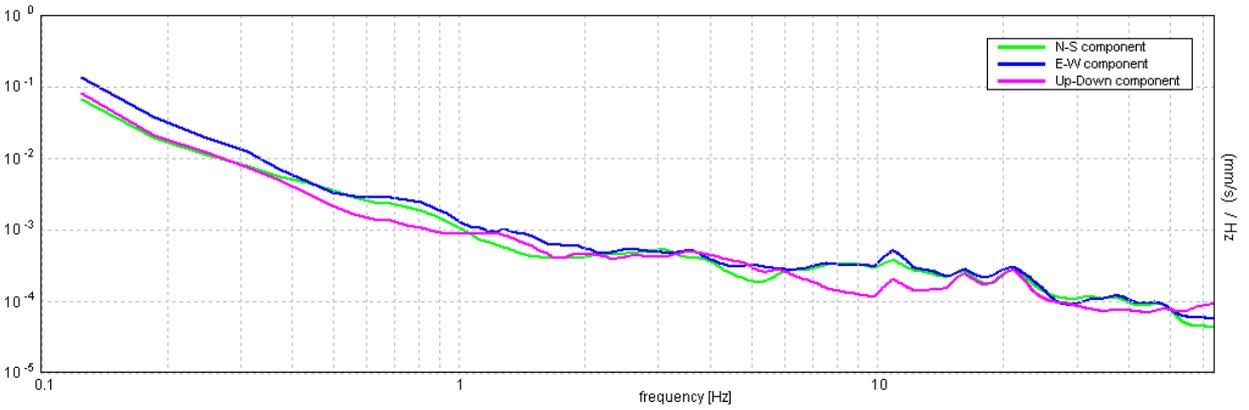
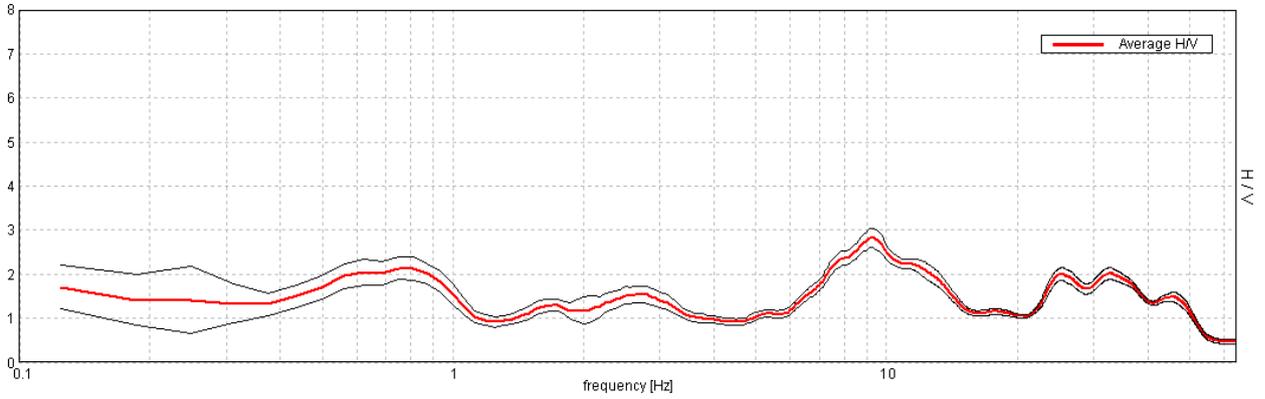
$$H = \left[ \frac{V_0(1-a)}{4\hat{v}_1} + 1 \right]^{\frac{1}{a(1-a)}} - 1$$

L'ubicazione del sondaggio eseguito è visibile nella planimetria allegata.

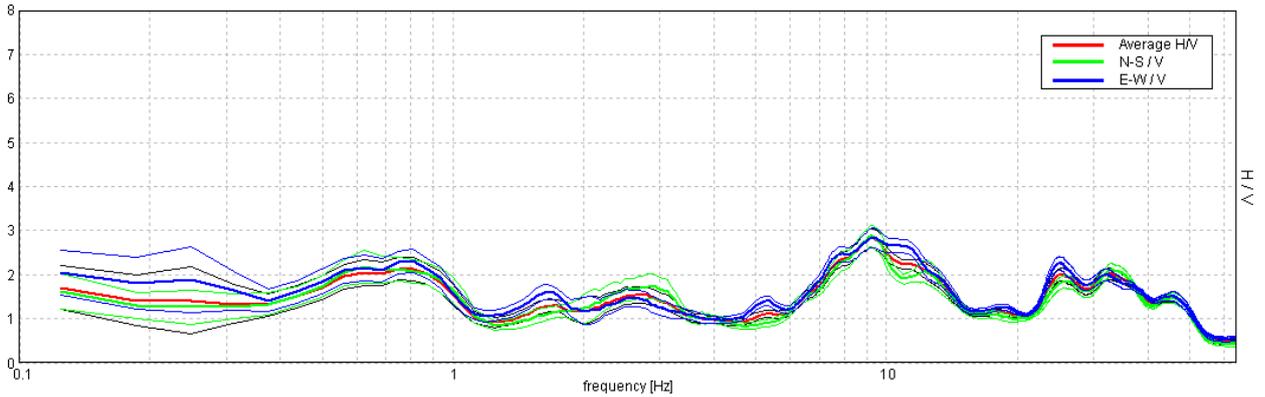
Di seguito sono riportate, in dettaglio, le interpretazioni dei dati sperimentali ottenuti.

**RISULTATI TRATTI DALLA RELAZIONE "FORSU"**  
**Sondaggio tromografico T1**

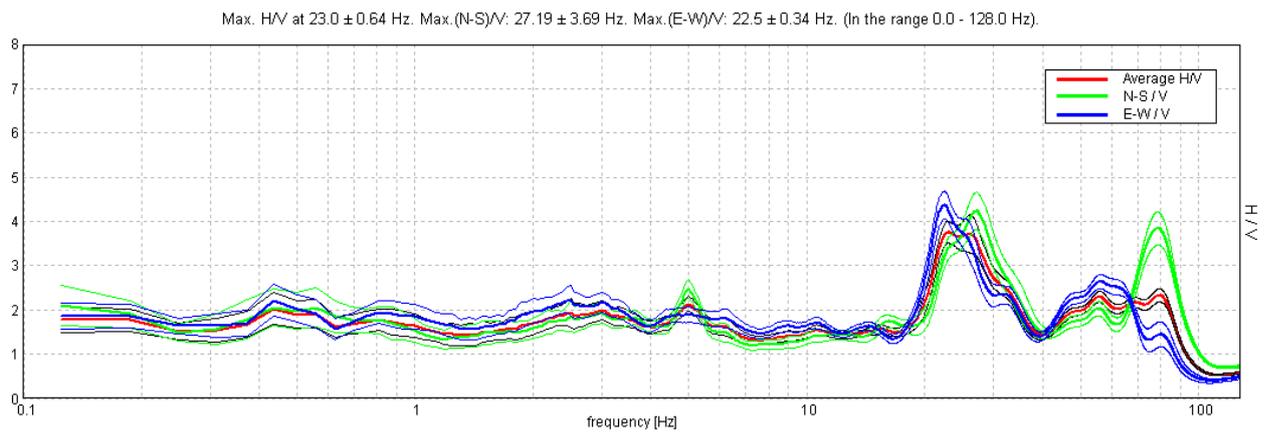
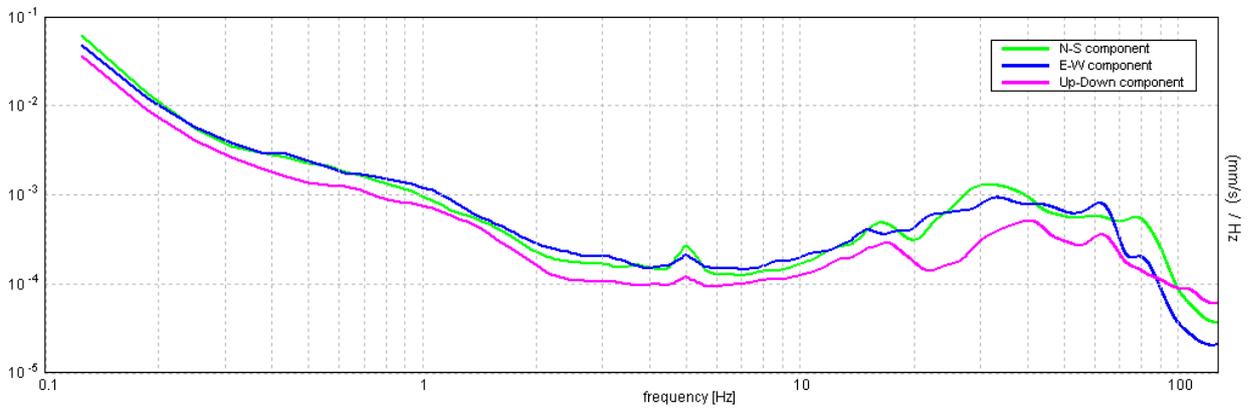
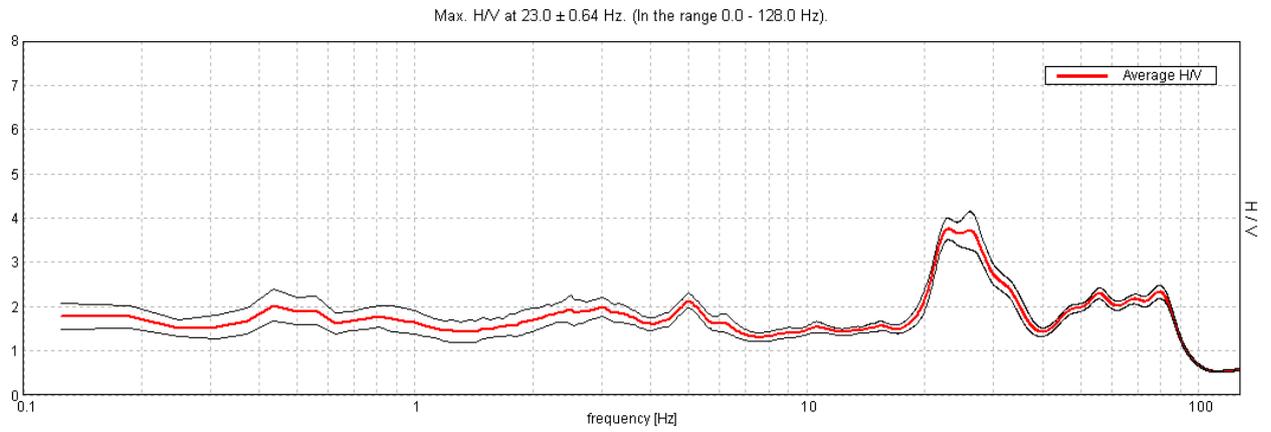
Max. HV at  $9.19 \pm 1.03$  Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



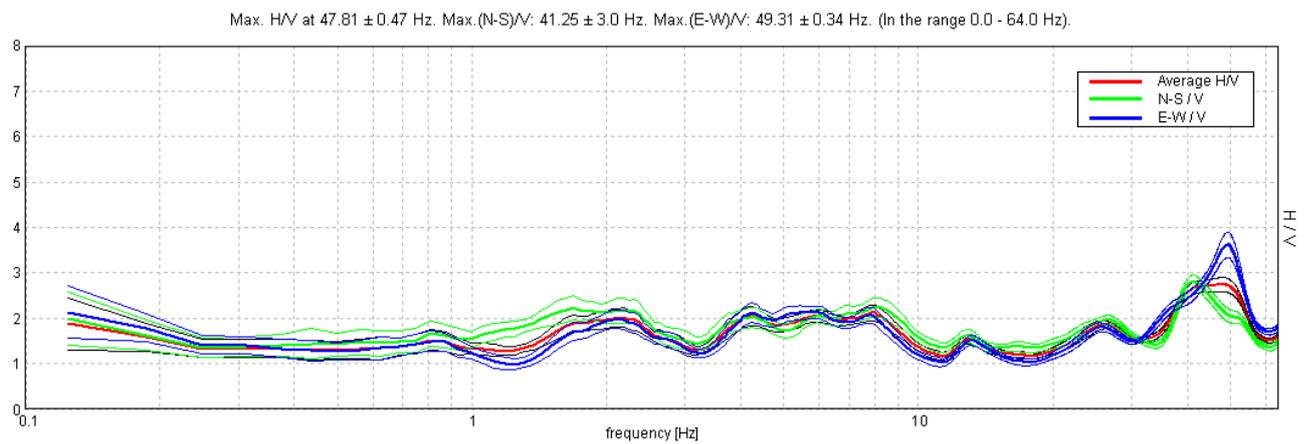
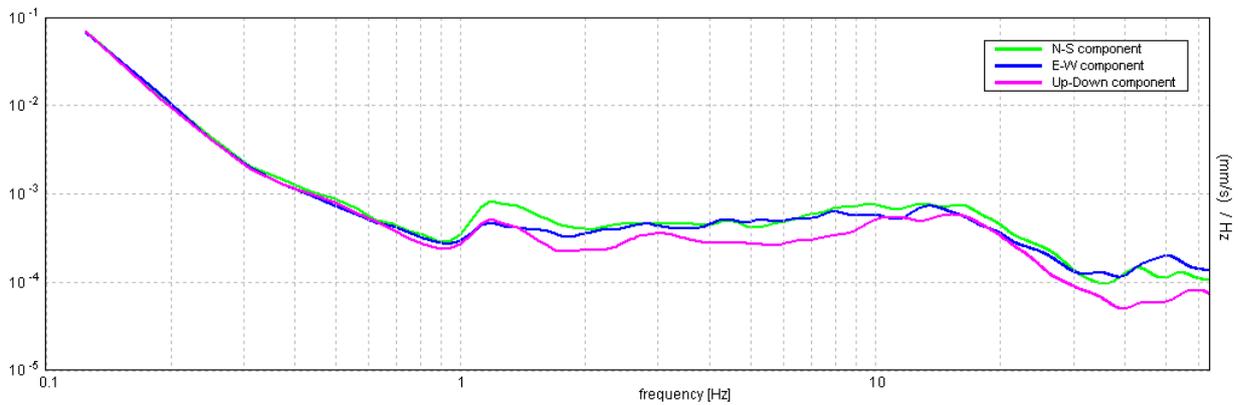
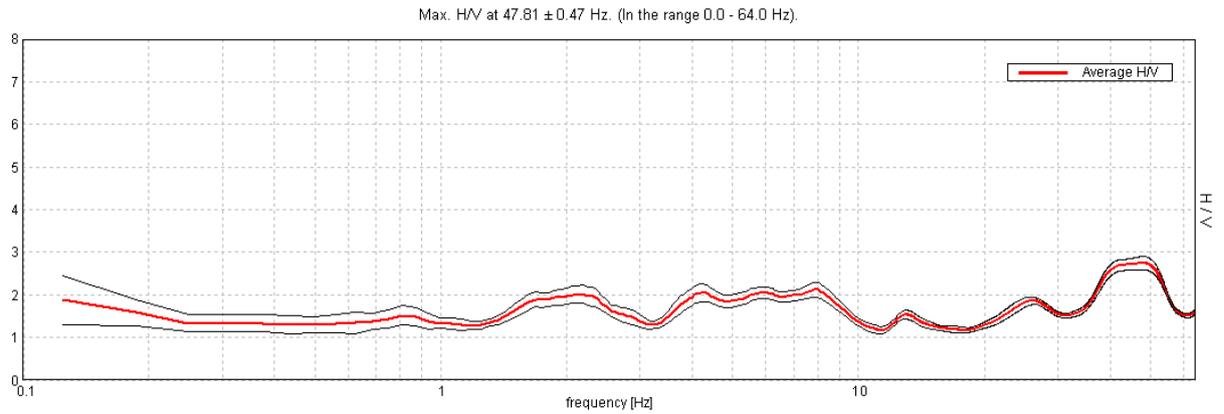
Max. HV at  $9.19 \pm 1.03$  Hz. Max.(N-S)/V:  $9.19 \pm 0.93$  Hz. Max.(E-W)/V:  $9.31 \pm 1.42$  Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



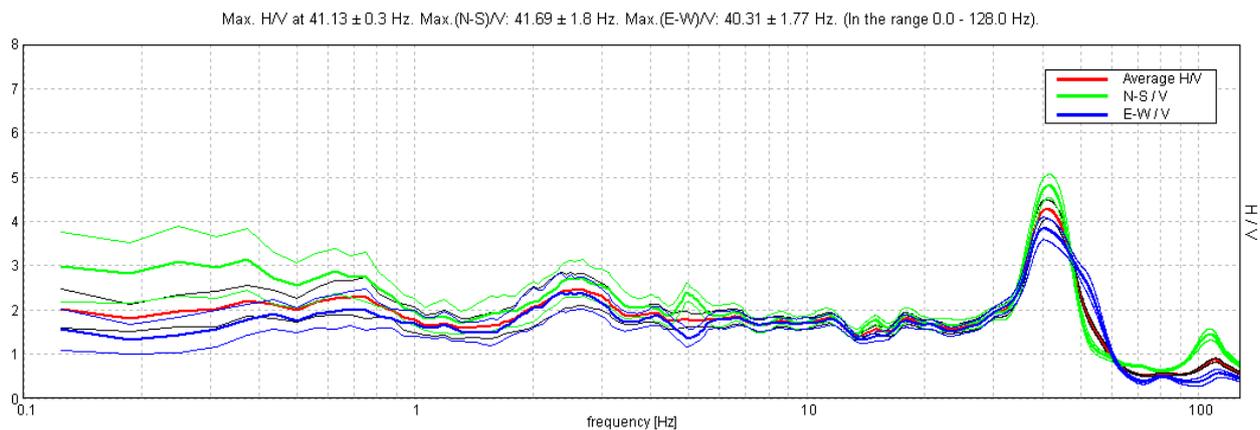
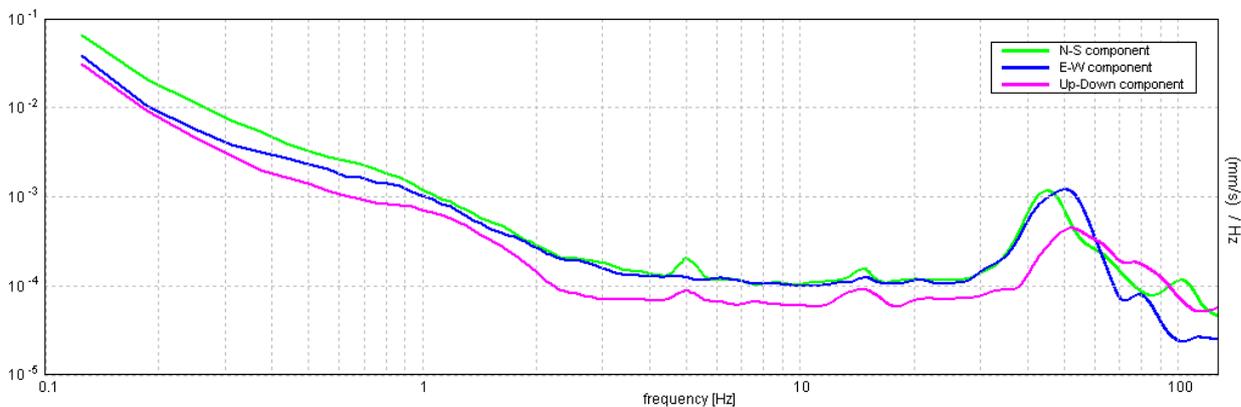
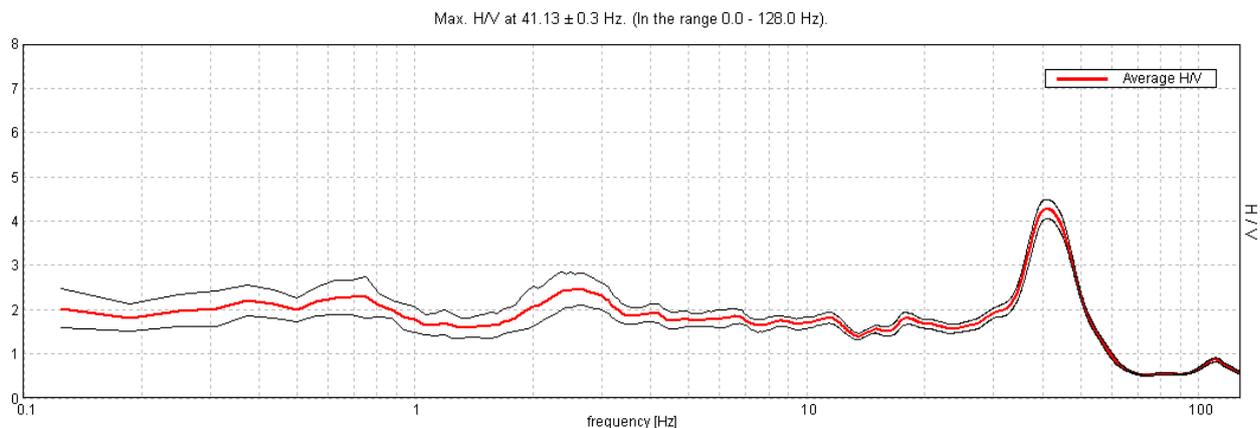
**Sondaggio tromografico T2**



**Sondaggio tromografico T3**

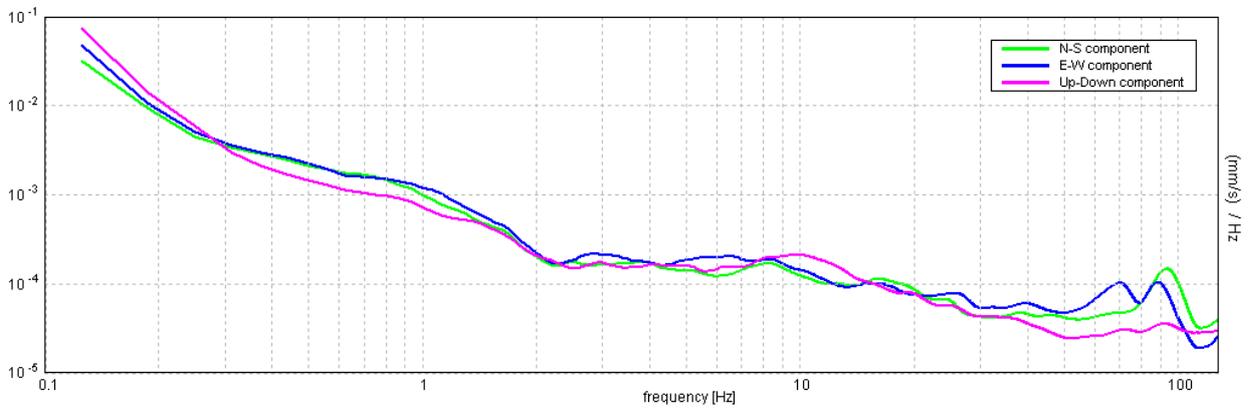
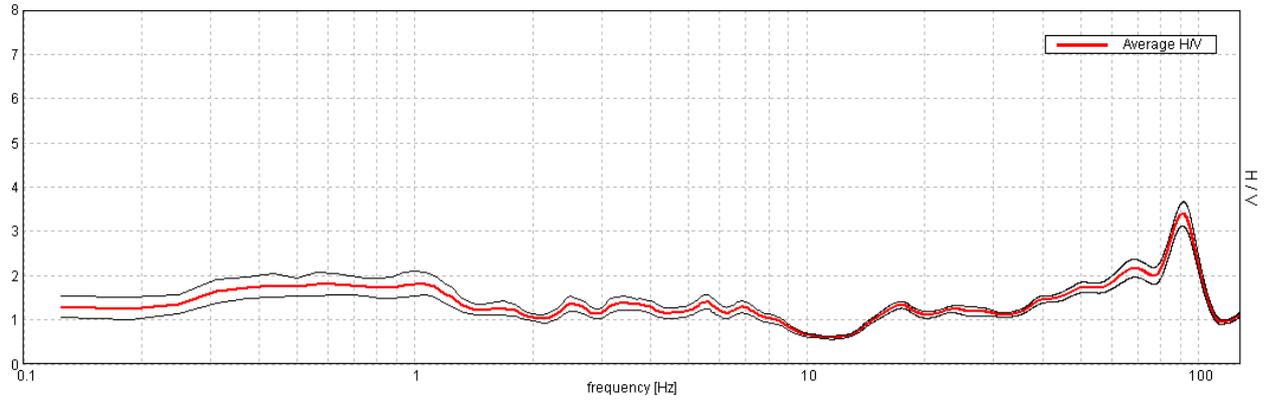


**Sondaggio tromografico T4**

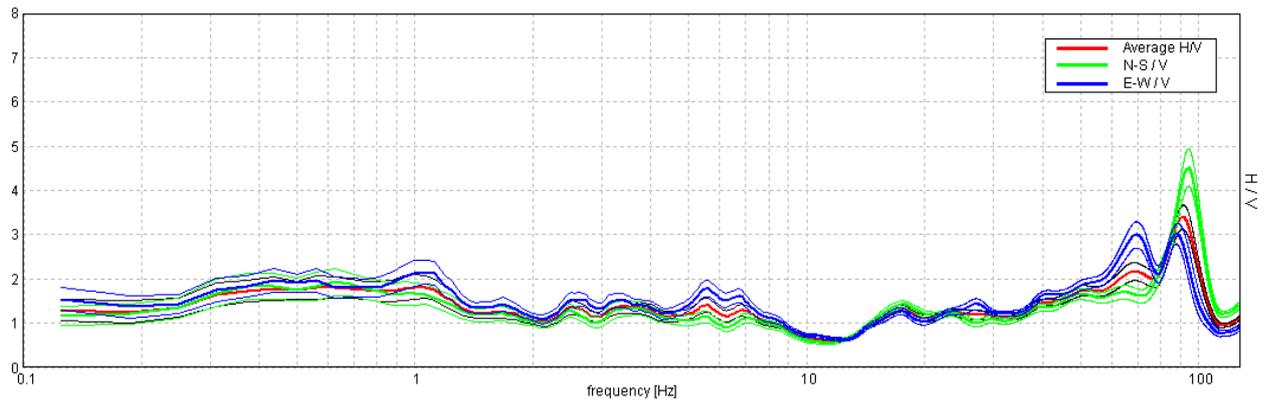


**Sondaggio tromografico T5**

Max. HVV at 91.25 ± 0.27 Hz. (In the range 0.0 - 128.0 Hz).

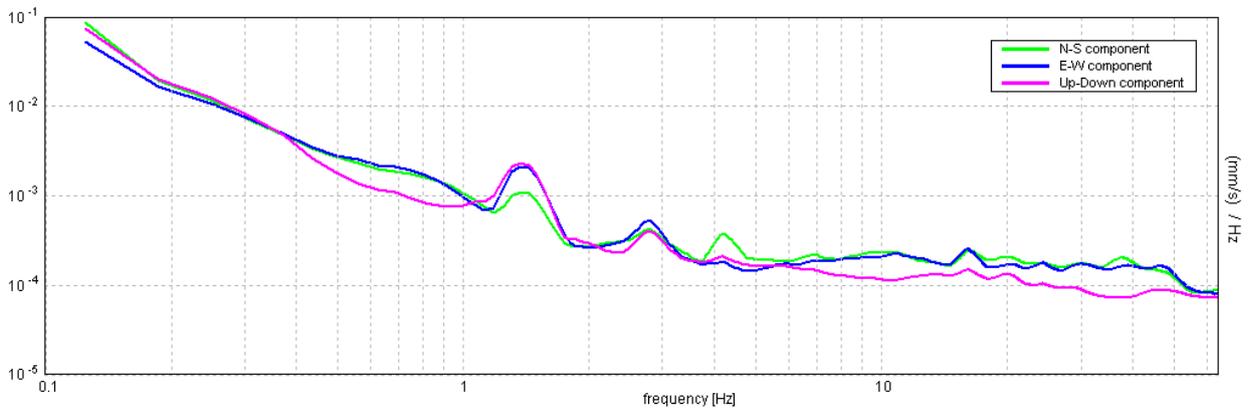
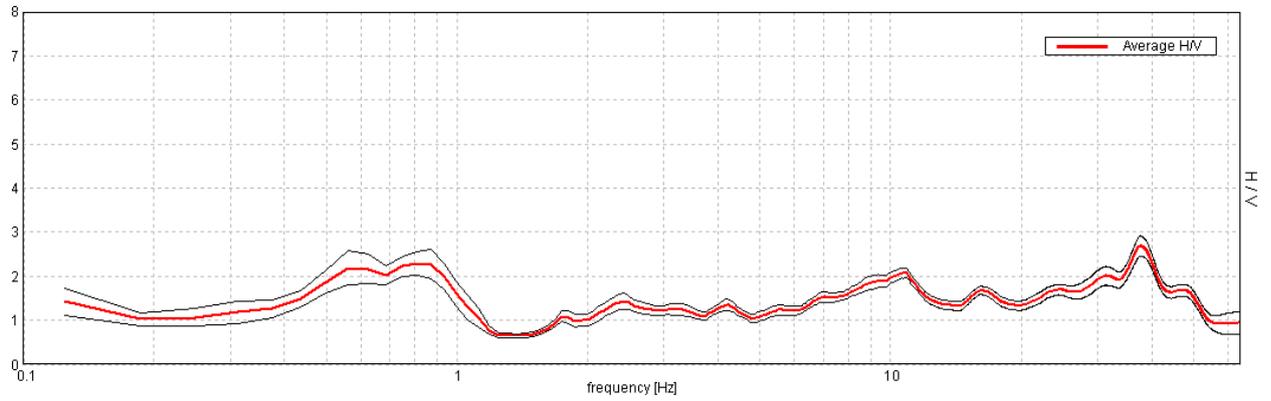


Max. HVV at 91.25 ± 0.27 Hz. Max.(N-S)/V: 94.38 ± 0.12 Hz. Max.(E-W)/V: 88.13 ± 4.95 Hz. (In the range 0.0 - 128.0 Hz).

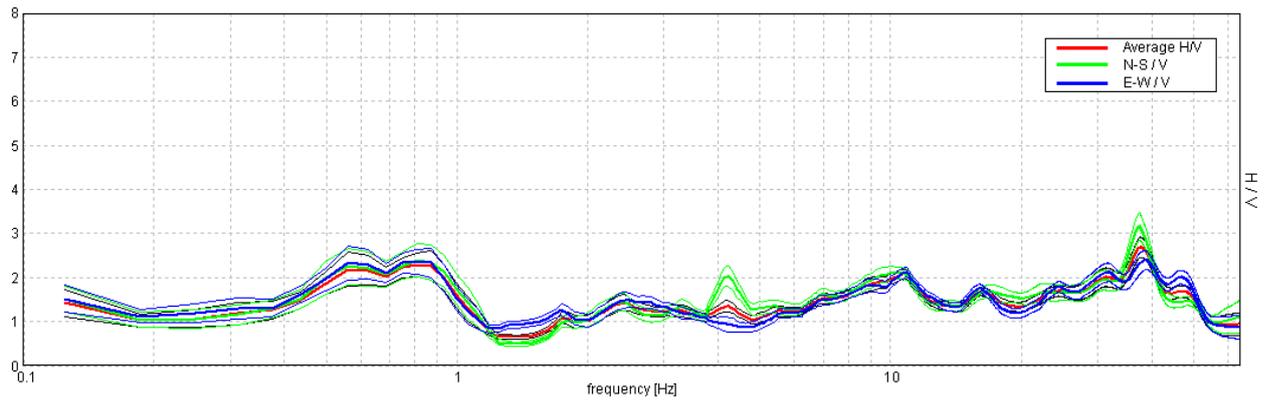


**Sondaggio tromografico T6**

Max. HV at  $37.5 \pm 4.16$  Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



Max. HV at  $37.5 \pm 4.16$  Hz. Max. (N-S)/V:  $37.44 \pm 3.28$  Hz. Max. (E-W)/V:  $38.75 \pm 6.7$  Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



***Sondaggio tromografico T1***



***Sondaggio tromografico T2***



***Sondaggio tromografico T3***



***Sondaggio tromografico T4***



***Sondaggio tromografico T5***



***Sondaggio tromografico T6***



I dati sperimentali ricavati dalle indagini di sismica passiva a stazione singola permettono di ricavare una stima delle velocità delle onde di taglio  $V_s$ .

In generale, la frequenza di risonanza delle onde S che viaggiano all'interno di uno strato è legata al tempo di tragitto delle onde S nello strato stesso dalla relazione:

$$f_r = \frac{1}{4T_H}$$

Dove  $T_H$  è il tempo di tragitto dall'interfaccia risonante e  $f_r$  è la frequenza di risonanza.

A partire dalla formula precedente e conoscendo la profondità  $h$  dell'interfaccia risonante è definibile la velocità media delle onde S nella struttura risonante

$$V = \frac{H}{T_H}$$

e

$$f_r = \frac{1}{4T_H}$$

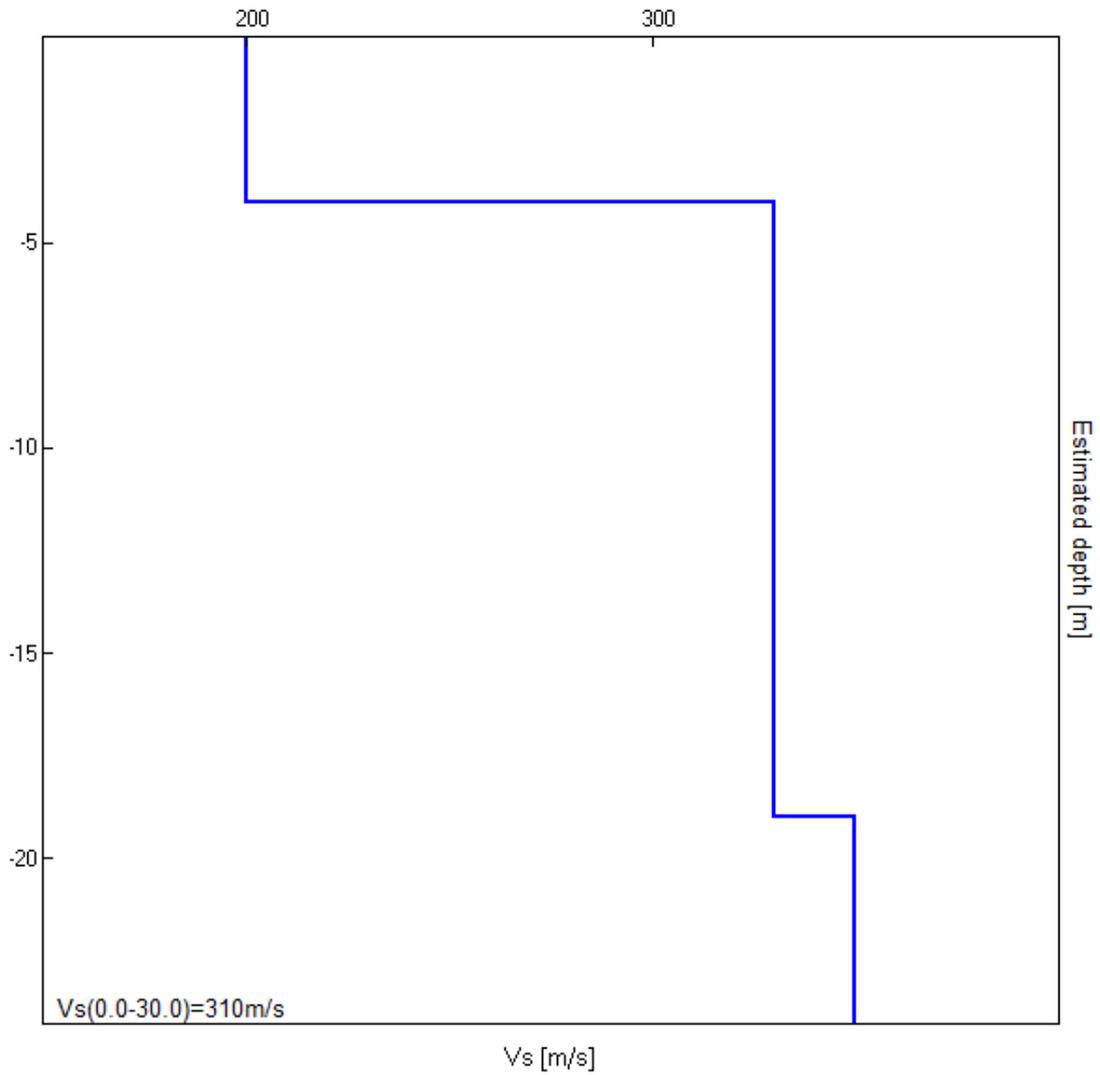
da cui si ricava

$$v = 4f_r h$$

Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori delle velocità delle onde trasversali per i primi 40 m di profondità dal piano compagna, registrate durante l'esecuzione dei sondaggi.

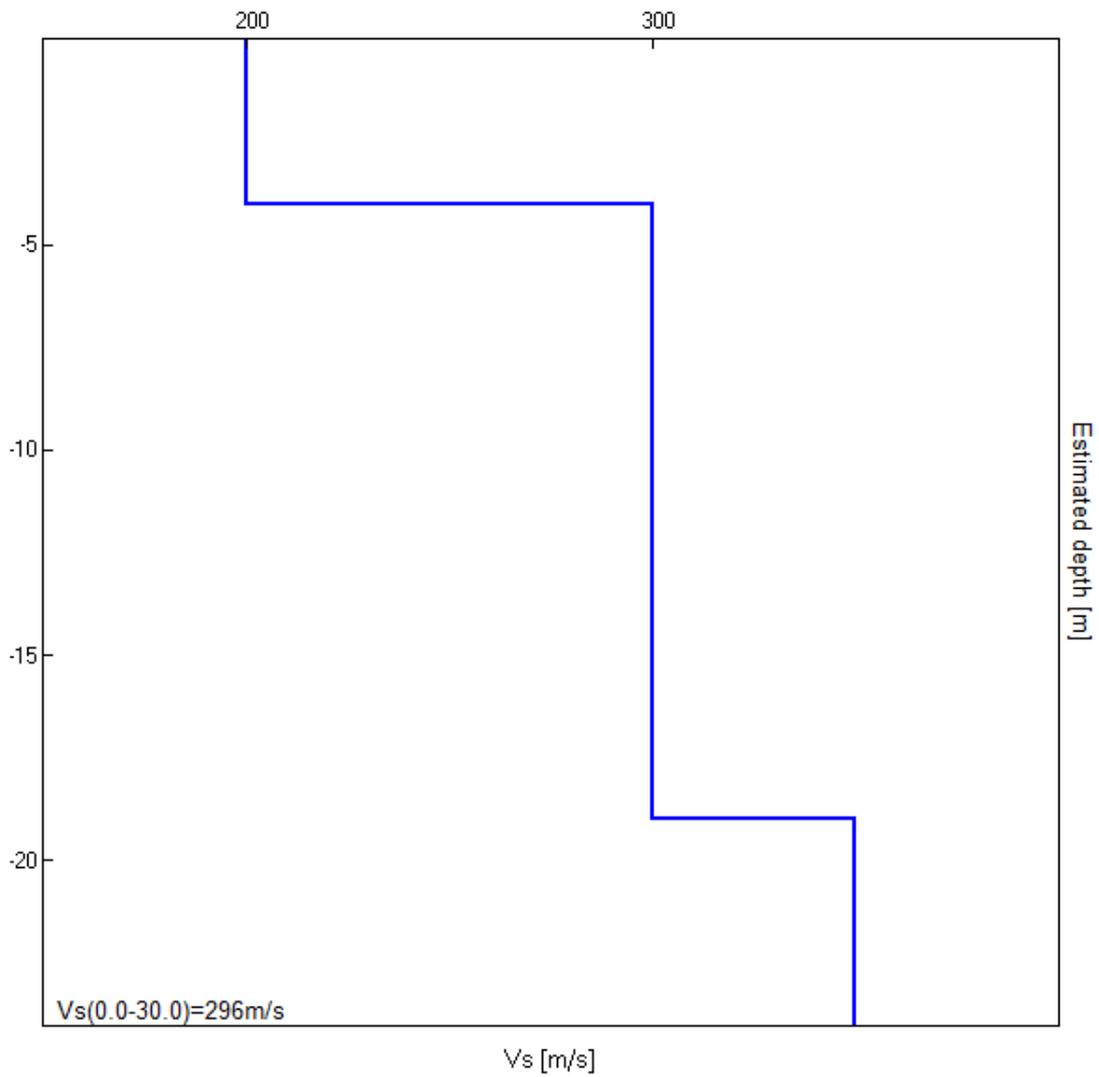
**Sondaggio tromografico T1**

<b>Profondità (m)</b>	<b>Vs (m/s)</b>	<b>Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018</b>	
0.00 – 4.00	200	C	<b>C</b> (Vs30=310 m/s)
4.00 – 19.00	330	C	
19.00 – 30.00	350	C	



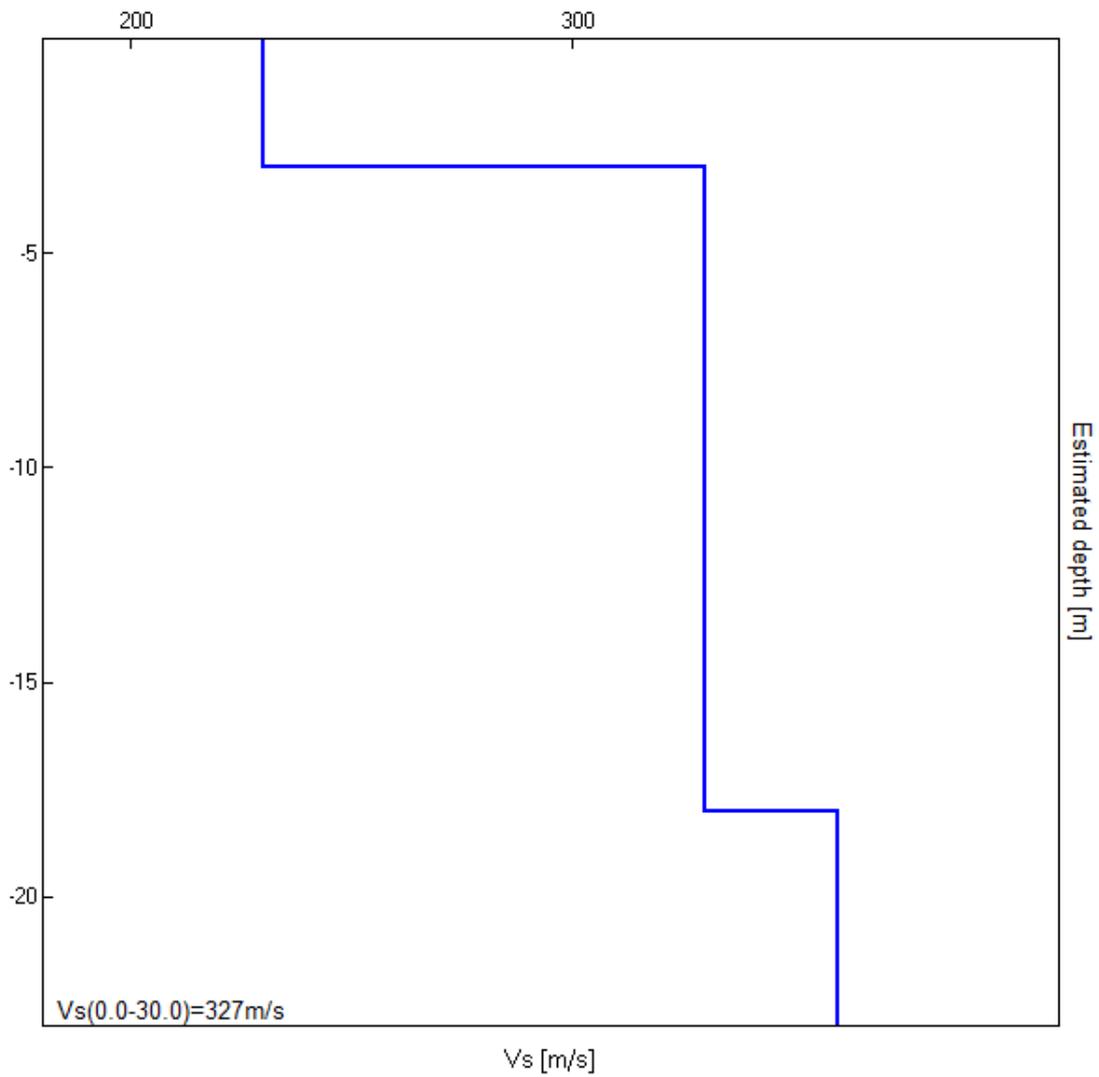
**Sondaggio tromografico T2**

<b>Profondità (m)</b>	<b>Vs (m/s)</b>	<b>Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018</b>	
0.00 – 3.00	200	C	<b>C</b> (Vs30=296 m/s)
3.00 – 19.00	300	C	
19.00 – 30.00	360	C	



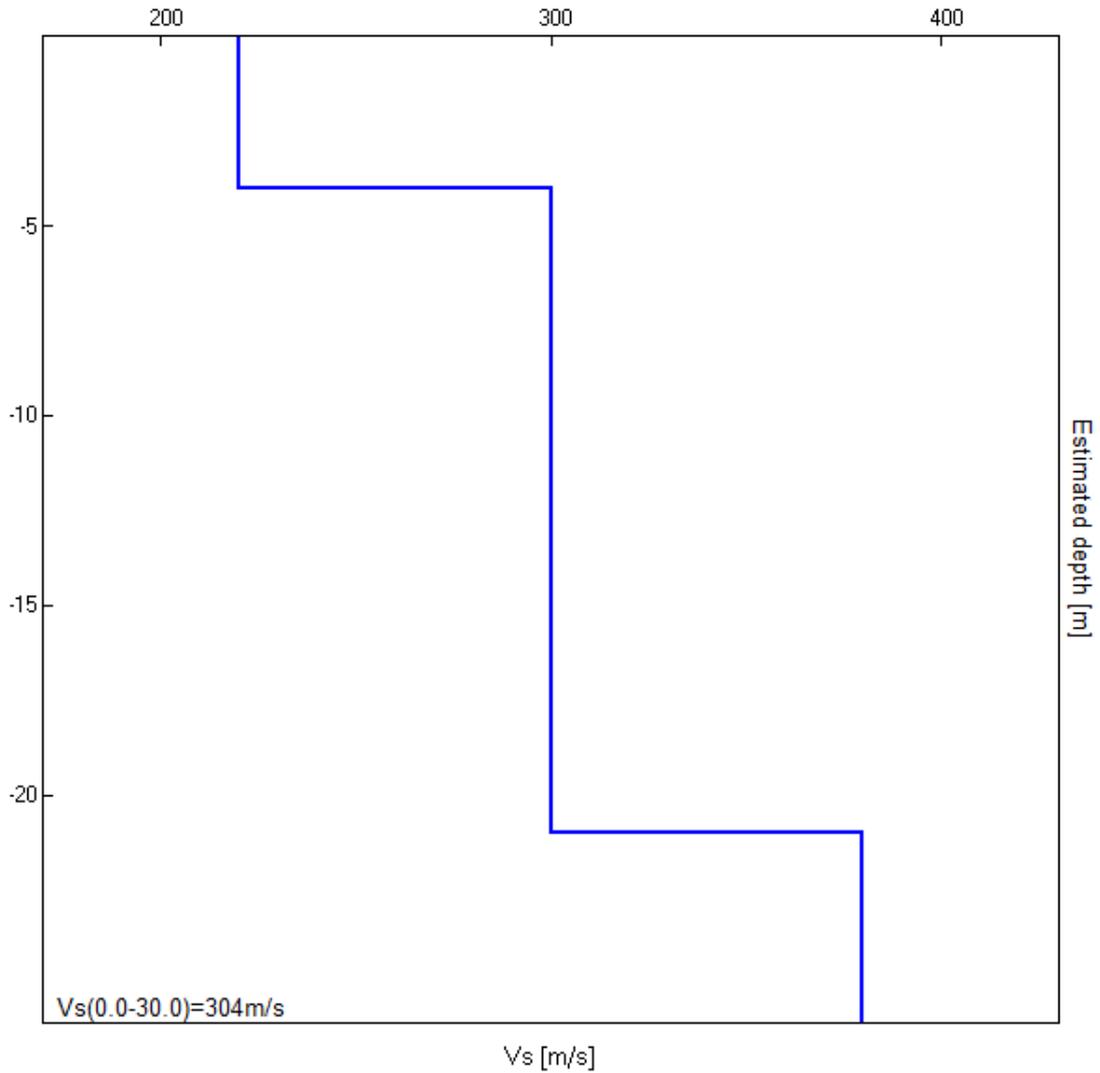
**Sondaggio tomografico T3**

<b>Profondità (m)</b>	<b>Vs (m/s)</b>	<b>Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018</b>	
0.00 – 3.00	230	C	<b>C</b> (Vs30=327 m/s)
3.00 – 18.00	330	C	
18.00 – 30.00	360	C	



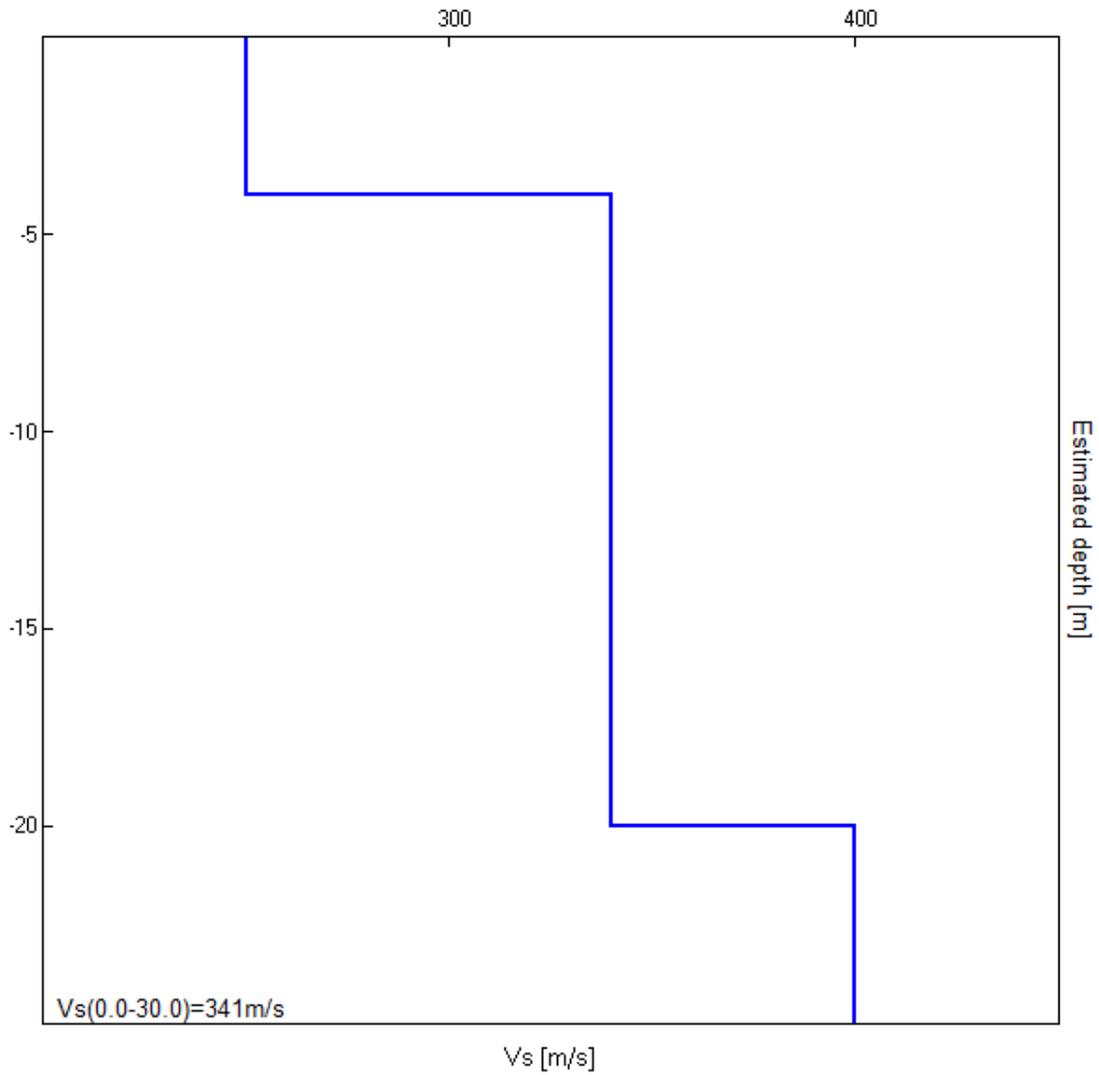
**Sondaggio tromografico T4**

<b>Profondità (m)</b>	<b>Vs (m/s)</b>	<b>Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018</b>	
0.00 – 4.00	220	C	<b>C</b> (Vs30=304 m/s)
4.00 – 21.00	300	C	
21.00 – 30.00	380	B	



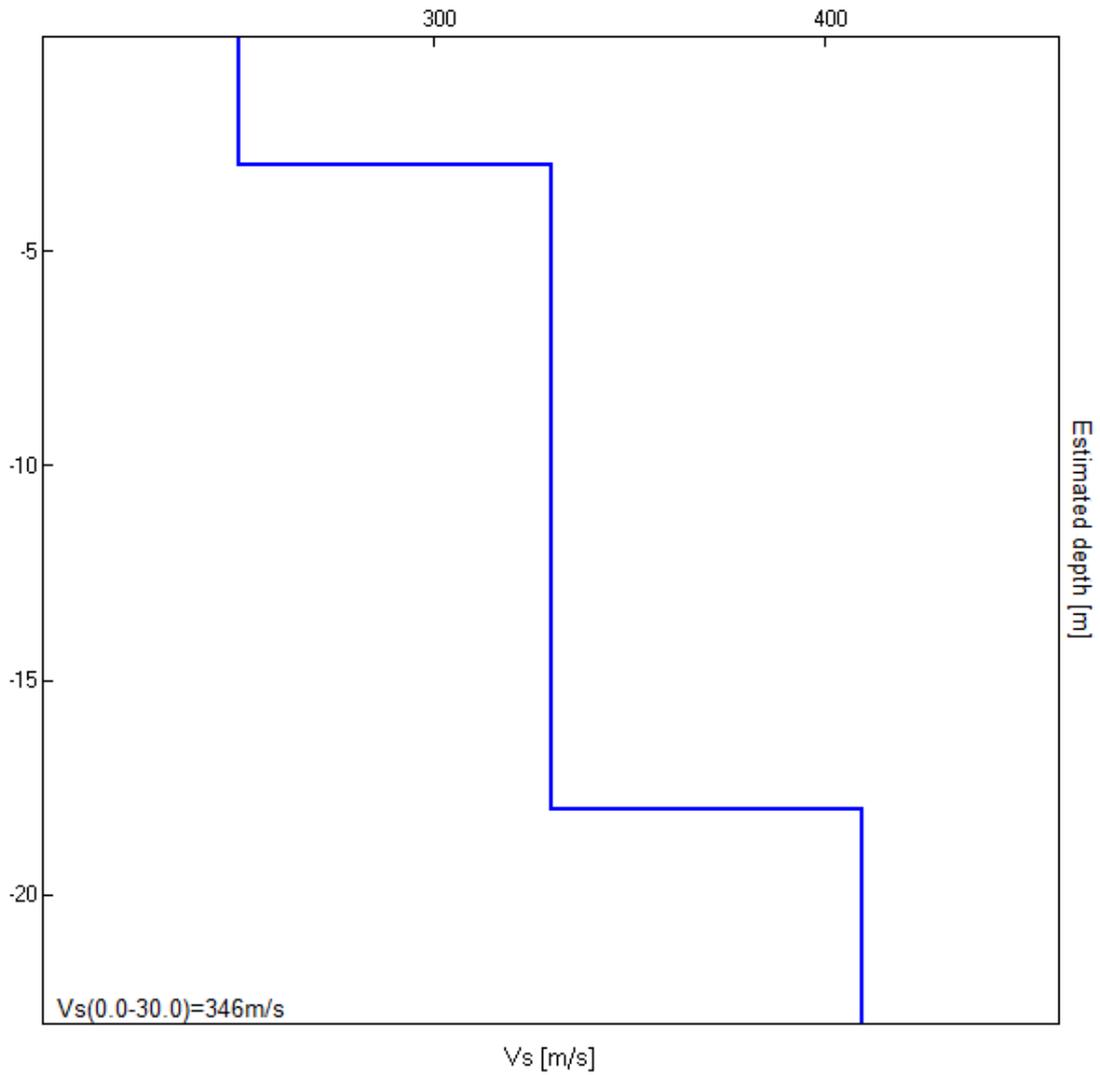
**Sondaggio tromografico T5**

<b>Profondità (m)</b>	<b>Vs (m/s)</b>	<b>Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018</b>	
0.00 – 4.00	250	C	<b>C</b> (Vs30=341 m/s)
4.00 – 20.00	340	C	
20.00 – 30.00	400	B	



**Sondaggio tromografico T6**

<b>Profondità (m)</b>	<b>Vs (m/s)</b>	<b>Categoria sismica ai sensi del D.M. del 17/01/2018</b>	
0.00 – 3.00	250	C	<b>C</b> (Vs30=346 m/s)
3.00 – 18.00	330	C	
18.00 – 30.00	410	B	



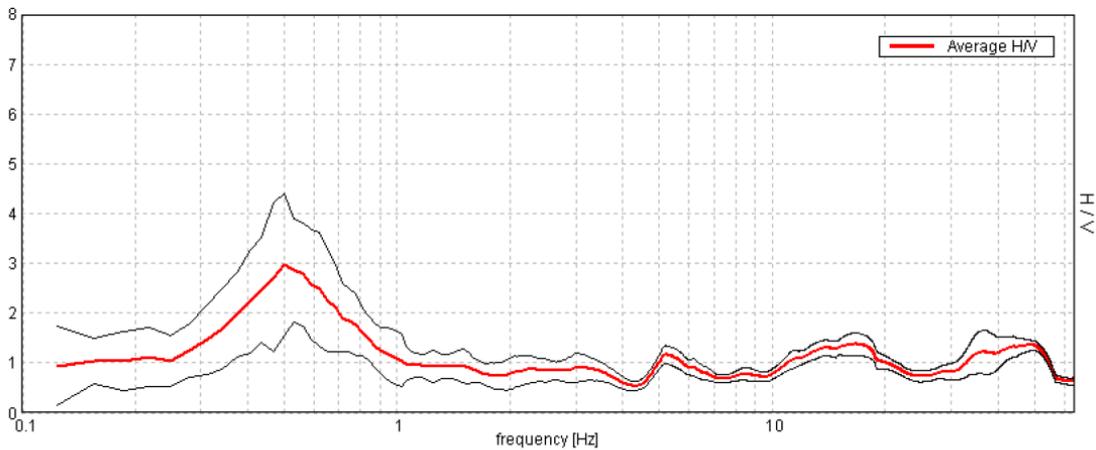
**RISULTATI TRATTI DALLA RELAZIONE "STEM"**

**Sondaggio Sismico TR1**

Strumento: TRS-0007/00-06  
 Inizio registrazione: 19/11/14 08:14:58 Fine registrazione: 19/11/14 08:34:59  
 Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN  
 Coordinate: 38.20199 (latit.), 15.28161 (long.)  
 Durata registrazione: 0h20'00". Analizzato 57% tracciato (selezione manuale)  
 Freq. campionamento: 128 Hz  
 Lunghezza finestre: 20 s  
 Tipo di lisciamento: Triangular window  
 Lisciamento: 12%

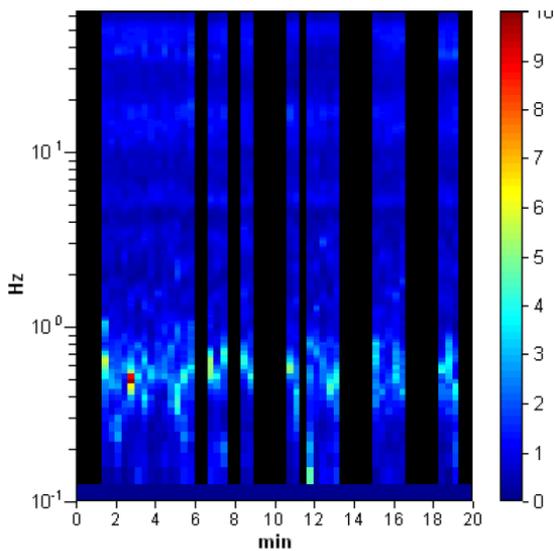
**RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE**

Max. H/V at 0.5 ± 0.01 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).

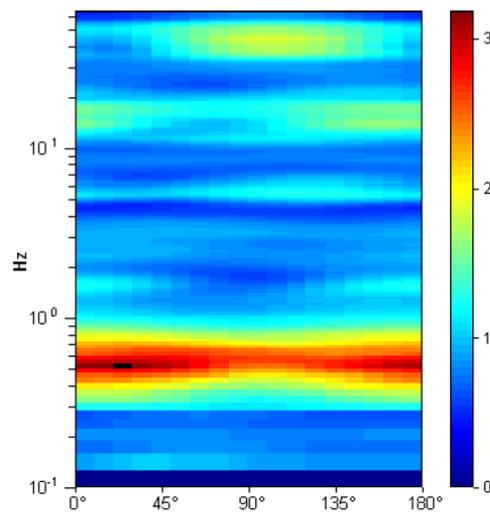


Curva H/V in rosso ed intervallo di confidenza al 95% (linee nere)

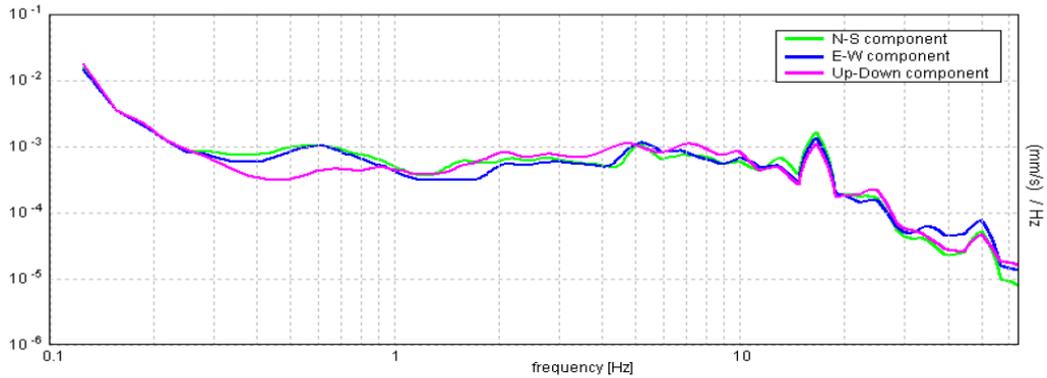
**SERIE TEMPORALE H/V**



**DIREZIONALITA' H/V**

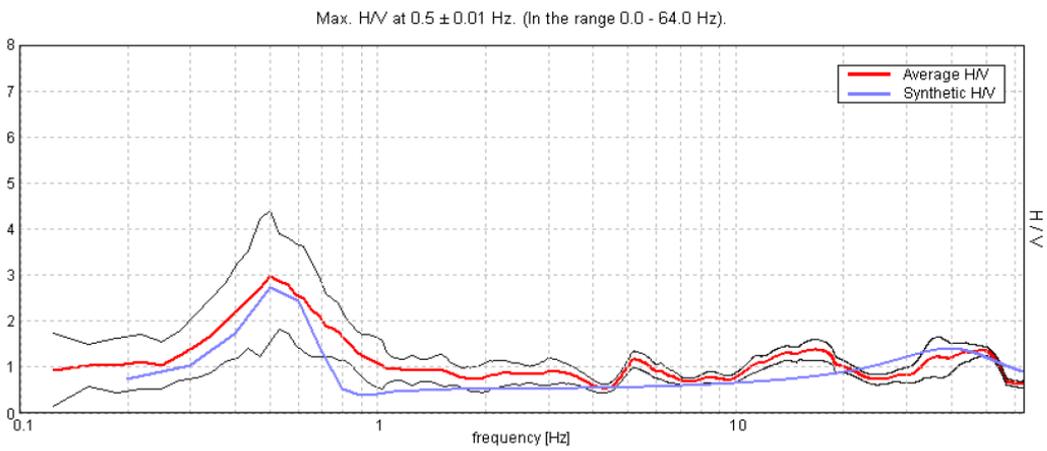


### SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Spettri di ampiezza in velocità delle tre componenti del moto

### H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Confronto tra la curva H/V sperimentale (in rosso) e teorica (in blu)



Foto 1. Disposizione sul terreno dell’acquisitore sismico durante l’effettuazione del sondaggio Tr1 (in secondo piano si individua il bocca pozzo del sondaggio meccanico S1)

[Secondo le linee guida SESAME, 2005. **Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di *grilla* prima di interpretare la tabella seguente.**]

**Picco H/V a  $0.5 \pm 0.01$  Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).**

<b>Criteri per una curva H/V affidabile</b> [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]			
$f_0 > 10 / L_w$	$0.501 > 0.50$	<b>OK</b>	
$n_c(f_0) > 200$	$340.0 > 200$	<b>OK</b>	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 25	<b>OK</b>	
<b>Criteri per un picco H/V chiaro</b> [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]			
<b>Esiste <math>f^-</math> in <math>[f_0/4, f_0]</math>   <math>A_{H/V}(f^-) &lt; A_0 / 2</math></b>	0.313 Hz	<b>OK</b>	
<b>Esiste <math>f^+</math> in <math>[f_0, 4f_0]</math>   <math>A_{H/V}(f^+) &lt; A_0 / 2</math></b>	0.844 Hz	<b>OK</b>	
$A_0 > 2$	$2.98 > 2$	<b>OK</b>	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.01388  < 0.05$	<b>OK</b>	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.00694 < 0.075$	<b>OK</b>	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.6929 < 2.0$	<b>OK</b>	

$L_w$	lunghezza della finestra
$n_w$	numero di finestre usate nell’analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
$f$	frequenza attuale
$f_0$	frequenza del picco H/V
$\sigma_f$	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
$A_0$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f_0$
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f$
$f^-$	frequenza tra $f_0/4$ e $f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
$f^+$	frequenza tra $f_0$ e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$ , $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per $\sigma_f$ e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

### 3 Indagine di sismica attiva “MASW”

Nell’ambito del presente studio sono state utilizzate:

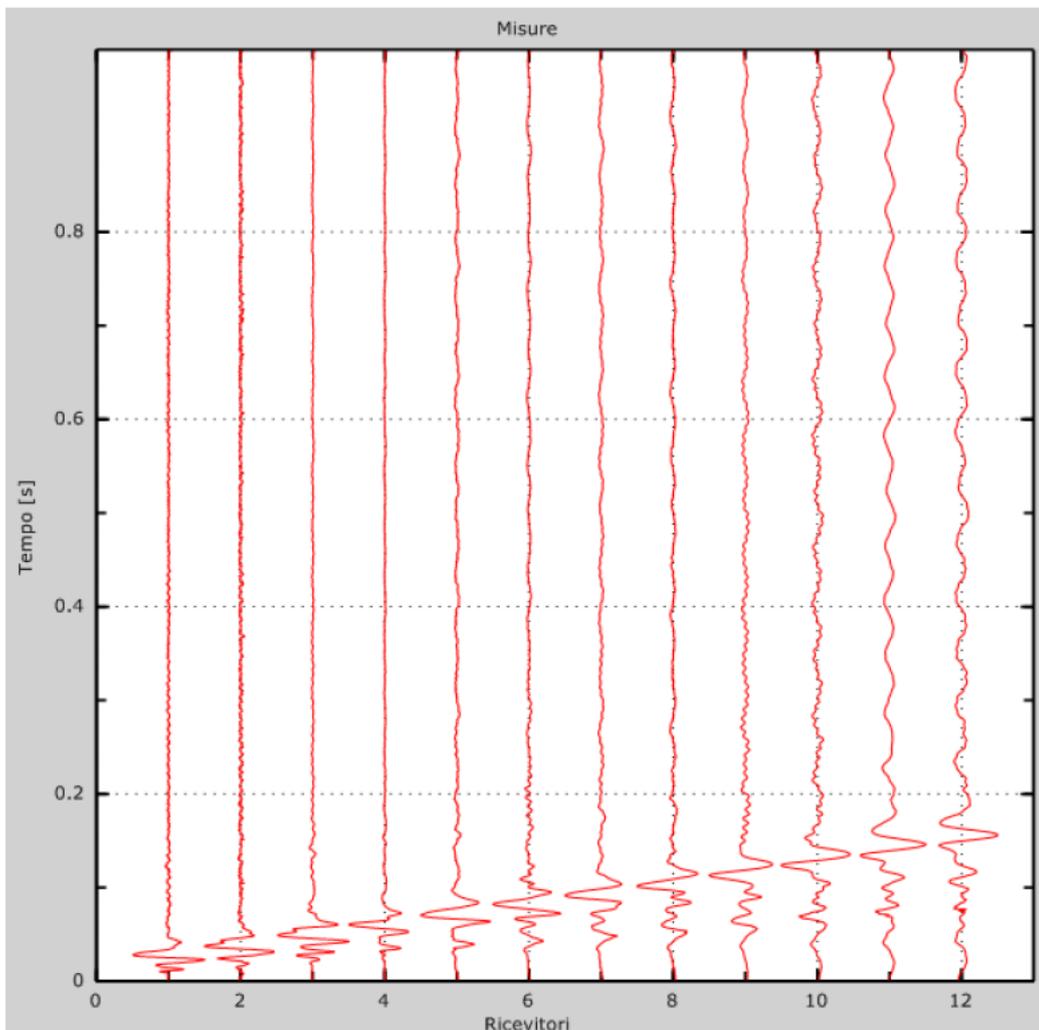
- ✓ n. 1 indagine di sismica attiva “MASW” denominata MW1 tratti dalla relazione STEM.

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti.

**Allegato A – Elaborazione indagine MASW**

**A - Dati sperimentali**

Numero di ricevitori .....	12
Distanza tra i sensori: .....	2m
Numero di campioni temporali.....	7651
Passo temporale di acquisizione.....	0.13ms
Numero di ricevitori usati per l’analisi.....	12
L’intervallo considerato per l’analisi comincia a .....	0ms
L’intervallo considerato per l’analisi termina a .....	2000ms
I ricevitori non sono invertiti (l’ultimo ricevitore è l’ultimo per l’analisi)	



**B - Risultati delle analisi**

Frequenza finale .....45Hz  
Frequenza iniziale.....2Hz

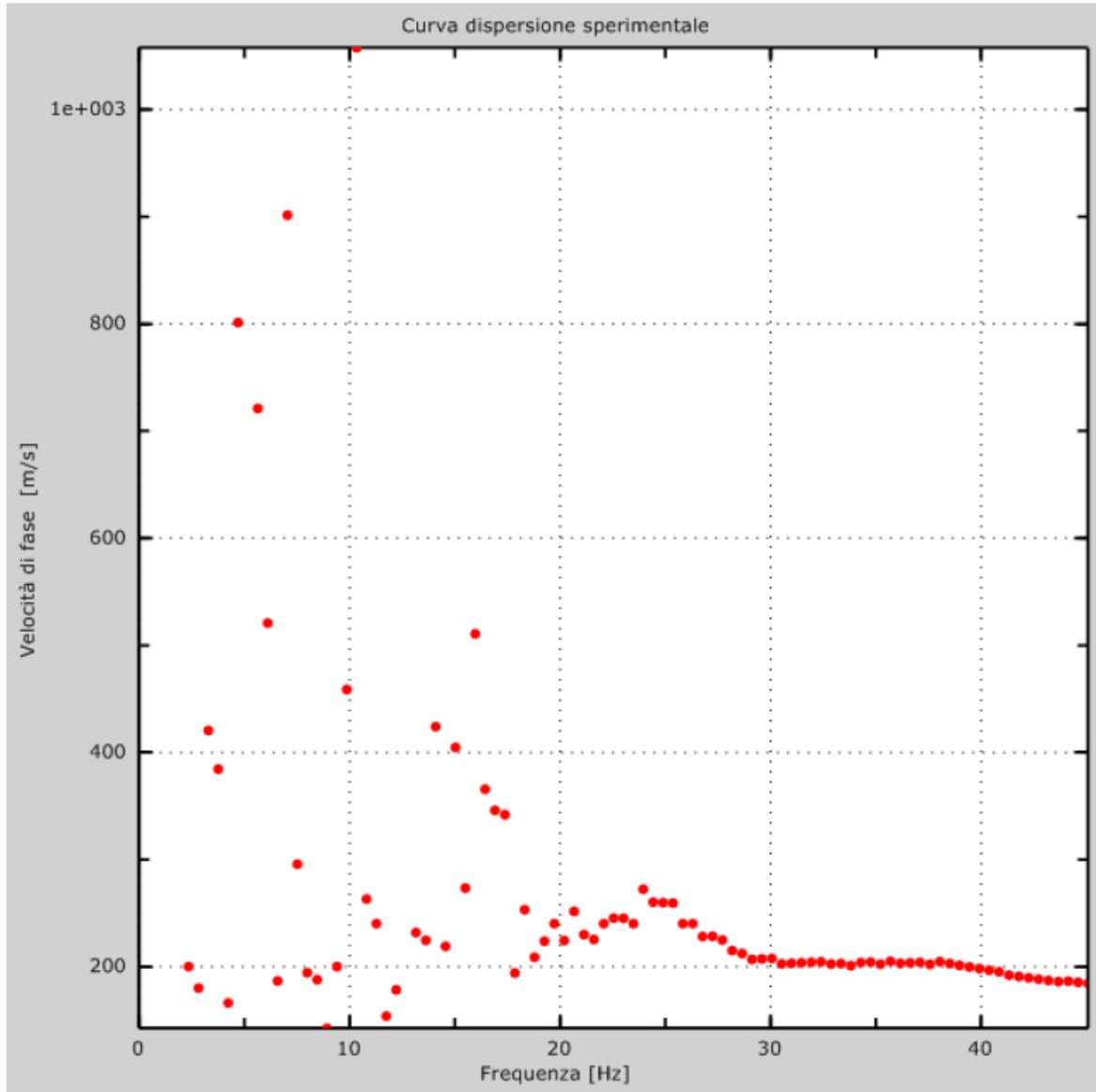


Figura 2: Curva dispersione sperimentale

C - Curva di dispersione

Freq. [Hz]	V. fase [m/s]	V. fase min [m/s]	V. fase max [m/s]
7.31054	310.277	195.641	424.912
10.5815	276.018	199.594	352.442
12.9457	260.206	166.653	353.759
15.0831	261.524	132.394	390.653
17.5444	239.124	173.241	305.006
19.6171	229.9	169.288	290.512
21.9165	248.347	187.735	308.959
24.2483	249.665	191.688	307.641
26.7096	224.63	203.547	245.712
28.0762	217.24	195.516	238.964
30.2594	205.66	185.094	226.226
32.4425	204.568	184.111	225.025
34.6257	204.361	183.925	224.797
36.8089	203.962	183.566	224.358
38.9921	201.454	181.309	221.599
41.1753	193.251	173.926	212.576
43.3584	187.026	168.324	205.729
44.7484	185.1	171.924	198.277

Tabella 1: Curva di dispersione

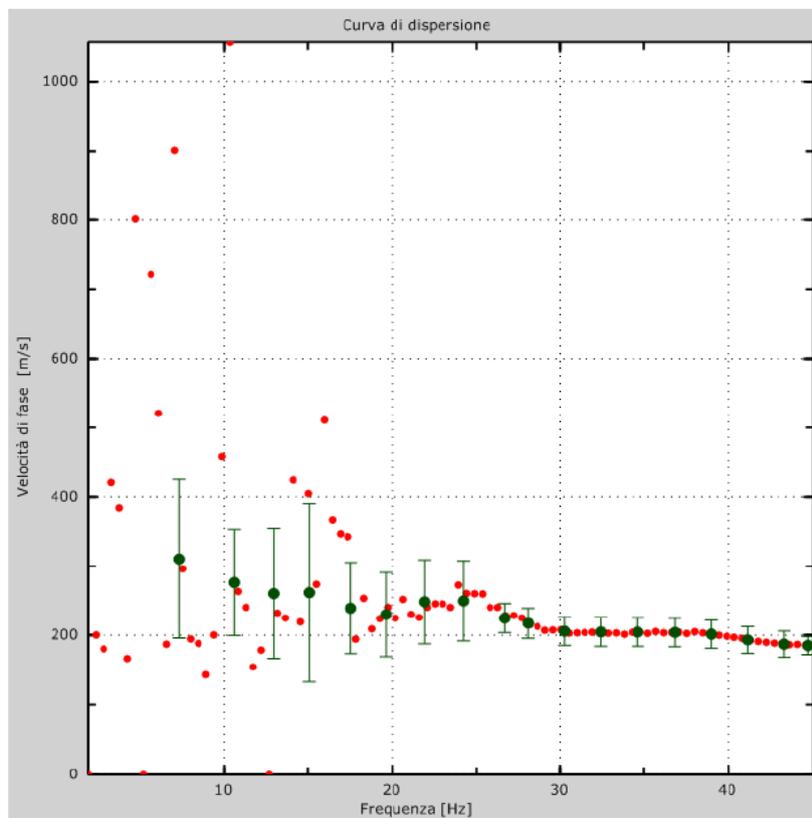


Figura 3: Curva di dispersione

**D - Profilo in sito**

Numero di strati (escluso semispazio).....	5
Spaziatura ricevitori [m].....	2m
Numero ricevitori .....	12
Numero modi.....	1

**Strato 1**

h [m] .....	2
z [m] .....	-2
Vs min [m/s].....	103
Vs max [m/s] .....	288
Vs fin.[m/s].....	192

**Strato 2**

h [m] .....	3
z [m] .....	-5
Vs min [m/s].....	125
Vs max [m/s] .....	392
Vs fin.[m/s].....	261

**Strato 3**

h [m] .....	3
z [m] .....	-8
Vs min [m/s].....	145
Vs max [m/s] .....	444
Vs fin.[m/s].....	296

**Strato 4**

h [m] .....	4
z [m] .....	-12
Vs min [m/s].....	153
Vs max [m/s] .....	488
Vs fin.[m/s].....	325

**Strato 5**

h [m] .....	18
z [m] .....	-00
Vs min [m/s].....	172
Vs max [m/s] .....	576
Vs fin.[m/s].....	384

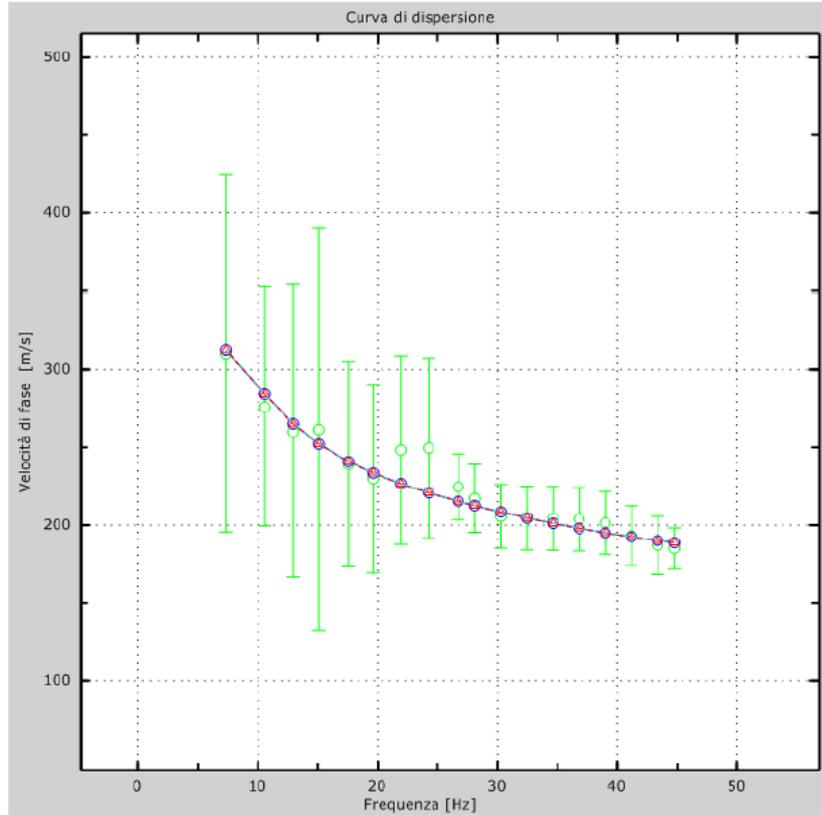


Figura 4: Velocità numeriche – punti sperimentali (verde), modi di Rayleigh (ciano), curva apparente (blu), curva numerica (rosso)

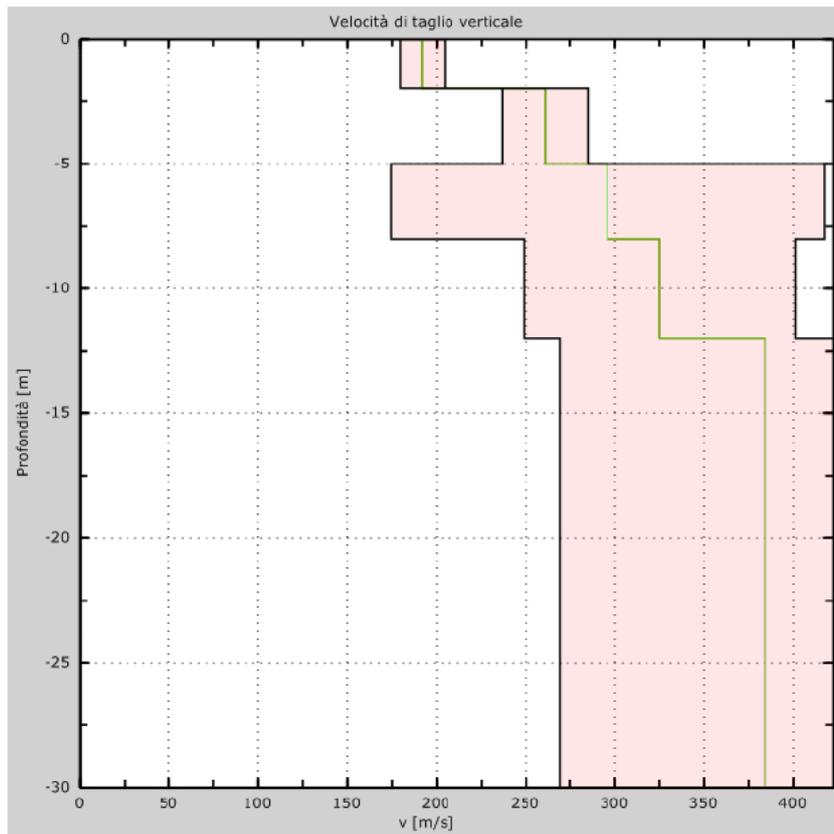


Figura 5: Profilo Vs numerico; incertezza 0,5 sigma

## E - Risultati finali

 **$V_{s30}$ : 328 m/s****Categoria di sottosuolo: C**

La normativa applicata è il DM 14 gennaio 2008

Il sito appartiene alle classi A, B, C, D, E o S1 (alluvionale, ghiaia, sabbia, limo, argilla, roccia).

Il sito non è suscettibile di liquefazione e non è argilla sensitiva.

L'unità geotecnica dello strato rigido è la numero 5

Le caratteristiche meccaniche degli strati migliorano gradualmente con la profondità

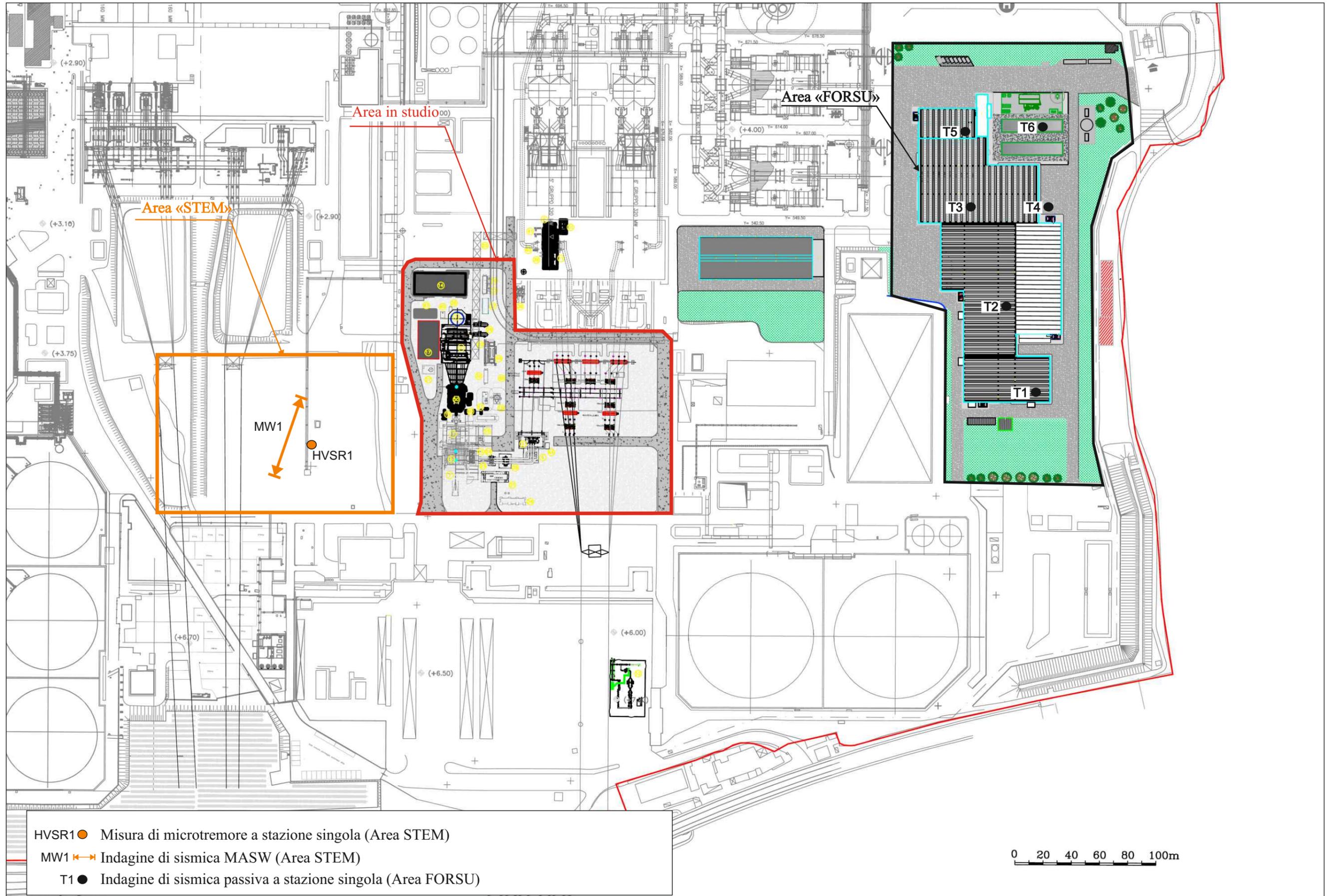
Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto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

Tabella 3.2.II NTC – Categorie di sottosuolo

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

Tabella 3.2.III NTC – Categorie aggiuntive di sottosuolo

# PLANIMETRIA CON L'UBICAZIONE DELLE INDAGINI SISMICHE UTILIZZATE



## 4 Caratteristiche sismiche del territorio

Ai fini sismici il territorio interessato è incluso nell'elenco delle località sismiche con un livello di pericolosità 2. Tale classificazione è stata dettata dalla O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/03 "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica*" e confermata dalla Regione Sicilia (DGR 408 del 19/12/2003).

In questo quadro trova conferma la classificazione sismica dell'area e la necessità di studiare le eventuali modificazioni che dovessero subire le sollecitazioni sismiche ad opera dei fattori morfologici, strutturali e litologici.

Tali studi, eseguiti anche in Italia nelle zone dell'Irpinia, del Friuli, dell'Umbria e più recentemente di Palermo, del Molise, dell'Abruzzo e del Lazio, hanno evidenziato notevoli differenze di effetti da zona a zona nell'ambito di brevi distanze, associate a differenti morfologie dei siti o a differenti situazioni geologiche e geotecniche dei terreni.

In tal senso sembra opportuno soffermarsi su alcuni aspetti di carattere generale riguardanti la tematica in oggetto, utili all'inquadramento del "problema sismico".

La propagazione delle onde sismiche verso la superficie è influenzata dalla deformabilità dei terreni attraversati. Per tale ragione gli accelerogrammi registrati sui terreni di superficie possono differire notevolmente da quelli registrati al tetto della formazione di base, convenzionalmente definita come substrato nel quale le onde di taglio, che rappresentano la principale causa di trasmissione degli effetti delle azioni sismiche verso la superficie, si propagano con velocità maggiori o uguali a 1.000 m/sec.

Si può osservare in generale che nel caso in cui la "formazione di base" sia ricoperta da materiali poco deformabili e approssimativamente omogenei gli accelerogrammi che si registrano al tetto della formazione di base non differiscono notevolmente da quelli registrati in superficie: inoltre in tale caso lo spessore dei terreni superficiali non influenza la risposta dinamica locale significativamente.

Nel caso in cui la formazione di base è ricoperta da materiali deformabili, gli accelerogrammi registrati sulla formazione ed in superficie possono differire notevolmente, in particolare le caratteristiche delle onde sismiche vengono modificate in misura maggiore all'aumentare della deformabilità dei terreni.

La trasmissione di energia dal bed-rock verso la superficie subisce trasformazioni tanto più accentuate quanto più deformabili sono i terreni attraversati; all'aumentare della deformabilità alle alte frequenze di propagazione corrispondono livelli di energia più bassi e viceversa a frequenze più basse corrispondono livelli di energia più alti.

Il valore del periodo corrispondente alla massima accelerazione cresce quanto la rigidità dei terreni diminuisce; nel caso di rocce sciolte tale valore aumenta anche all'aumentare della potenza dello strato di terreno.

Di particolare importanza è, inoltre, lo studio dei contatti stratigrafici in affioramento soprattutto tra terreni a risposta sismica differenziata.

In riferimento al D.M. 17/01/2018, i terreni, come si evince dai risultati delle indagini geofisiche utilizzate, appartengono alla Categoria C - "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_s$ , 30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT, 30 < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu, 30 < 250$  kPa nei terreni a grana fina)*".

La classificazione topografica si basa sulle categorie esposte nella Tabella 3.2.III (N.T.C. 2018), che si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, da considerarsi nella definizione dell'azione sismica solo se di altezza maggiore di 30 m.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Considerato che l'area è sub-pianeggiante, la categoria topografica risulta essere T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .

Di seguito sono riportate le tabelle 3.2.IV e Tab. 3.2.V relative rispettivamente alla amplificazione stratigrafica e topografica (N.T.C. 2018).

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$* 

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_{\text{E}}}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_{\text{E}}}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_{\text{E}}}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_{\text{E}}}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$* 

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a $30^\circ$	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di $30^\circ$	1,4

## 5 Liquefazione dei terreni

Di seguito vengono riportati i risultati delle verifiche a liquefazione tratti dalla relazione geologico-tecnica eseguita dal sottoscritto nell'ambito del progetto "Impianto di trattamento e recupero della Forsu" nell'anno 2018.

Con il termine "liquefazione" si intende un processo in seguito al quale un sedimento che si trova al di sotto del livello freatico perde temporaneamente resistenza e si comporta come un fluido viscoso a causa di un aumento della pressione neutra e di una riduzione della pressione efficace.

La liquefazione ha luogo quando la pressione dei pori aumenta fino ad eguagliare la pressione intergranulare.

Il paragrafo 7.11.3.4 del D.M. 17 gennaio 2018 stabilisce che, in caso di scuotimento sismico, il sito presso il quale è ubicata l'opera deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle seguenti figure nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

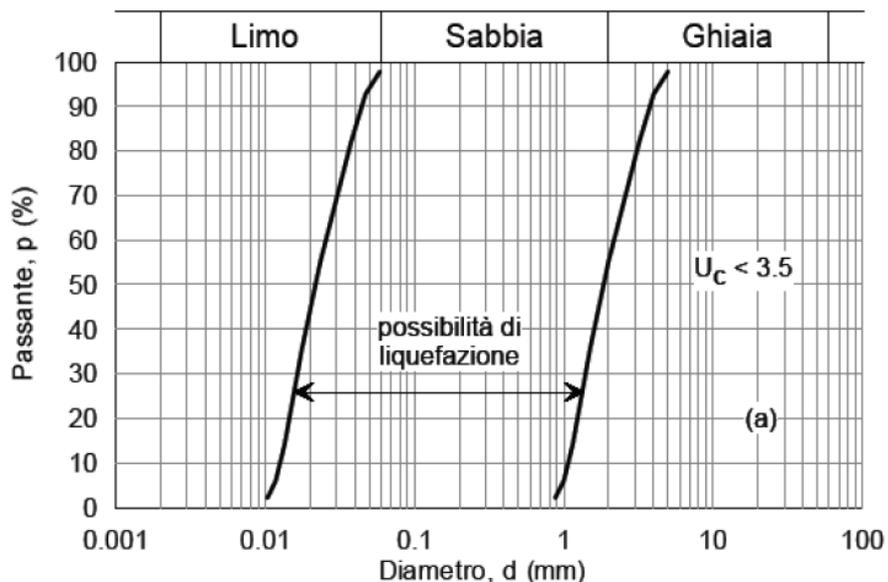


Fig. 1

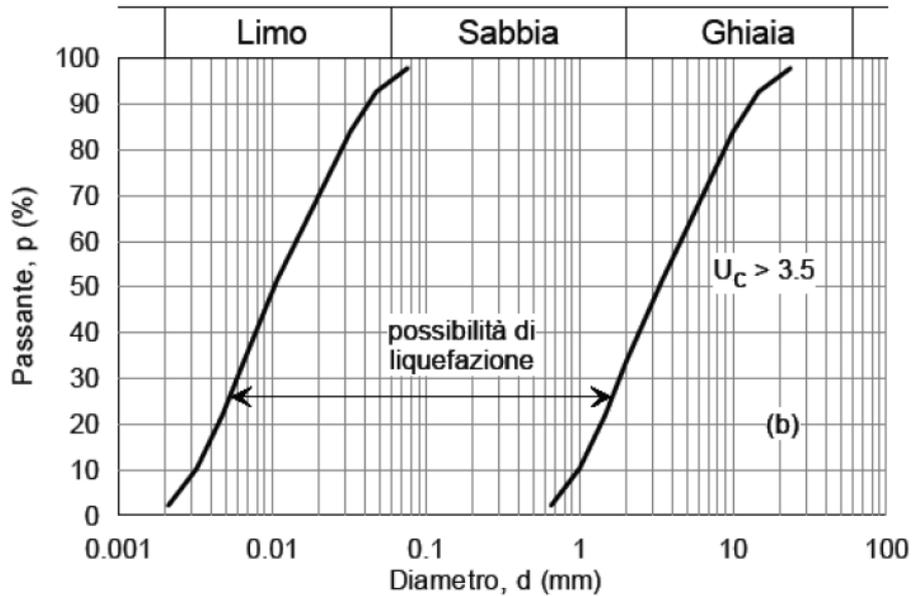


Fig. 2

Sulla base di quanto descritto nella relazione "Forsu", si evince che:

- ✓ nel sito in studio le accelerazioni massime attese al piano campagna risultano essere pari a 0,159 g;
- ✓ la profondità media stagionale della falda è pari a circa 2,5 m dal p.c.;
- ✓ le prove SPT eseguite manifestano un'eterogeneità di risultato e la presenza di alcuni strati granulari con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} < 30$ ;
- ✓ il fuso granulometrico delle formazioni granulari è collocato all'interno della zona rappresentata nella Fig. 2, come visibile nella figura 3.

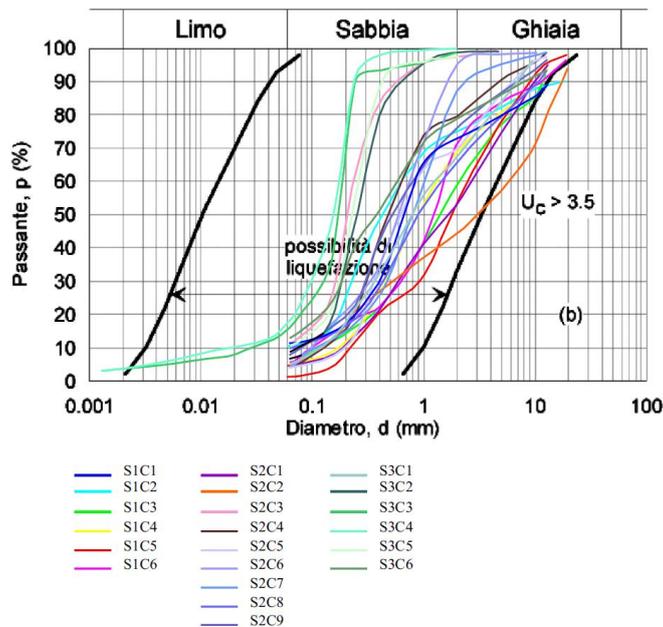


Figura 3

Tenuto conto di quanto detto prima, sono stati eseguiti nell'ambito della relazione "Forsu" i calcoli del fenomeno di liquefazione analizzando inizialmente i metodi di calcolo qualitativi scientificamente accettati per passare poi ad una successiva verifica analizzando metodi di calcolo quantitativi.

I metodi con cui si calcola la tendenza alla liquefazione sono divisi in due categorie: a) Metodi semplificati; b) Metodi empirici ed il nostro studio utilizza quelli definiti dal programma Liquer della Geostru.

I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ ed indagini geofisiche per il calcolo delle Vs30.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene, quindi, valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione

$$(1.0)F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione.

Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove di misurazione delle onde di taglio Vs.

I metodi di calcolo del potenziale di liquefazione adottati dal programma per le caratteristiche granulometriche e geotecniche, per velocità delle onde Vs e per i risultati delle NSPT sono:

- 1) Metodo di Seed e Idriss (1982);
- 2) Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983);
- 3) Metodo di Finn (1985);
- 4) Metodo di Cortè (1985 – (non applicabile alla stratigrafia S2);
- 5) Metodo di Andrus e Stokoe (1998).

In base all'Eurocodice 8 (ENV 1998-5) si può escludere pericolo di liquefazione per i terreni sabbiosi saturi che si trovano a profondità di 15 m o quando  $ag < 0,15$  e, contemporaneamente, il terreno soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità  $>10$ ;
- contenuto di limo superiore al 10% e resistenza  $N_{1,60} >20$
- frazione fine trascurabile e resistenza  $N_{1,60} >25$

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

dove S è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Categoria suolo	Spettri di Tipo 1- S (M > 5,5)	Spettri di Tipo 2 - S (M < 5,5)
A	1,00	1,00
B	1,20	1,35
C	1,15	1,50
D	1,35	1,80
E	1,40	1,60

Il fattore di correzione della magnitudo MSF consigliato dalla normativa è quello di Ambraseys.

Nel caso vengano utilizzati dati provenienti da prove SPT, la resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente relazione di Blake, 1997:

(a)

CRR

$$= \frac{0,04844 - 0,004721 (N_{1,60})_{cs} + 0,0006136 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,00001673 [(N_{1,60})_{cs}]^3}{1 - 0,1248 (N_{1,60})_{cs} + 0,009578 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,0003285 [(N_{1,60})_{cs}]^3 + 0,000003714 [(N_{1,60})_{cs}]^4}$$

dove (N1,60)cs viene valutato con il metodo proposto da Youd e Idriss (1997) e raccomandato dal NCE-ER:

$$(N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta N_{1,60}$$

dove N1,60 è la normalizzazione dei valori misurati dell'indice Nm (ridotti del 25% per profondità < 3 m) nella prova SPT rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 KPa ed a un valore del rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%, cioè:

$$N_{1,60} = C_N C_E N_m$$

$$C_N = \left( \frac{100}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,5}$$

$$C_E = \frac{ER}{60}$$

dove ER è pari al rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico x 100 e dipende dal tipo di strumento utilizzato.

Attrezzatura	C <sub>E</sub>
Safety Hammer	0,7 – 1,2
Donut Hammer (USA)	0,5 – 1,0
Donut Hammer (Giappone)	1,1 – 1,4
Automatico-Trip Hammer (Tipo Donut o Safety)	0,8 – 1,4

I parametri  $\alpha$  e  $\beta$ , invece, dipendono dalla frazione fine (FC):

$$\alpha = 0 \quad \text{per FC} < 5\%$$

$$\alpha = \exp[1,76 \cdot -(190 / FC^2)] \quad \text{per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\alpha = 5 \quad \text{per FC} > 35\%$$

$$\beta = 1,0 \quad \text{per FC} < 5\%$$

$$\beta = [0,99 + (FC \cdot 1,5 / 1000)] \quad \text{per } 5\% < FC < 35\%$$

$$\beta = 1,2 \quad \text{per FC} > 35\%$$

Se invece si possiedono dati provenienti da una prova penetrometrica statica (CPT), i valori di resistenza alla punta misurati  $q_c$  devono essere normalizzati rispetto ad una pressione efficace di confinamento pari a 100 KPa e vanno calcolati mediante la seguente formula

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{Pa} \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

Quando invece si possiedono dati provenienti da prove sismiche, si calcola la velocità di propagazione normalizzata con la formula:

$$V_{S1} = V_S \left( \frac{100}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,25}$$

e la resistenza alla liquefazione mediante la formula di Andrus e Stokoe:

$$CRR = 0,03 \left( \frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 0,9 \left[ \frac{1}{(V_{S1})_{cs} - V_{S1}} - \frac{1}{(V_{S1})_{cs}} \right]$$

Rispetto alla normativa europea, la normativa italiana è meno accurata e non fornisce proposte di metodologie per valutare il potenziale di liquefazione. La normativa richiede che il controllo della possibilità di liquefazione venga effettuato quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

Secondo le normative europea e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati.

La probabilità di liquefazione  $P_L$ , invece, è data dall'espressione di Juang et al. (2001):

$$P_L = \frac{1}{1 + \left( \frac{F_s}{0,72} \right)^{3,1}}$$

Nello specifico, nella relazione "Forsu" è stata eseguita un'analisi qualitativa tramite il criterio di Sherif e Ishibashi (1978) con la quale è possibile valutare il pericolo di liquefazione di un deposito sabbioso saturo sulla base dei risultati forniti dalla prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test).

Il procedimento empirico proposto dagli autori Sherif e Ishibashi (1978), è basato sulle caratteristiche granulometriche dei vari strati granulari, sulla profondità della falda e sullo spessore degli strati superiori non liquefacibili.

Nella figura 4 è indicata la procedura semplificata per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione di un deposito, mentre nella figura 5 sono visibili i profili critici del numero di colpi delle prove SPT.

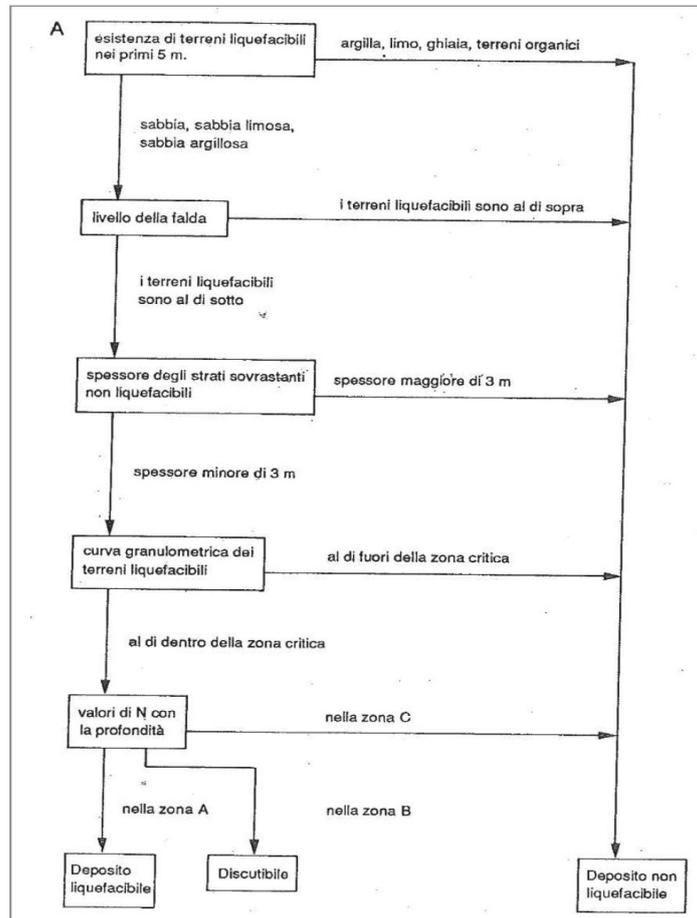


Fig. 4

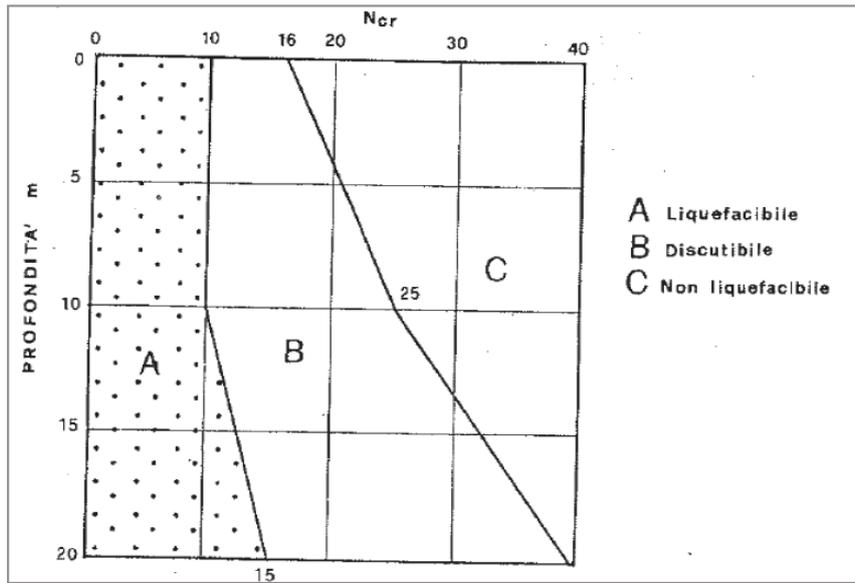


Fig. 5

Se il numero di colpi ricade nella zona A, il deposito è liquefacibile, nella B è discutibile, nella zona C il terreno non è liquefacibile.

I risultati delle prove SPT condotte nell’area oggetto d’intervento sono riportati nel grafico seguente.

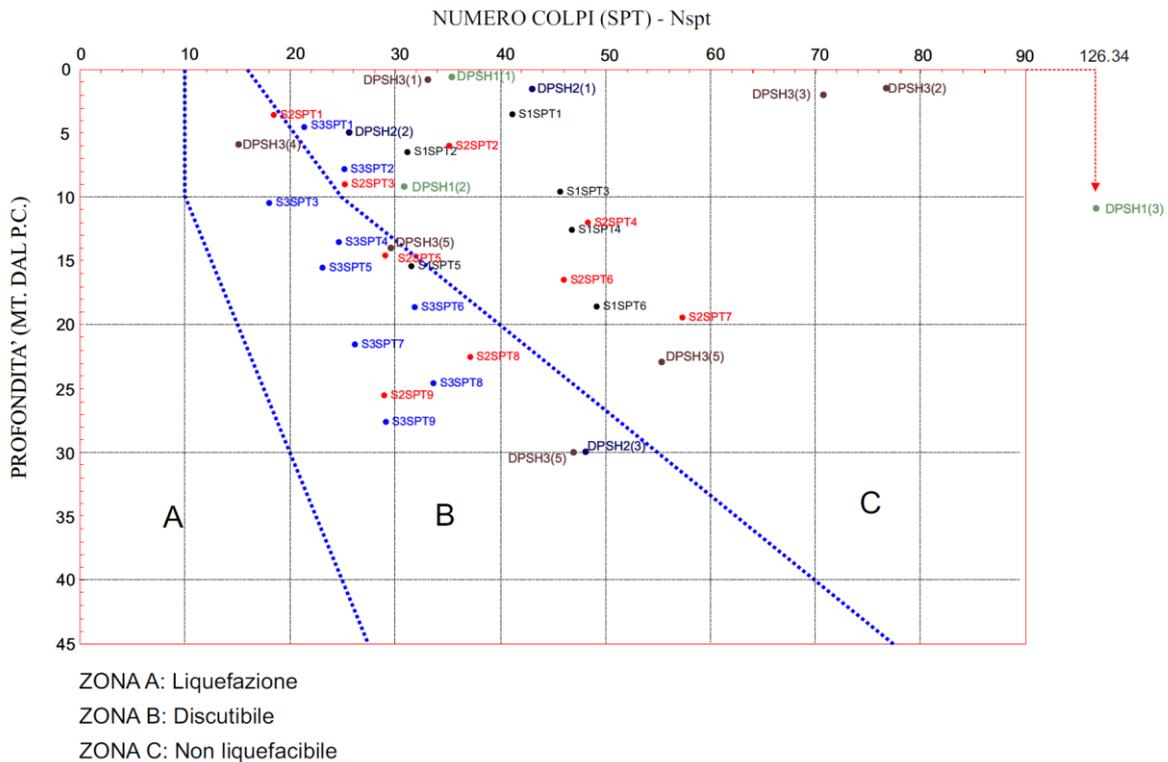


Figura 6

Dall’analisi dei risultati si evince che tutte le prove condotte in corrispondenza del sondaggio S1 e della prova DPSH1 si trovano per intero nella “Zona C” ovvero non “Non liquefacibile”, così come gran parte dei risultati delle prove eseguite nel sondaggio S2, nel DPSH2 e nel NPSH3.

La maggior parte delle prove eseguite sul sondaggio S3 e qualche prova del sondaggio S2, DPSH2 e DPSH3 sono posizionate in corrispondenza della "Zona B" ovvero "Discutibile".

Considerato che non tutte le prove sono inserite nella porzione del grafico riferibile con assoluta certezza all'area di "non liquefazione", si è reso necessario un ulteriore approfondimento, utilizzando metodi di calcolo quantitativi.

Dalle considerazioni sopra descritte, viste le particolari condizioni idrogeologiche e litotecniche del sito si è reso necessario eseguire i calcoli del coefficiente di liquefazione per sismi di magnitudo pari a  $M=6.14$  (come indicato nella carta "Zone ZS9" allegata), da cui si evince che i metodi applicabili ai calcoli fanno registrare una potenzialità di liquefazione bassa o nulla.

A conferma di quanto detto sopra si riportano i risultati del calcolo negli elaborati allegati.

Infine, nella tabella allegata (tratta al sito dell'Istituto di Geofisica e Vulcanologia – I.N.G.V.) è riportata la lista dei sismi di magnitudo  $ML > 3$  che si sono verificati dal 01/01/1985 all'interno di un'area di raggio pari a 50 km dal sito in studio da cui si evince che sebbene l'area è stata interessata da numerosi sismi di magnitudo compresa tra 4.0 e 4.5. non si sono mai manifestati fenomeni di liquefazione. Da evidenziare quello del 25/04/2018 che, seppur di magnitudo inferiore (ML 3.4), è stato individuato dall'INGV con epicentro ad una distanza pari a circa 6 km e ad una profondità pari a circa 11 km ed anche questo non ha innescato in zona alcun fenomeno di liquefazione.

## Parametri sismici

determinati con GeoStru PS

Le coordinate geografiche espresse in questo file sono in ED50

### Sito in esame.

latitudine: 38,205255 [°]

longitudine: 15,289070 [°]

Classe d'uso: II. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Vita nominale: 50 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

### Siti di riferimento.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	44761	38,220490	15,268370	2478,0
Sito 2	44762	38,219440	15,331830	4055,2
Sito 3	44984	38,169450	15,330450	5378,7
Sito 4	44983	38,170500	15,267040	4317,6

### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

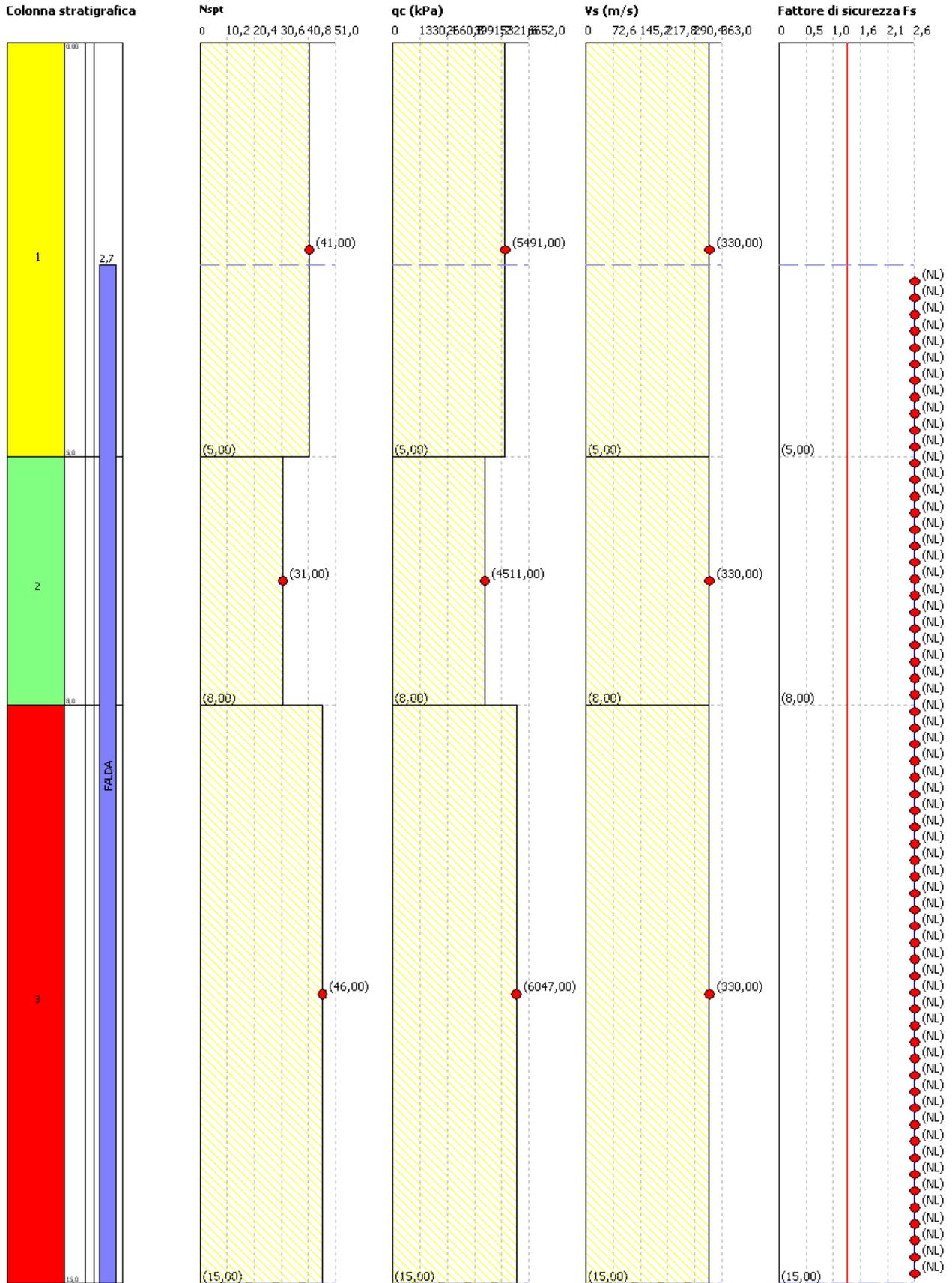
Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,053	2,415	0,277
Danno (SLD)	63	50	0,066	2,423	0,301
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,159	2,527	0,374
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,201	2,567	0,404

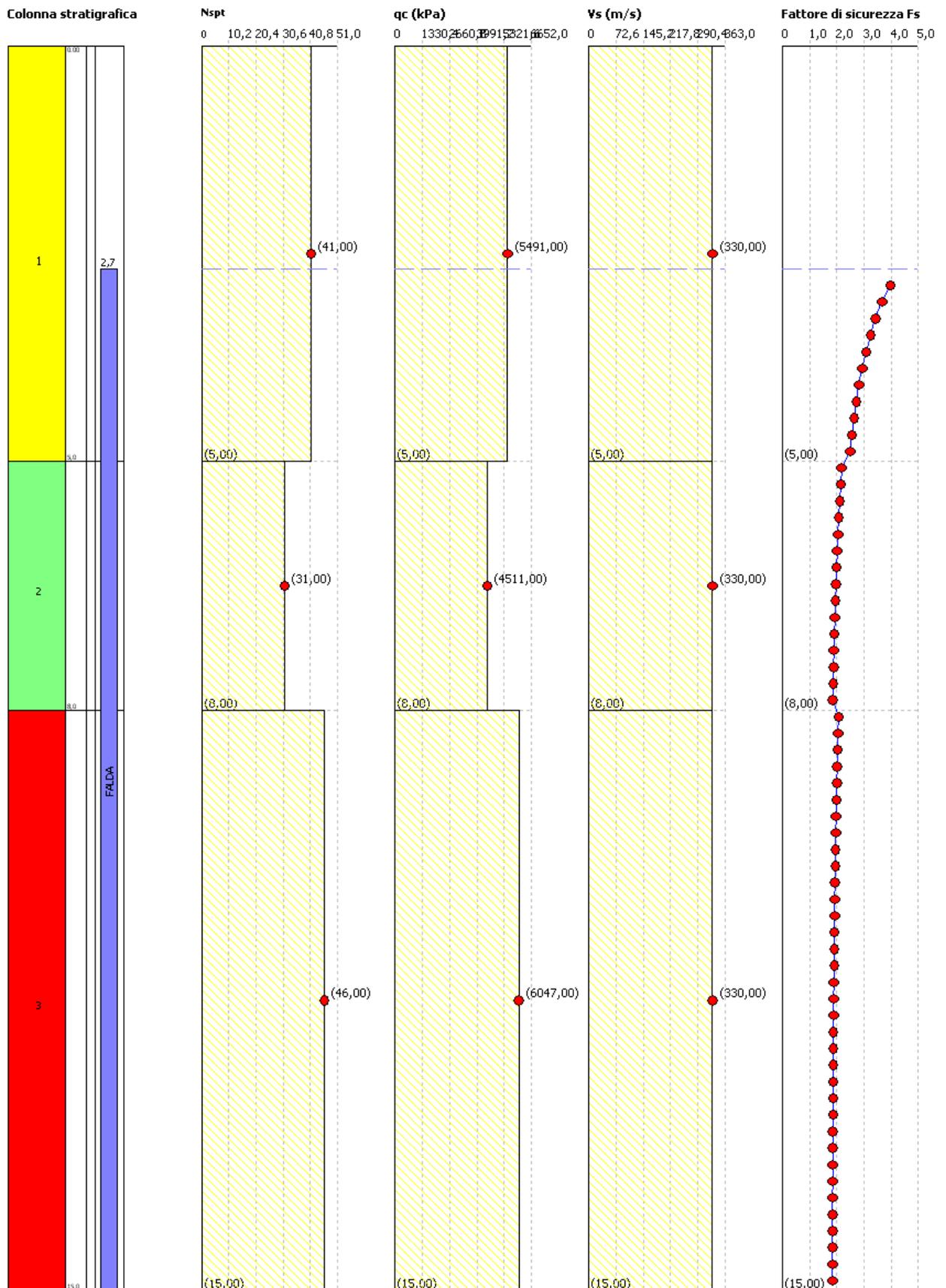
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
**Metodo di verifica: Seed Idriss**  
**Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs**

Data:



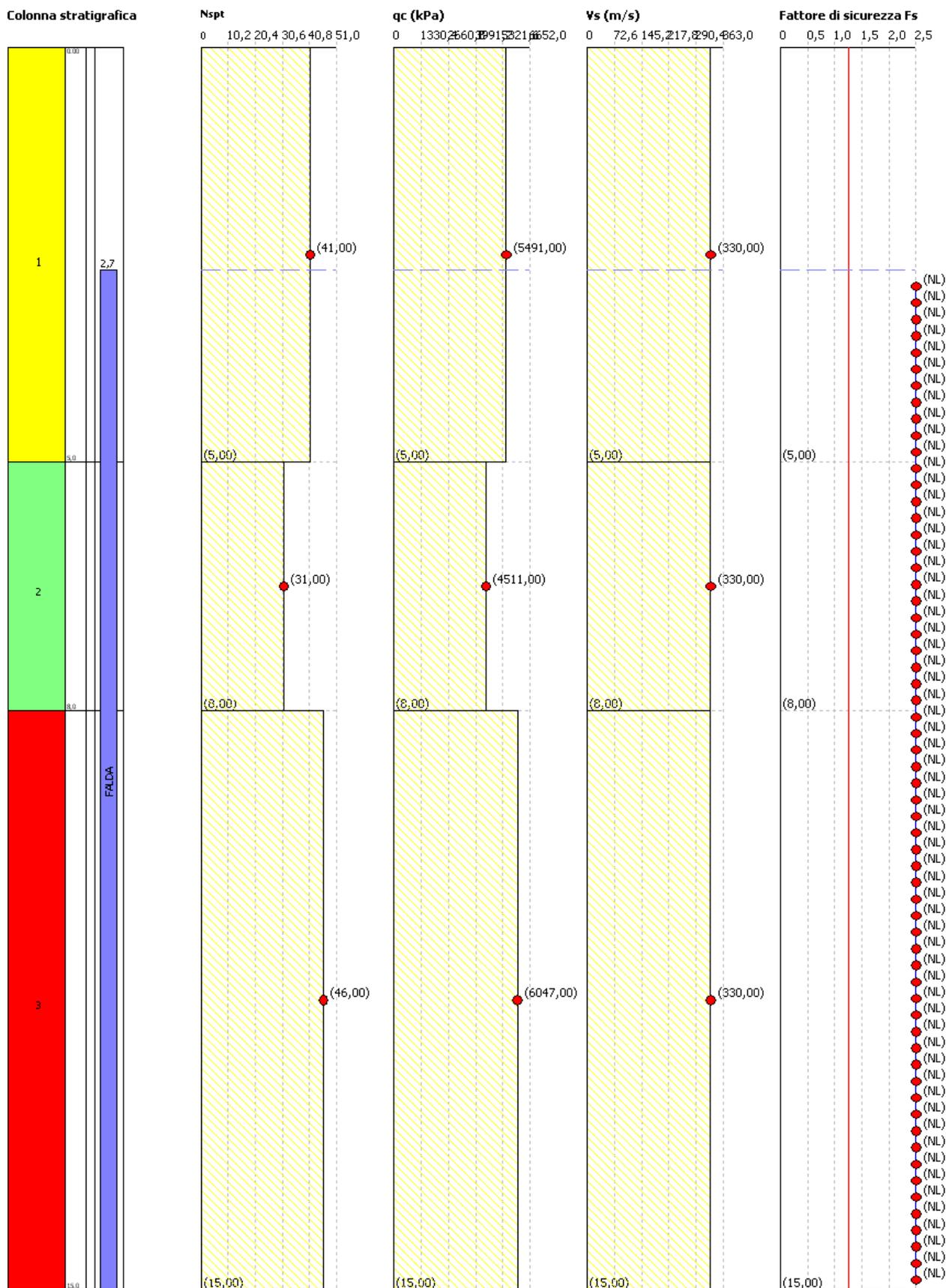
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
**Metodo di verifica: Tokimatsu e Yoshimi**  
**Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs**

Data:



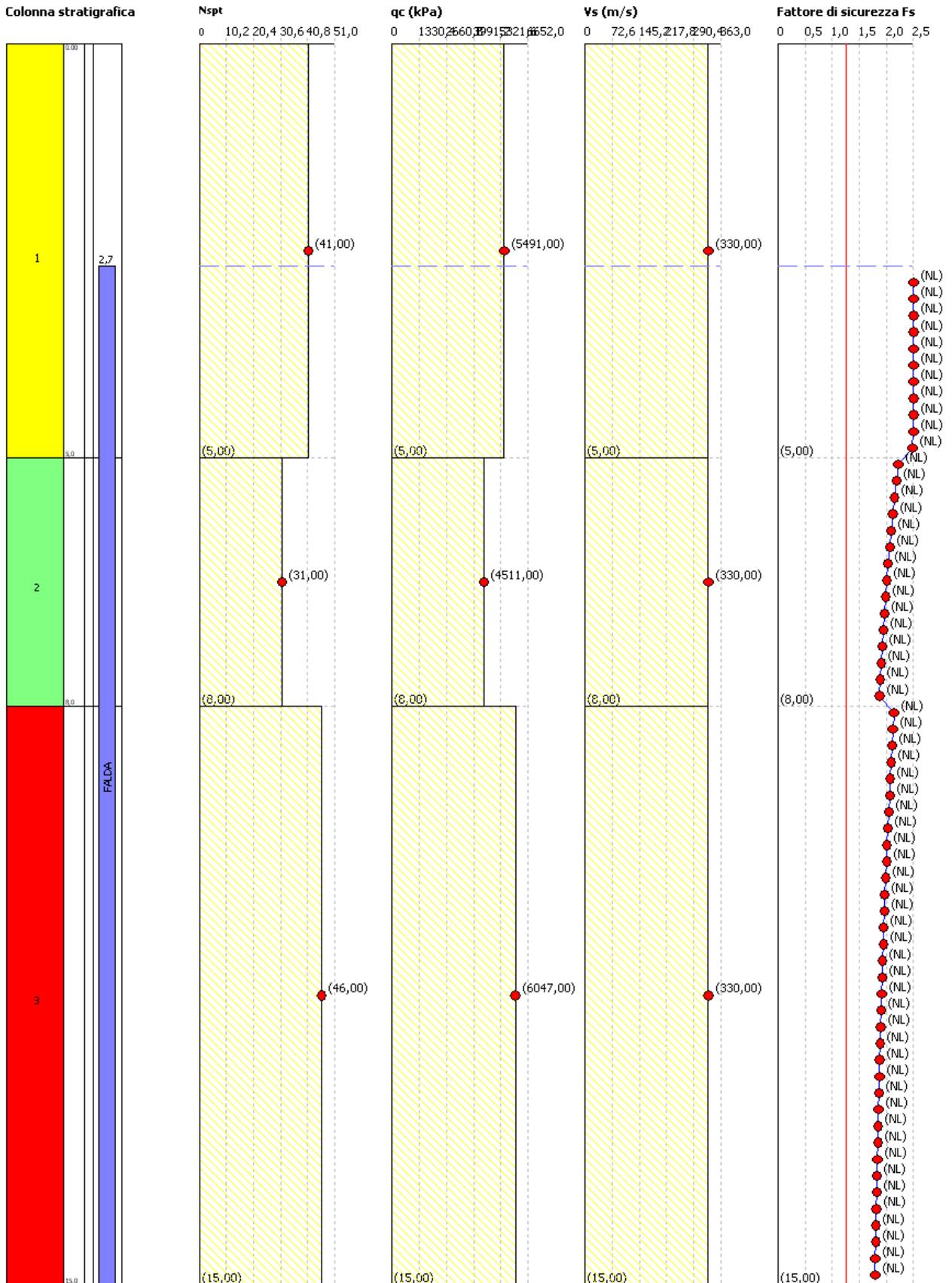
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
 Metodo di verifica: Finn  
 Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs

Data:



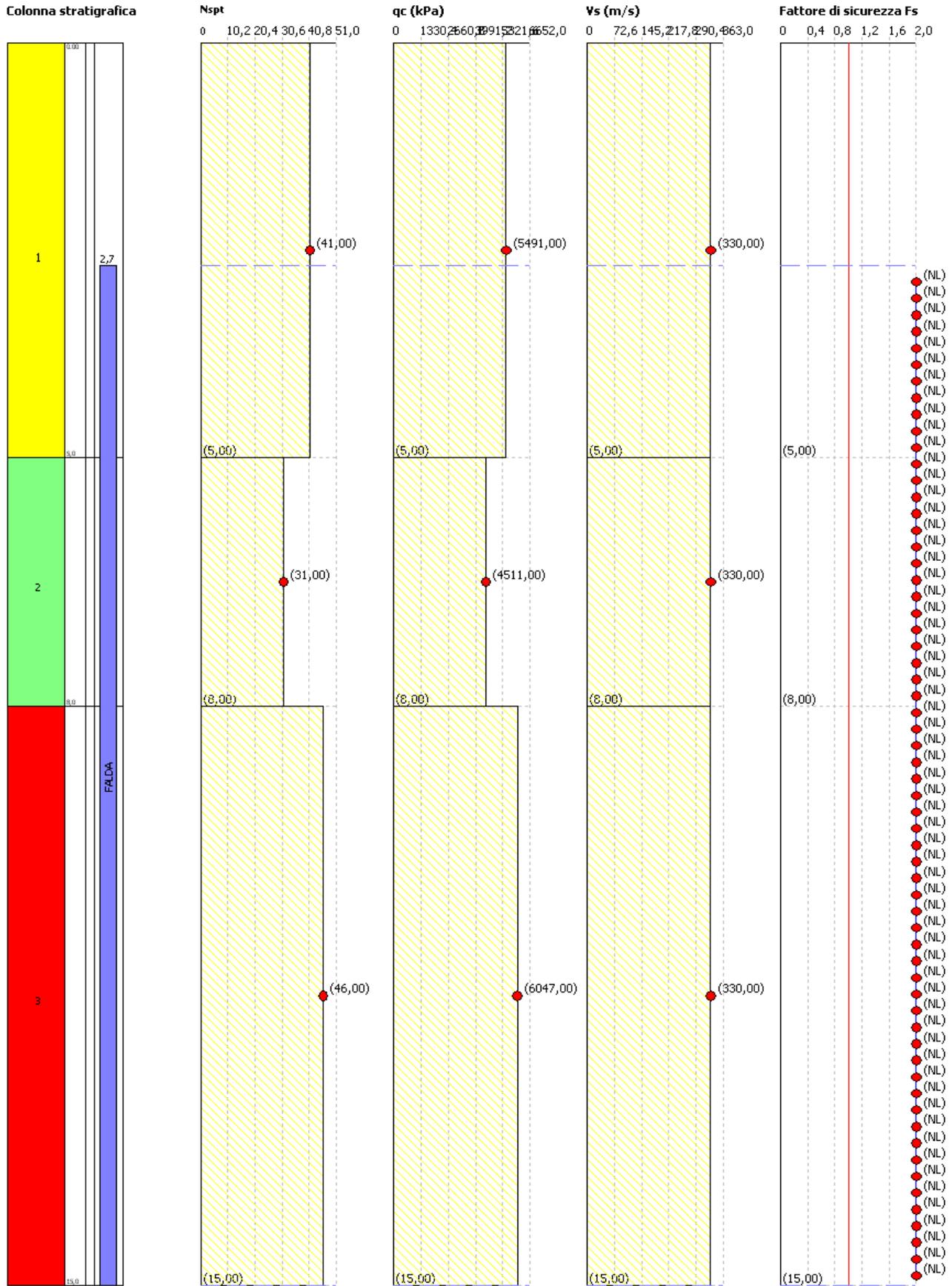
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
**Metodo di verifica: Cortè**  
**Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs**

Data:



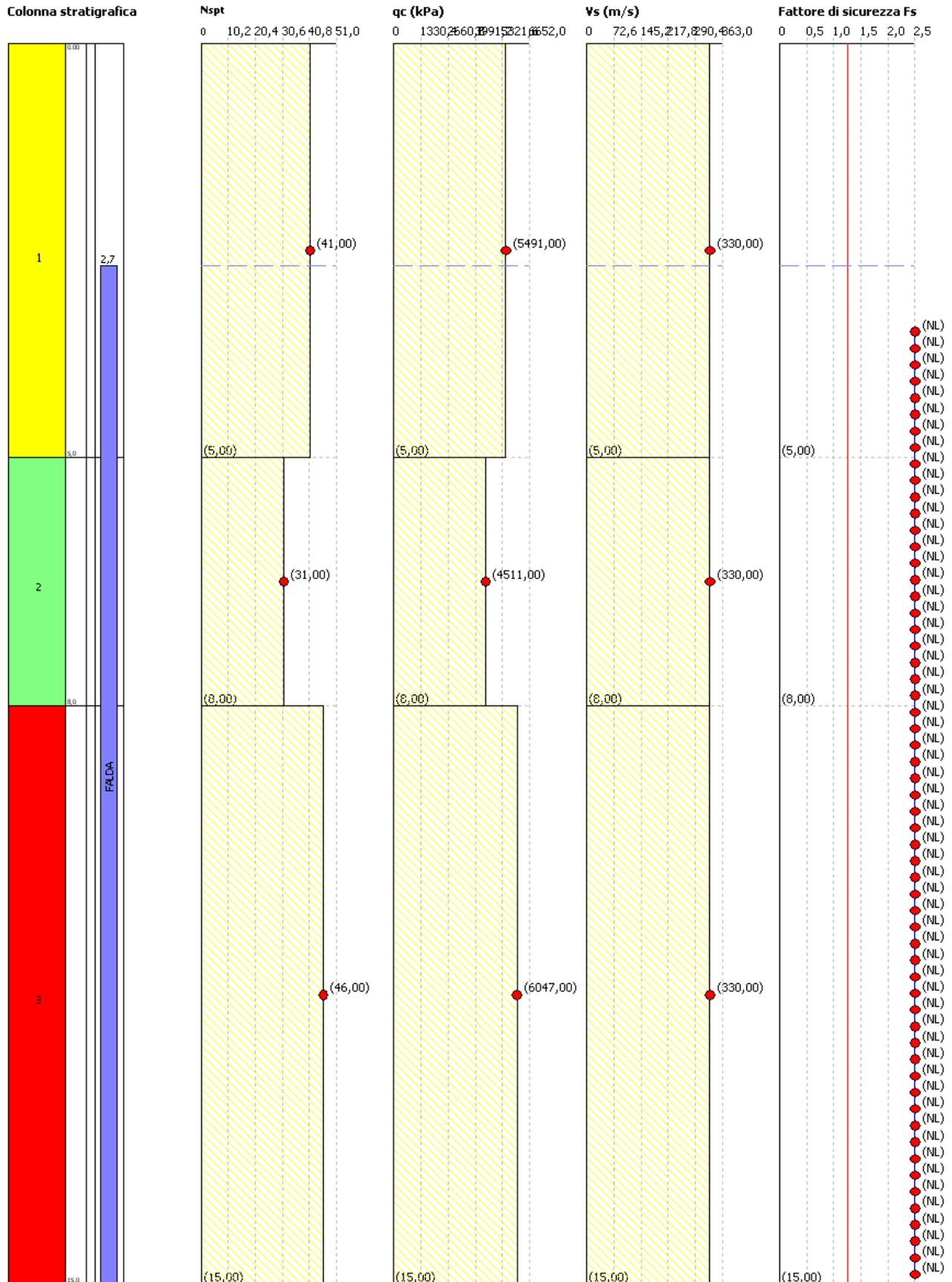
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
**Metodo di verifica: Andrus e Stokoe**  
**Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs**

Data:



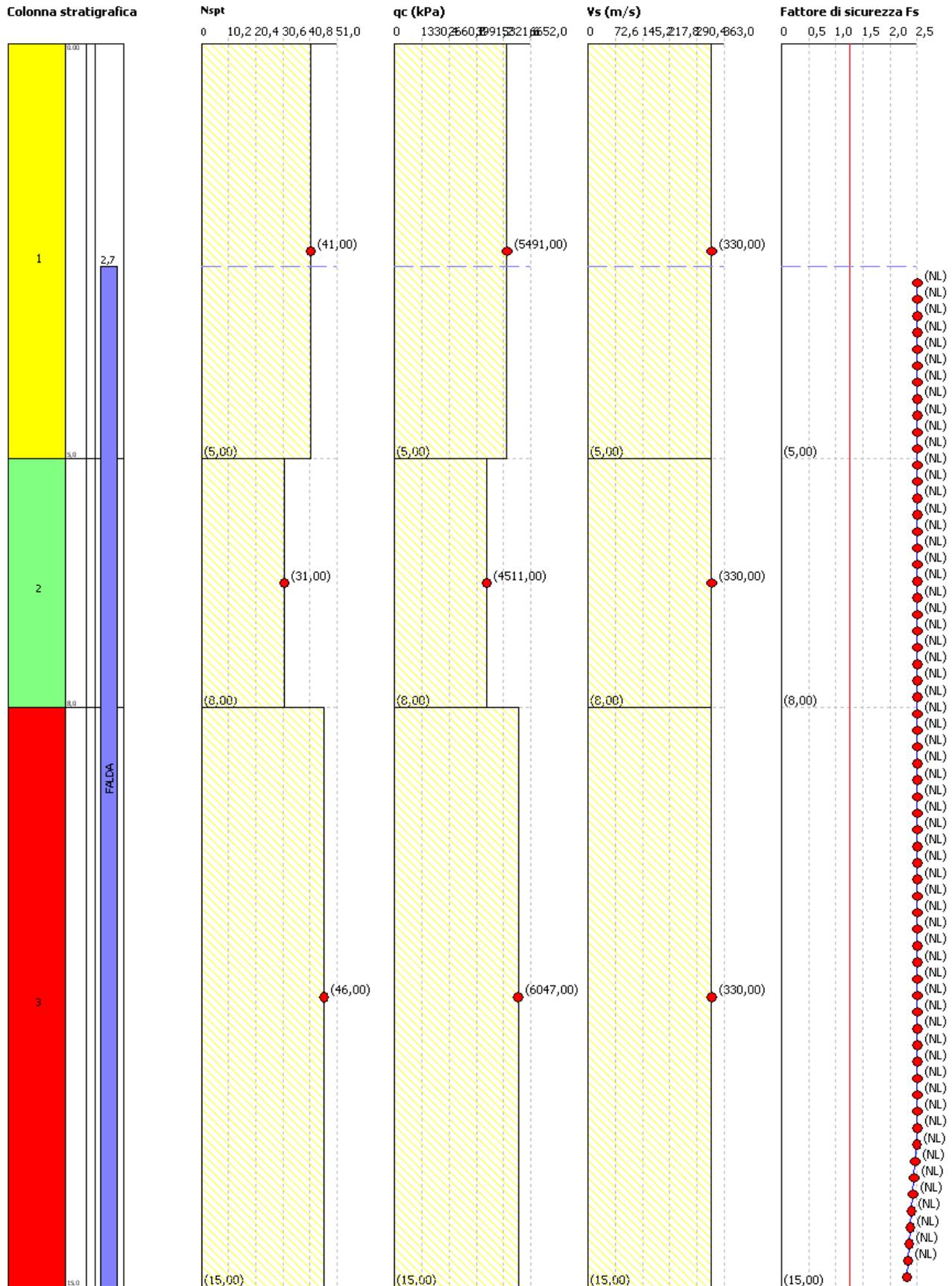
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
**Metodo di verifica: EC8 (SPT)**  
**Diagrammi: N<sub>spt</sub> - q<sub>c</sub> - V<sub>s</sub> - F<sub>s</sub>**

Data:



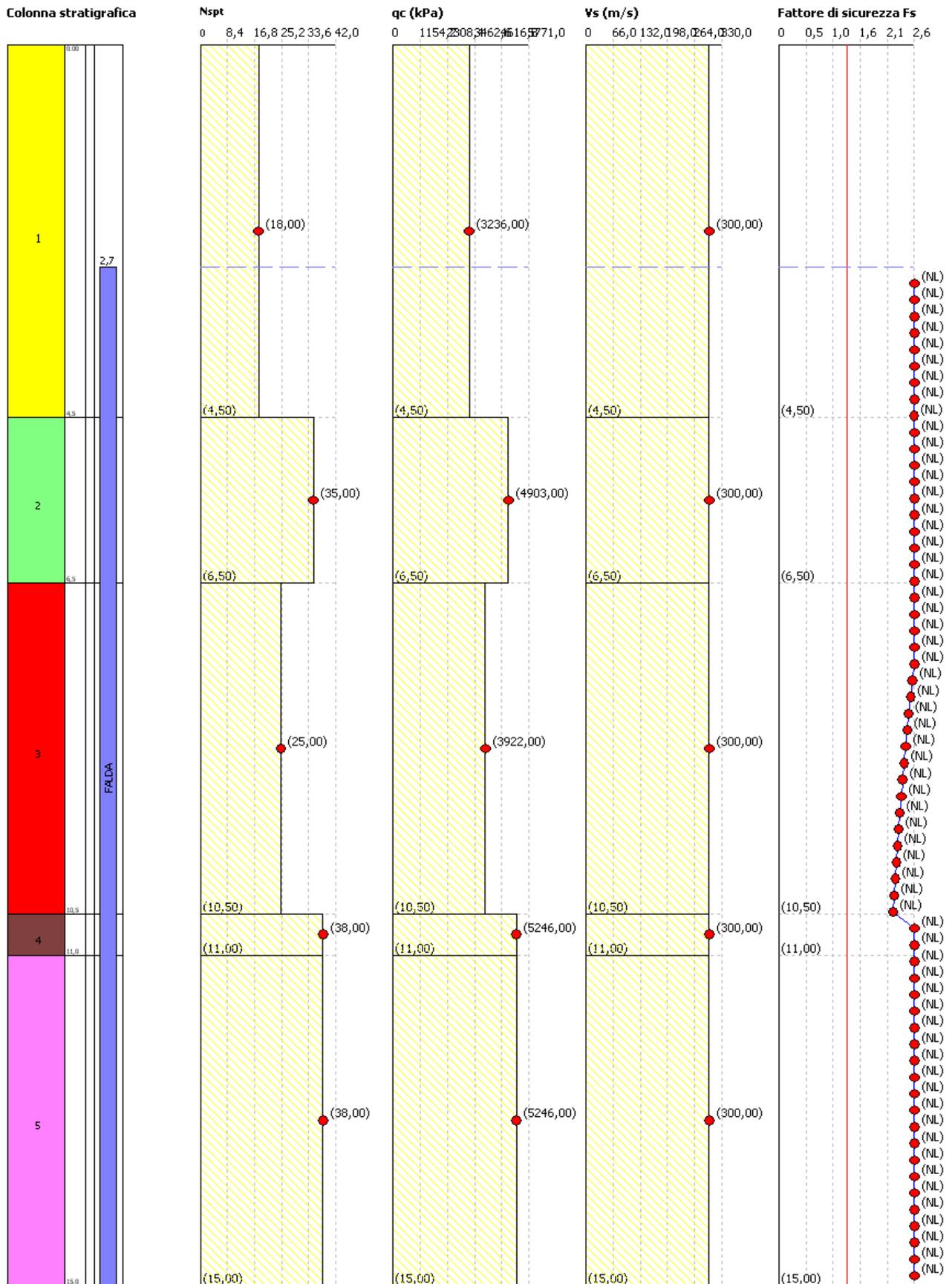
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
**Metodo di verifica: ECB (Vs)**  
**Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs**

Data:



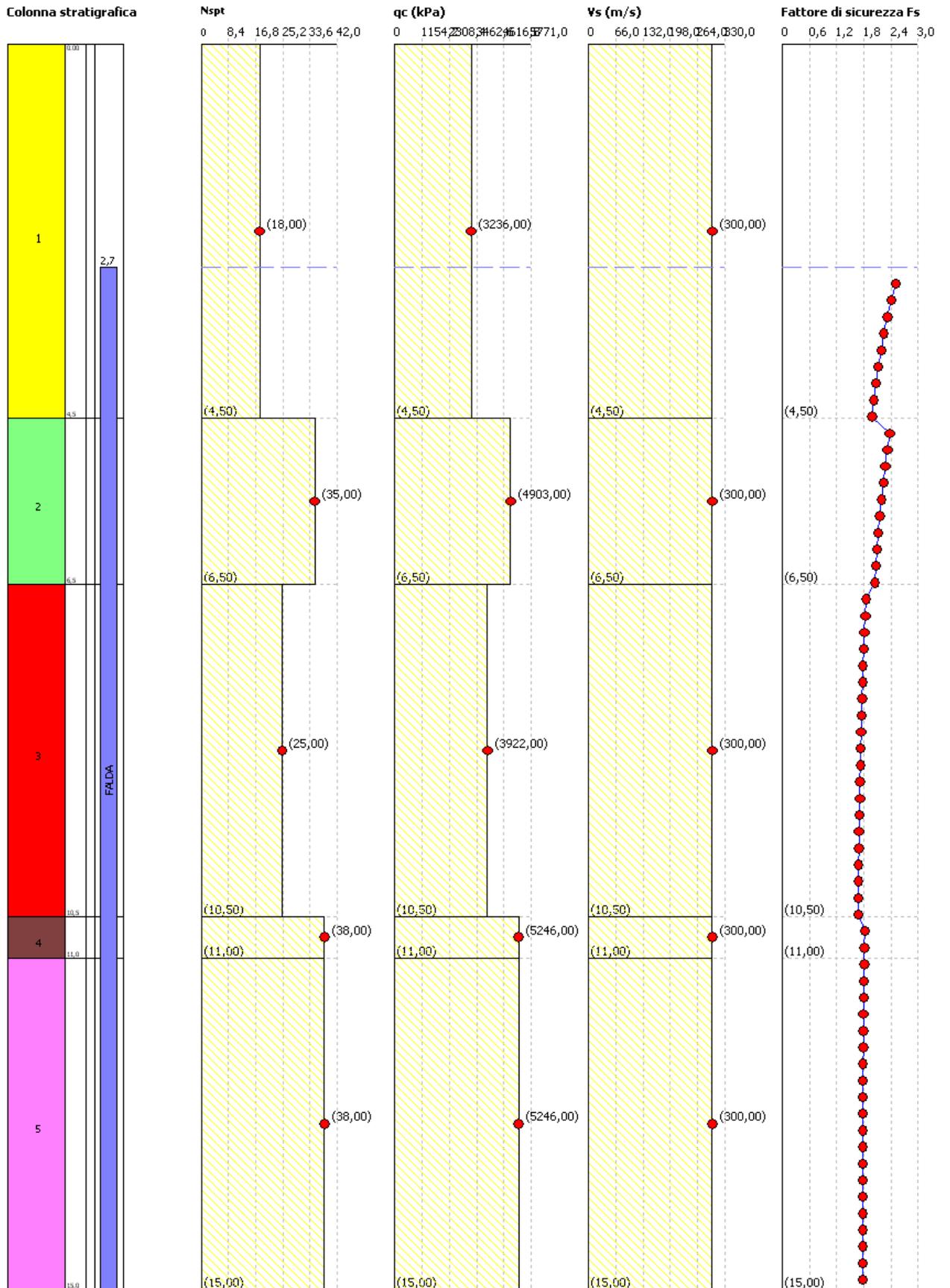
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
 Metodo di verifica: Seed Idriss  
 Diagrammi: N<sub>spt</sub> - q<sub>c</sub> - V<sub>s</sub> - F<sub>s</sub>

Data:



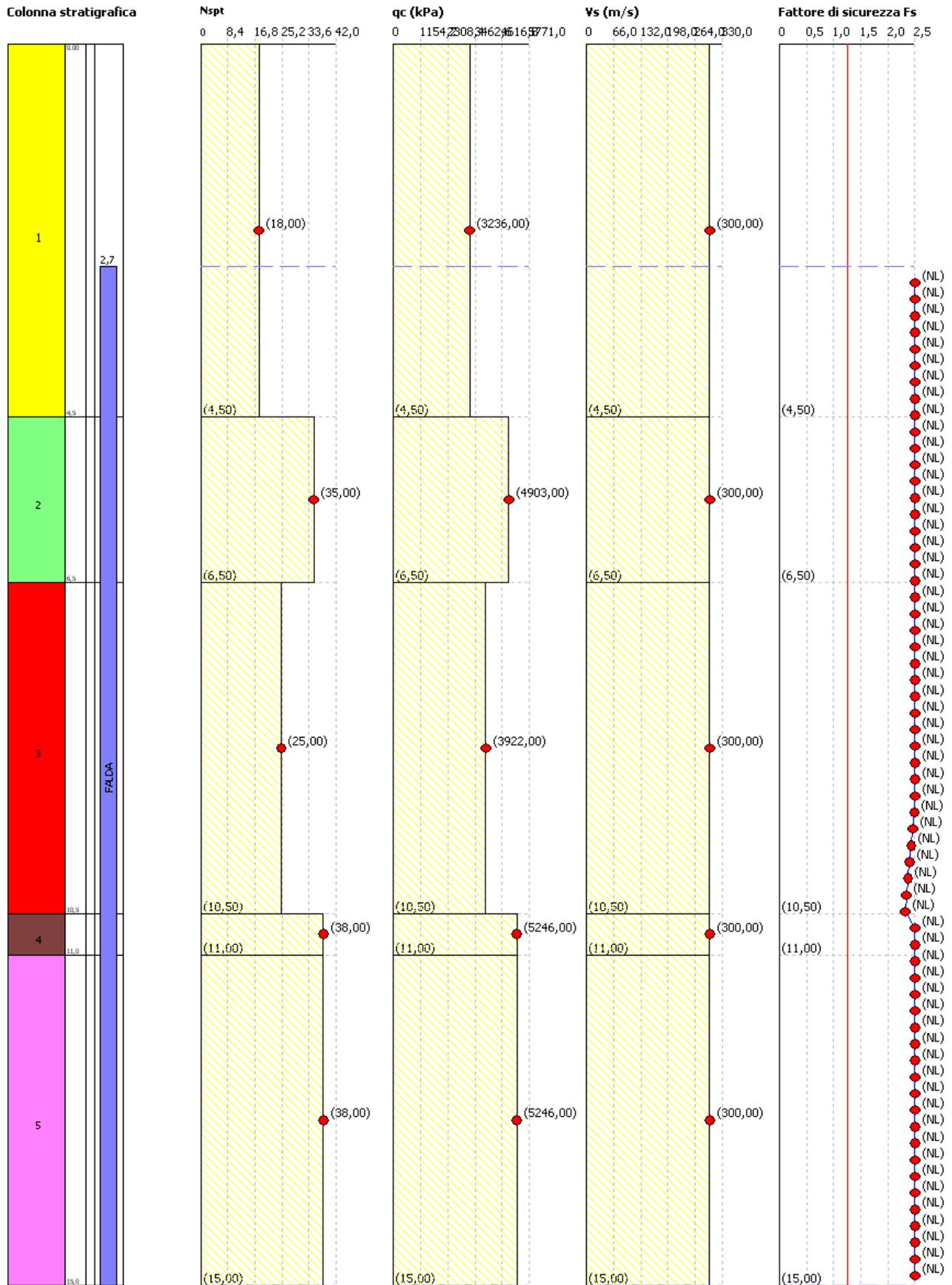
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
**Metodo di verifica: Tokimatsu e Yoshimi**  
**Diagrammi: N<sub>spt</sub> - q<sub>c</sub> - V<sub>s</sub> - F<sub>s</sub>**

Data:



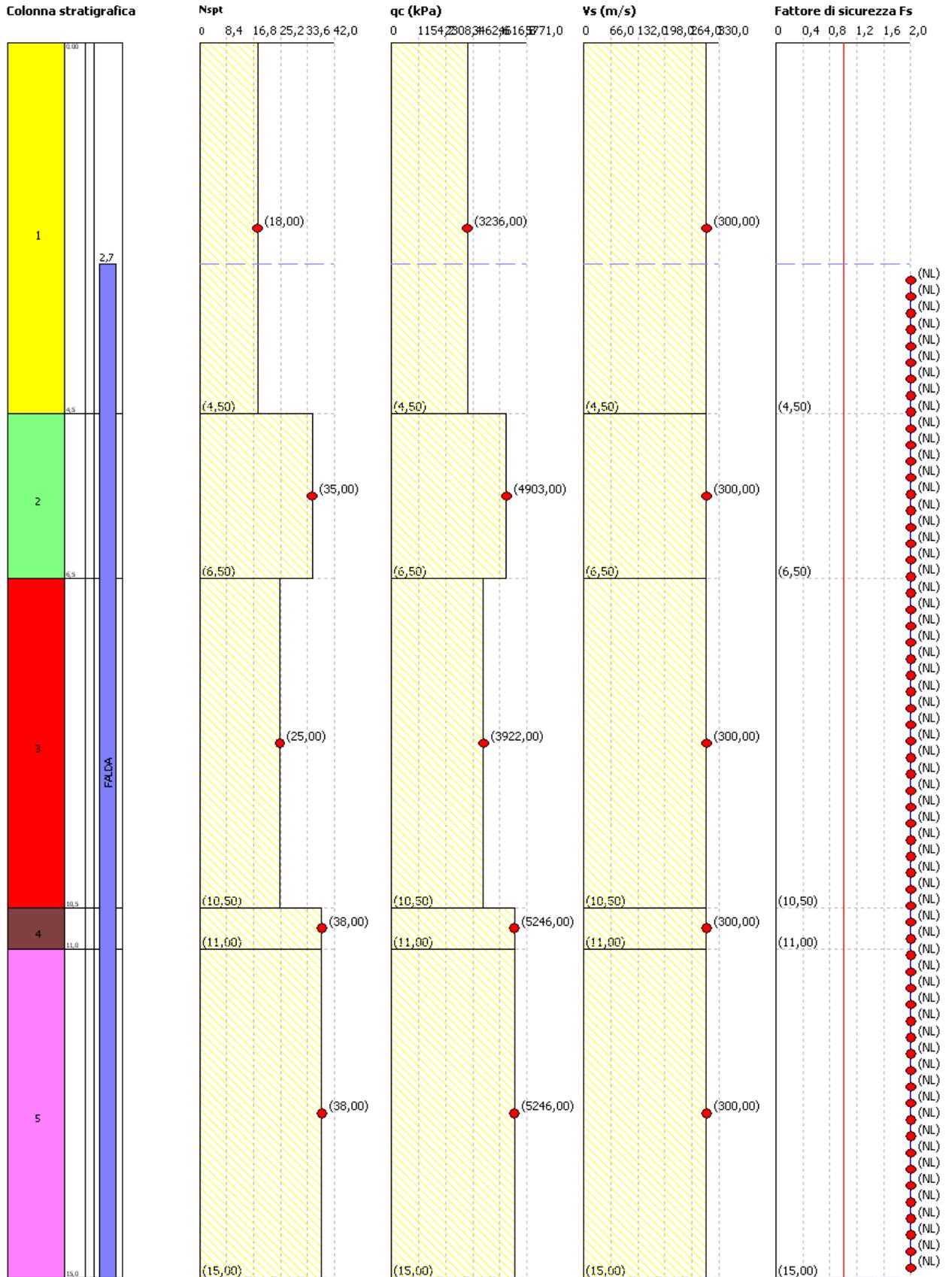
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
**Metodo di verifica: Finn**  
**Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs**

Data:



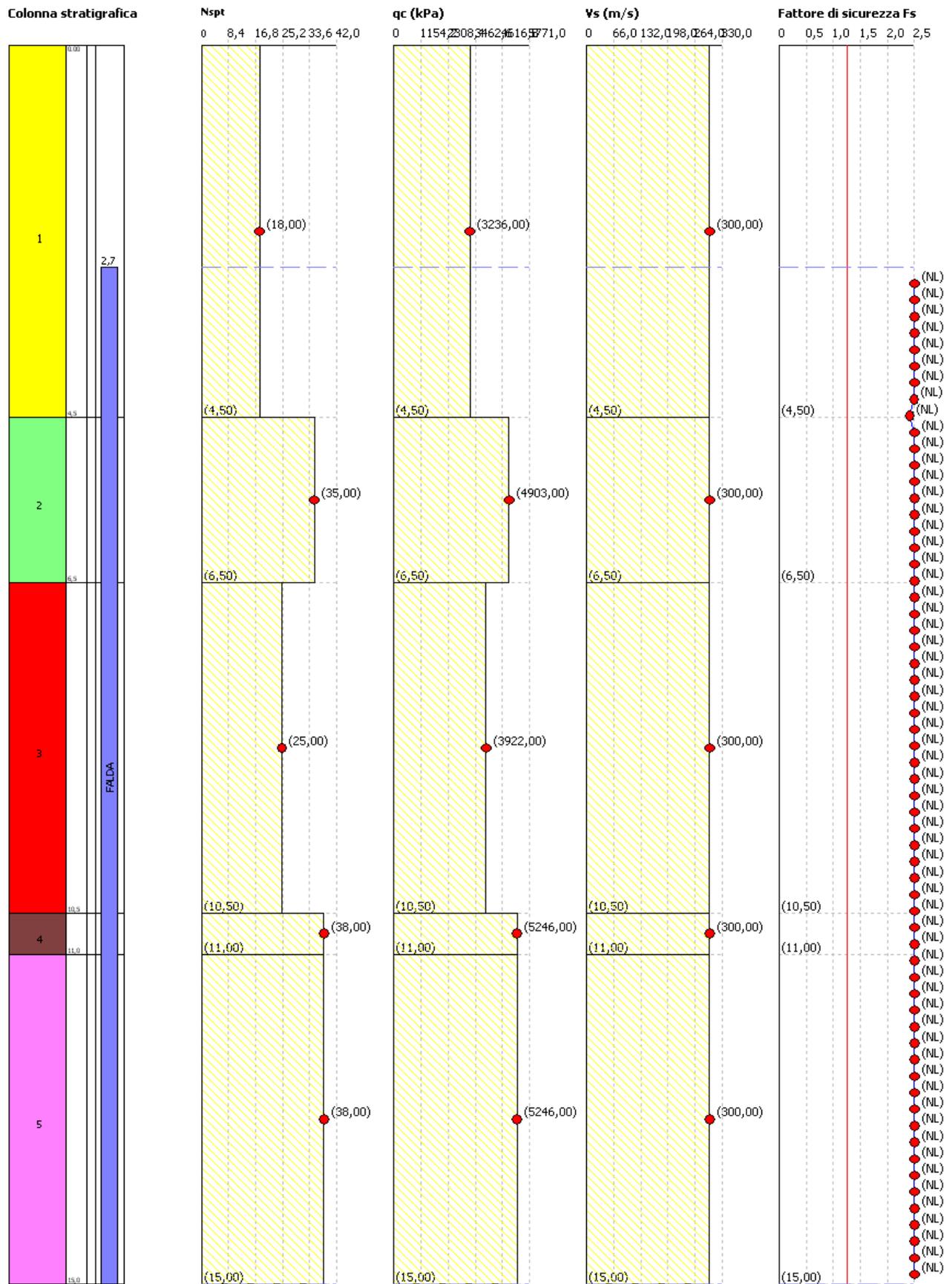
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
**Metodo di verifica: Andrus e Stokoe**  
**Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs**

Data:



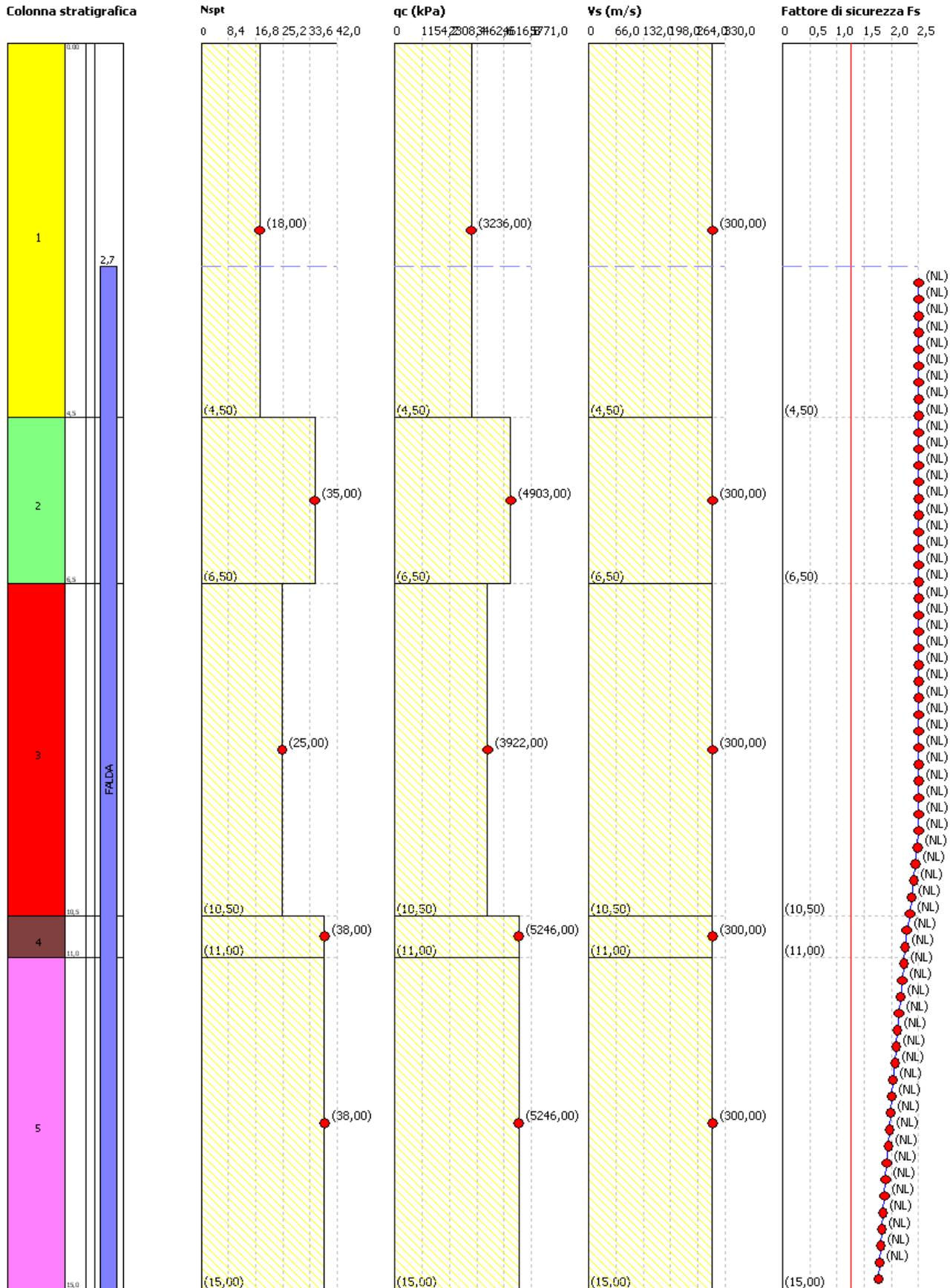
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
Metodo di verifica: ECB (SPT)  
Diagrammi: N<sub>spt</sub> - q<sub>c</sub> - V<sub>s</sub> - F<sub>s</sub>

Data:



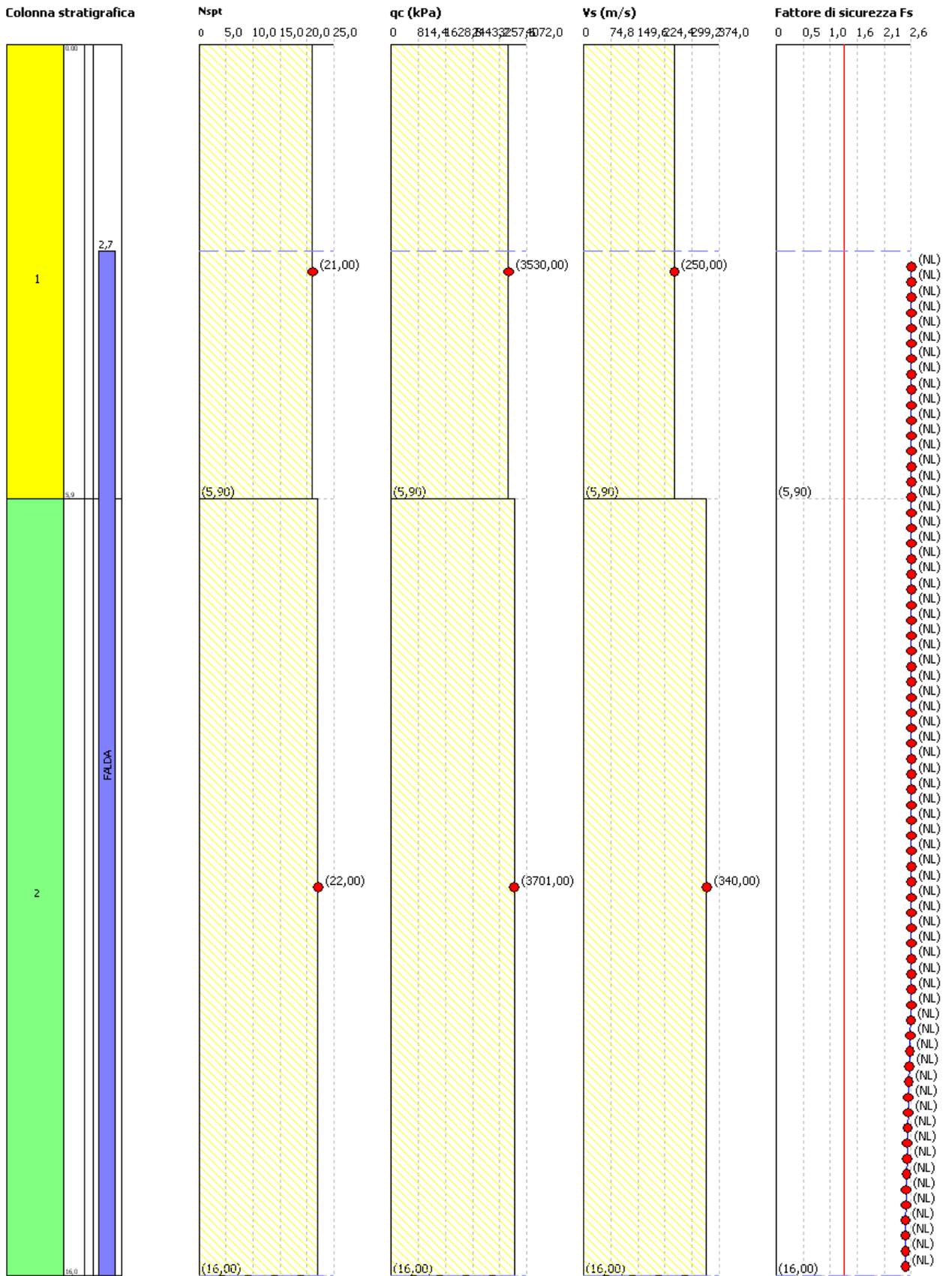
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
**Metodo di verifica: ECB (Vs)**  
**Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs**

Data:



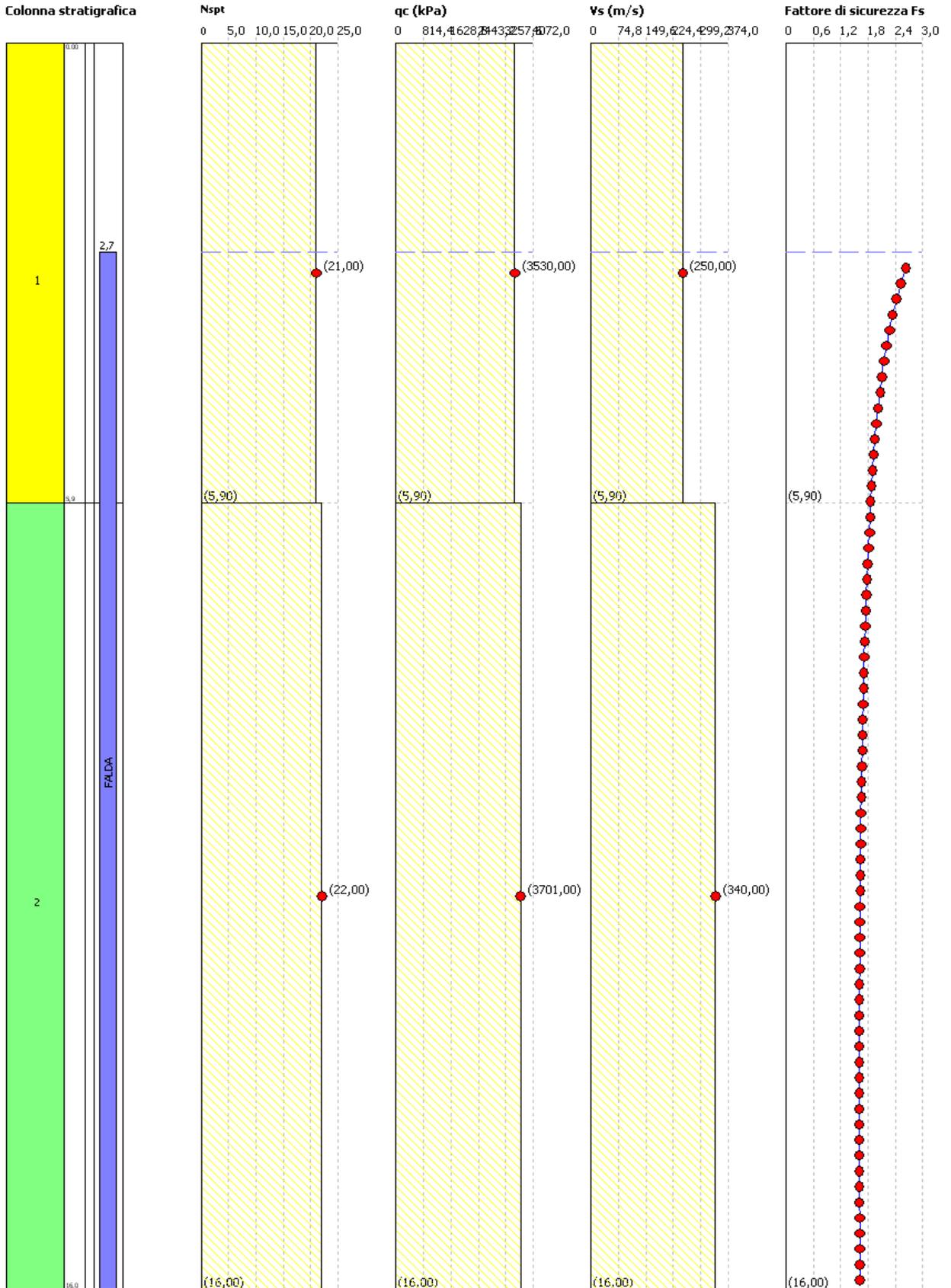
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
**Metodo di verifica: Seed Idriss**  
**Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs**

Data:



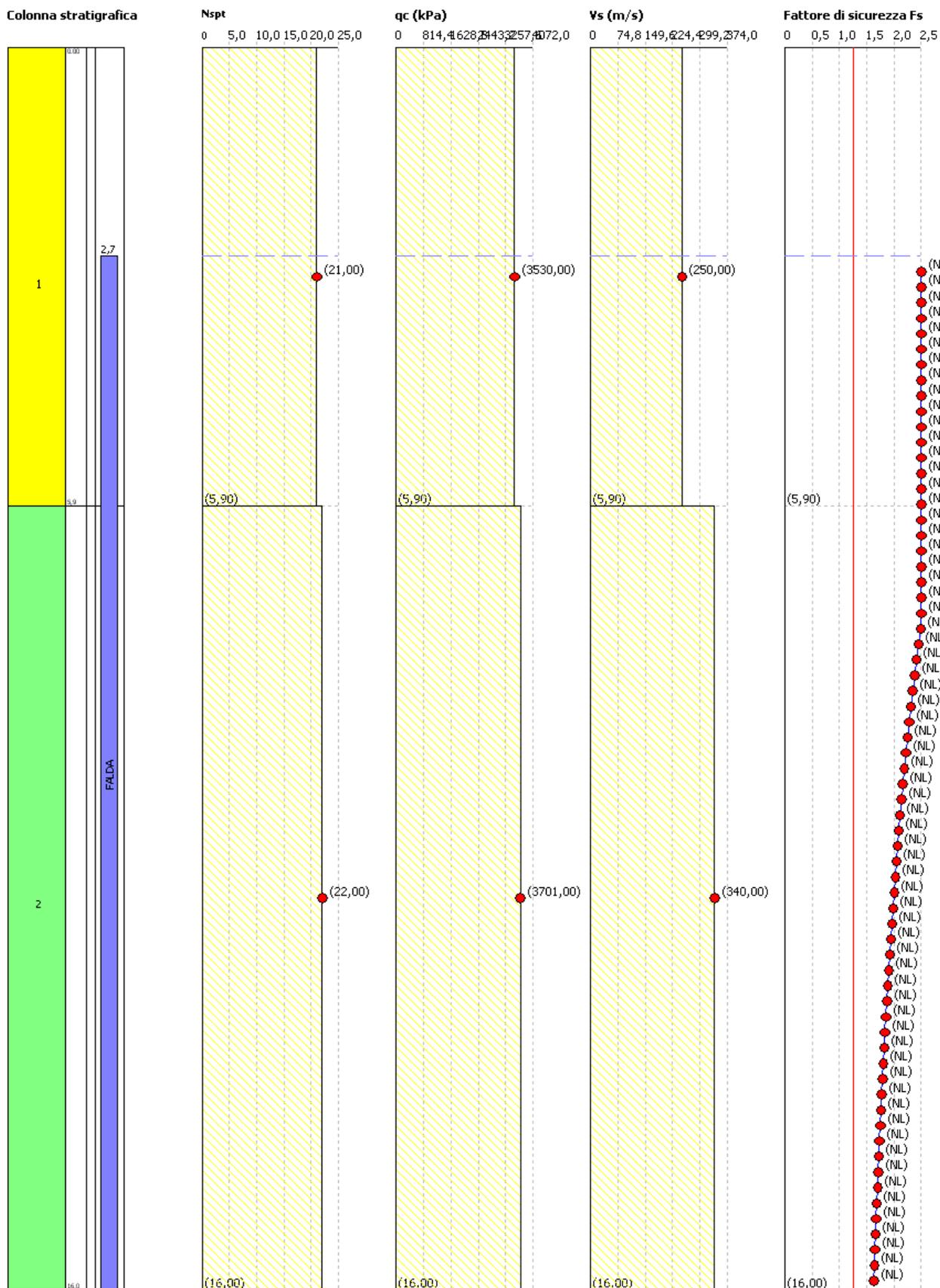
Valutazione del rischio di liquefazione  
Metodo di verifica: Tokimatsu e Yoshimi  
Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs

Data:



**Valutazione del rischio di liquefazione**  
**Metodo di verifica: Finn**  
**Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs**

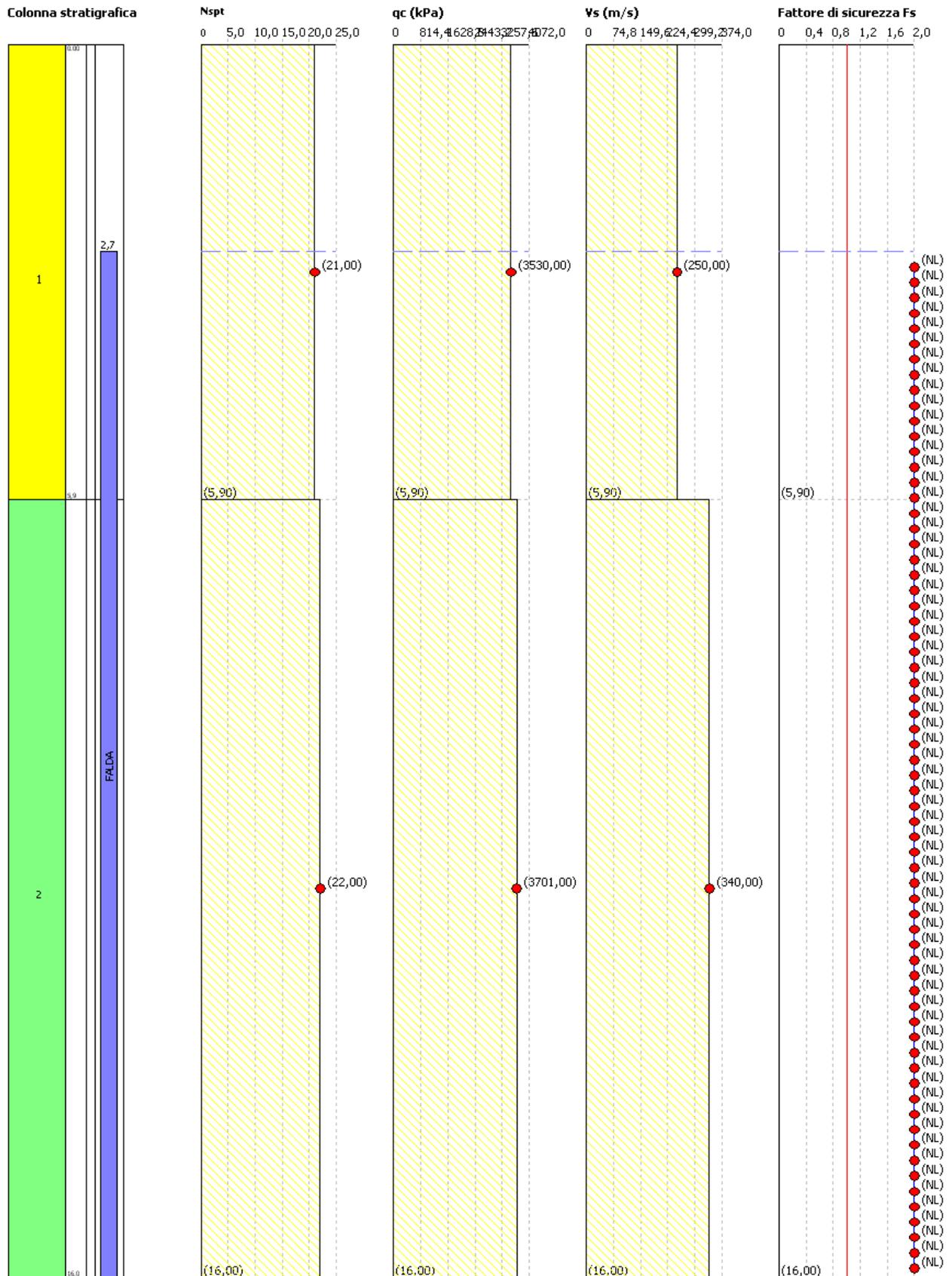
Data:





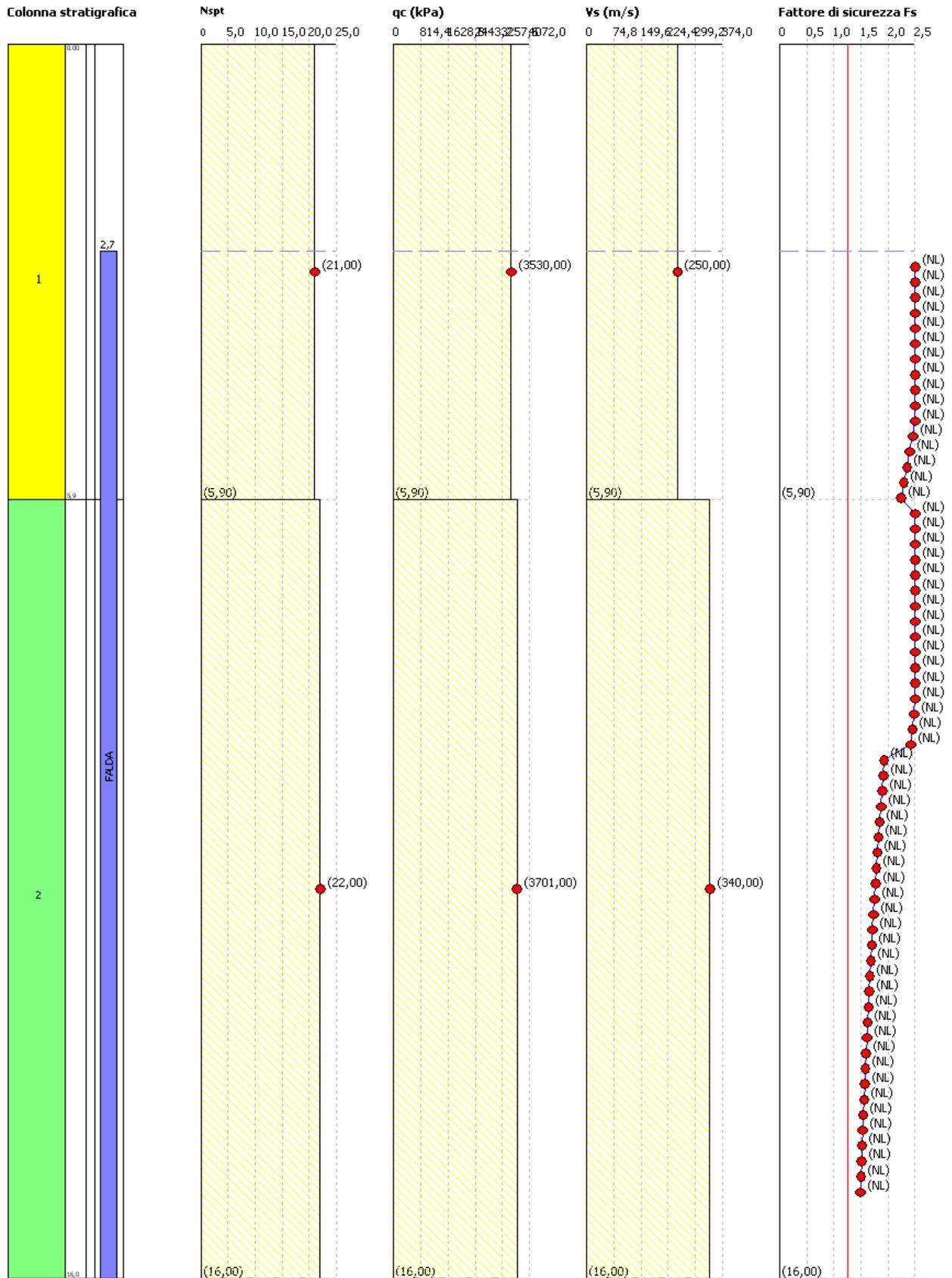
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
**Metodo di verifica: Andrus e Stokoe**  
**Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs**

Data:



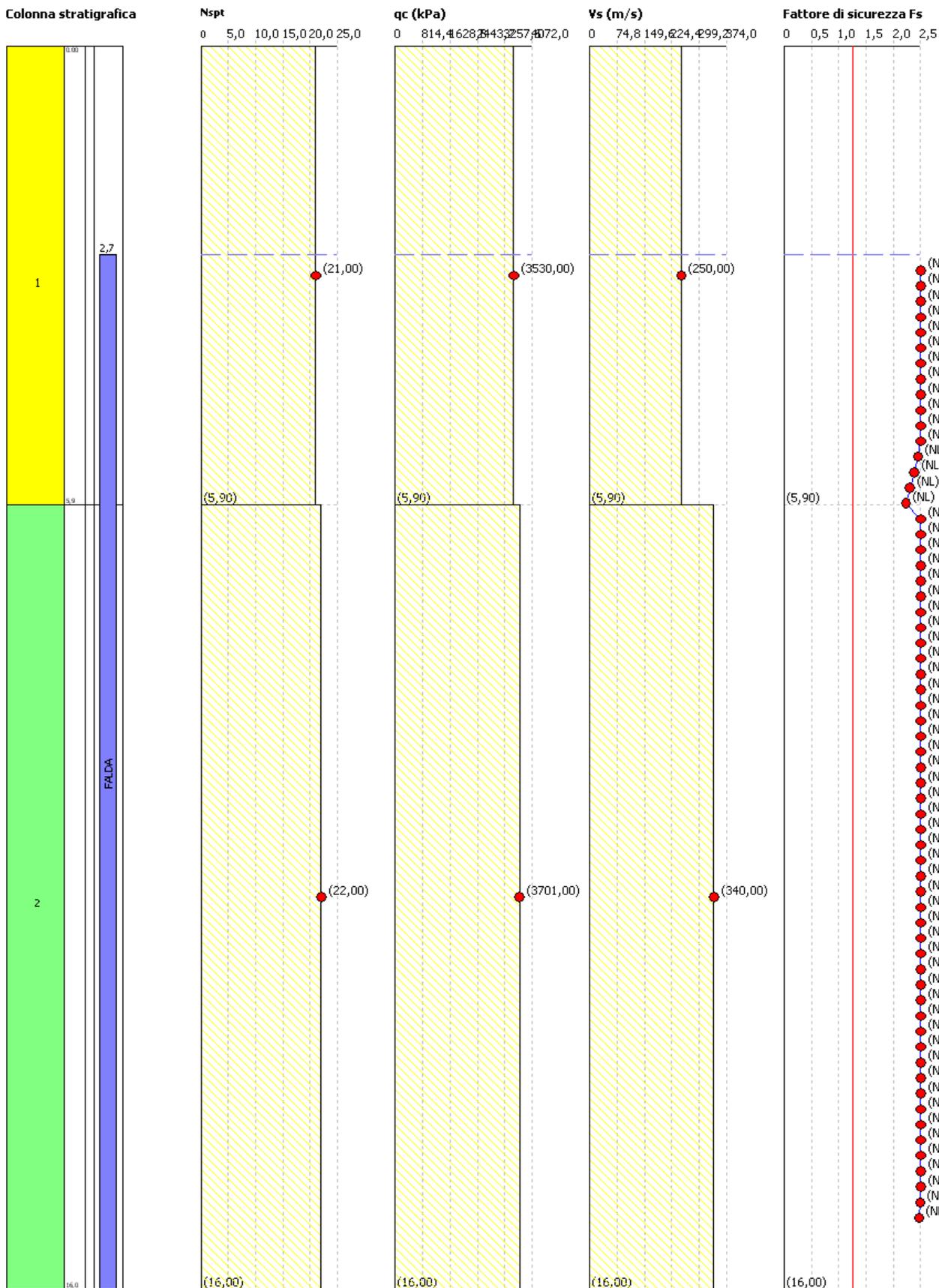
Valutazione del rischio di liquefazione  
Metodo di verifica: ECB (SPT)  
Diagrammi: N<sub>spt</sub> - q<sub>c</sub> - V<sub>s</sub> - F<sub>s</sub>

Data:



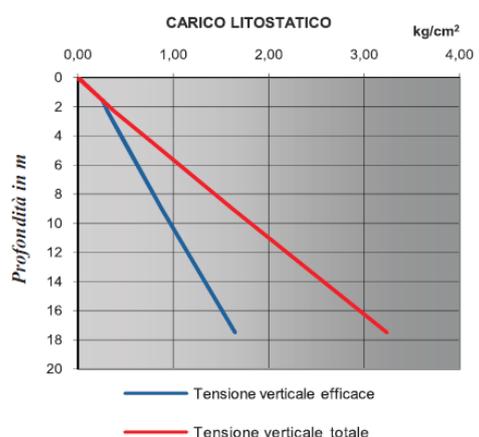
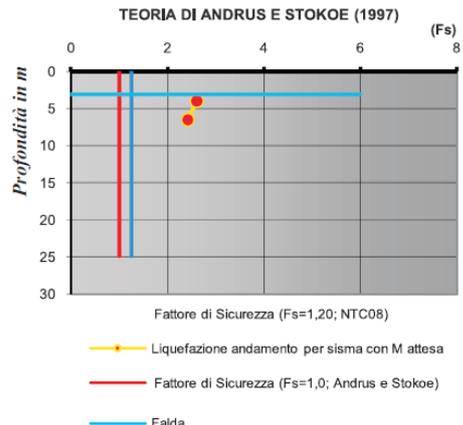
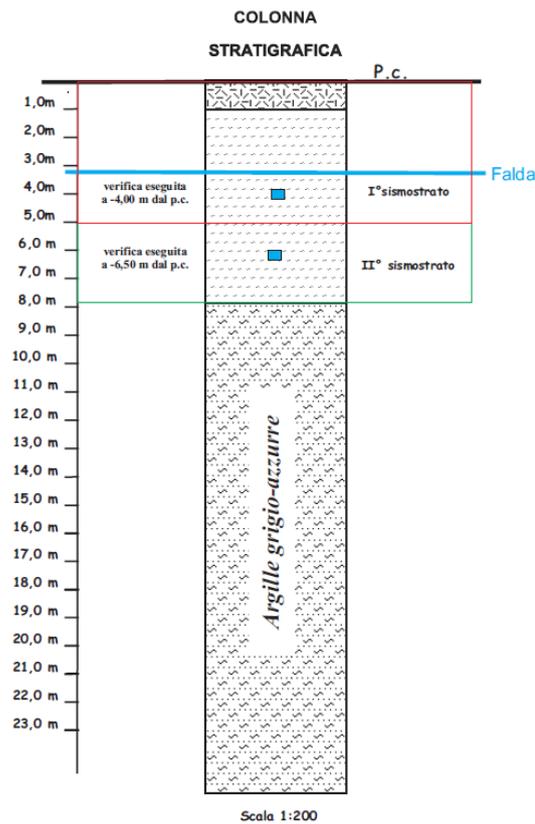
**Valutazione del rischio di liquefazione**  
 Metodo di verifica: ECB (Vs)  
 Diagrammi: Nspt - qc - Vs - Fs

Data:



Di seguito vengono riportati, anche, i risultati delle verifiche a liquefazione tratti dalla relazione STEM.

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE (DA PROVE SISMICHE) METODO DI ANDRUS E STOKOE (1997)				
FORMULE:			RISULTATI:	
$V_{s1} = V_s \cdot \left(\frac{1}{\sigma'_{vd}}\right)^{0,25}$	Spessore		1° STRATO	2° STRATO
			5	3
	$V_{s1}$		292,958	307,151
$CRR = 0,03 \cdot \left(\frac{V_{s1}}{10,0}\right)^2 + \frac{0,9}{(V_{s1c} - V_{s1})} - \frac{0,9}{V_{s1c}}$	CRR		0,242	0,269
$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vm}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vm}} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$	Mw = 6,14	CSR	0,093	0,111
	$r_d$		0,97	0,95
1	< $F_s = CRR/CSR$	Mw = 6,14	$F_s$	
			2,605	2,422
			Verificato	Verificato
1,25	< $F_s = CRR/CSR$	Mw = 6,14	$F_s (NTC08)$	
			2,605	2,422
			Verificato	Verificato
RISCHIO di Liquefazione (Iw asaki et.al., 1978)			Molto Bas so	
PROBABILITA' di Liquefazione (Juang et. al., 2001) [P <sub>L</sub> (%)]			0,01	0,02
SUSCETTIBILITA' di Liquefazione (Juang et. al., 2001)			Liquef. incerta	Liquef. incerta



## 6 Conclusioni

Da quanto esposto nei capitoli precedenti in ordine alle caratteristiche sismiche del territorio interessato si evince che:

- ✓ ai sensi del D.M. 17/01/2018, i terreni presenti appartengono alla Categoria C - *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_s$ , 30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT, 30 < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu, 30 < 250$  kPa nei terreni a grana fina)";*
- ✓ la categoria topografica risulta essere T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ;
- ✓ i dati ricavabili dagli studi fornitici dal Committente, che in questa relazione si riportano, sono certamente abbastanza rappresentativi e sufficienti per la progettazione di fattibilità tecnica ed economica;
- ✓ il problema della liquefazione è certamente uno dei problemi principali in questo ambito territoriale per la presenza di terreni sabbiosi più o meno omogenei e di una falda a profondità limitata. I calcoli del coefficiente di liquefazione eseguiti nell'ambito degli studi fornitici dal Committente, sufficienti per la presente fase di progettazione tecnico economica, ci indicano una possibilità di instaurare fenomeni di liquefazione bassa o nulla ma tenuto conto che tali risultati sono, come è ovvio, molto specifici del sito di sedime in quanto dipendono prevalentemente dalla granulometria dei terreni che in questo complesso alluvionale hanno caratteristiche molto variabili anche a distanza di pochi metri, si ritiene cautelativo che in fase di progettazione esecutiva e di calcolo delle strutture in c.a. si eseguano, ad integrazione di quelle già consigliate nella relazione geologica, le indagini sotto indicate al fine di procedere alla calcolazione dei coefficienti di liquefazione sito-specifici;
- ✓ ai fini della corretta valutazione sito-specifica del potenziale di liquefazione e della categoria sismica di suolo si ritiene indispensabile che il geologo incaricato nelle successive fasi di progettazione esegua specifiche indagini ai sensi del D.M. 17/01/2018.

Il Geologo  
Dott. Gualtiero Bellomo

