

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO  
 COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO  
 TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

SCALA:

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR.    REV.

NN1X   
 00   
 D   
 78   
 RH   
 GE0600   
 004   
 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	E. Pasquali	Settembre 2020	G.Ficorella	Settembre 2020	M. D'Avino	Settembre 2020	 ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Infrastrutture UO Infrastrutture Sud Prof. Ing. Paolo Tiberti
		S. Babucci						
B	Emissione esecutiva	E. Pasquali	Ottobre 2020	G.Ficorella	Ottobre 2020	M. D'Avino	Ottobre 2020	
		S. Babucci						

File: NN1X.00.D.78.RH.GE0600.004.B

n. Elab.:

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
<b>3</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....</b>	<b>6</b>
3.1	RISPOSTA SISMICA.....	6
3.1.1	<i>Categoria di sottosuolo .....</i>	<i>7</i>
3.1.2	<i>Azioni sismiche di progetto .....</i>	<i>10</i>
3.1.3	<i>Magnitudo .....</i>	<i>12</i>
<b>4</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>13</b>
4.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOLOGICHE INTERCETTATE.....	13
4.2	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE .....	18
4.3	SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO .....	20
4.4	FALDA .....	22
<b>5</b>	<b>ANALISI DI LIQUEFAZIONE.....</b>	<b>23</b>
5.1	GENERALE .....	23
5.2	METODOLOGIE DI ANALISI .....	28
5.3	ANALISI BASATE SU PROVE SPT .....	30
5.4	ANALISI BASATE SU PROVE CPT .....	32
5.4.1	<i>Effetto tensione di confinamento (coefficiente <math>k\sigma</math>).....</i>	<i>34</i>
5.5	ANALISI BASATE SULLE ONDE DI TAGLIO VS.....	35
5.6	INDICE POTENZIALE LIQUEFAZIONE .....	36
5.7	RISULTATI .....	37
5.7.1	<i>VI01 – Torrente Fuorni.....</i>	<i>38</i>
5.7.1.1	Prove SPT .....	38
5.7.1.2	Prove CPT.....	39
5.7.1.3	Prove DH .....	40
5.7.1.4	Riepilogo VI01.....	41
5.7.2	<i>VI02 – Fiume Picentino.....</i>	<i>42</i>
5.7.2.1	Prove SPT .....	42

5.7.2.2	Prove CPT.....	43
5.7.2.3	Prove DH .....	44
5.7.2.4	Riepilogo VI02.....	45
5.7.3	<i>VI03 – Fiume Asa.....</i>	<i>46</i>
5.7.3.1	Prove SPT .....	46
5.7.3.2	Prove CPT.....	47
5.7.3.3	Prove DH .....	48
5.7.3.4	Riepilogo VI03.....	49
5.7.4	<i>VI04 – Fosso Diavoloni.....</i>	<i>50</i>
5.7.4.1	Prove SPT .....	50
5.7.4.2	Prove CPT.....	51
5.7.4.3	Prove DH .....	51
5.7.4.4	Riepilogo VI04.....	52
5.7.5	<i>NV02 - Via Wenner .....</i>	<i>53</i>
5.7.5.1	Prove SPT .....	53
5.7.5.2	Prove CPT.....	54
5.7.5.3	Prove DH .....	55
5.7.5.4	Riepilogo NV02 - Via Wenner.....	56
5.7.6	<i>NV03 – Ponte S. Antonio (Fosso Frestola).....</i>	<i>57</i>
5.7.6.1	Prove SPT .....	57
5.7.6.2	Prove CPT.....	58
5.7.6.3	Prove DH .....	58
5.7.6.4	Riepilogo NV03 – Ponte S. Antonio (Fosso Frestola) .....	60
5.7.7	<i>Risultati prove lungo il tracciato.....</i>	<i>61</i>
5.7.7.1	Risultati prove CPTU.....	61
5.7.7.2	Risultati prove DH .....	62
5.7.7.3	Risultati prove SPT .....	63
5.7.7.4	Grafici prove CPTU .....	64
5.8	CONCLUSIONI .....	68
5.8.1	<i>Interventi VI01.....</i>	<i>69</i>
5.8.2	<i>Interventi VI03.....</i>	<i>70</i>
5.9	CONSIDERAZIONI AGGIUNTIVE SUI MURI DI RECINZIONE.....	71
<b>6</b>	<b>CEDIMENTI POST LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>72</b>

## 1 PREMESSA

Il presente documento illustra le valutazioni effettuate in merito alla suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione in relazione alla pericolosità sismica dei siti e gli eventuali interventi di mitigazione relativamente al Progetto Definitivo del collegamento della Linea metropolitana di Salerno.

Lo studio descrive i risultati delle analisi di suscettibilità alla liquefazione dei terreni costituenti il sottosuolo, sviluppate attraverso l'interpretazione delle indagini eseguite relative al PFTE e ai nuovi dati relativi alle indagini svolte per questa fase progettuale, comprendenti indagini Spt CPTU e Down Hole.

In sintesi, nei paragrafi seguenti, verranno approfondite le seguenti tematiche:

1. Inquadramento generale
2. Inquadramento sismico con definizione dell'azione sismica e della magnitudo di riferimento
3. Analisi rischio liquefazione per le opere principali e lungo la linea
4. Conclusioni

## 2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 – Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 – Manuale di Progettazione delle Opere Civili

[N.6]. UNI EN 1997-1 – Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

### 2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta con riferimento ai seguenti documenti.

Relazione Geologica	---	A4	NN1X00D69RGGE0001001
Profilo Geologico	1:2000/1:200	A0	NN1X00D69N6GE0001001-6
Indagini geofisiche	---	A4	NN1X00D69IGGE0005002
Indagini geognostiche: BH1 – BH13	---	A4	NN1X00D69SGGE0005001
Indagini geognostiche: BH14 – BH26	---	A4	NN1X00D69SGGE0005002
Indagini geognostiche: BH5 e BH26	---	A4	NN1X00D69PRGE0005003
Relazione geotecnica generale	---	A4	NN1X00D78RHGE0600001
Rilevati ferroviari - Relazione stabilita' e cedimenti	---	A4	NN1X00D78RHGE0600002
Rilevati stradali - Relazione stabilita' e cedimenti	---	A4	NN1X00D78RHGE0600003
Profilo geotecnico linea - Tav. 1	1:2000/1:200	A0	NN1X00D78L6GE0600002
Profilo geotecnico linea - Tav. 2	1:2000/1:200	A0	NN1X00D78L6GE0600003
Profilo geotecnico linea - Tav. 3	1:2000/1:200	A0	NN1X00D78L6GE0600003
Profilo geotecnico linea - Tav. 4	1:2000/1:200	A0	NN1X00D78L6GE0600004
Profilo geotecnico linea - Tav. 5	1:2000/1:200	A0	NN1X00D78L6GE0600005
Profilo geotecnico linea - Tav. 6	1:2000/1:200	A0	NN1X00D78L6GE0600006

### 3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

#### 3.1 RISPOSTA SISMICA

I risultati dello studio di pericolosità sono forniti, in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km) e nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$ , del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale  $F_0$ , del periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione orizzontale  $T_c^*$ ;
- per diverse probabilità di superamento in 75 anni e/o diversi periodi di ritorno  $TR$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 45 e 1462 anni, estremi inclusi.

Pertanto, per individuare, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $PVR$  associate a ciascuno degli stati limite considerati.

Infatti, fissata la vita di riferimento  $V_{R,TR}$  è esprimibile in funzione di  $PVR$  mediante l'espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

La vita di riferimento è calcolata come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove  $V_N$  è la vita nominale dell'opera e  $C_U$  la classe d'uso.

Per le opere della linea ferroviaria del presente progetto si ha in linea generale:  $V_N=75$  anni e  $C_U=1.5$  (classe d'uso III).

Nota l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido  $a_g$ , l'accelerazione di picco  $a_{max}$  è valutata sulla base della risposta sismica locale:

$$a_{max} = S_T \cdot S_S \cdot a_g$$

dove  $S_S$  è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione stratigrafica,  $S_T$  è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione topografica. Nel seguito viene definita la categoria di sottosuolo e le azioni sismiche di progetto.

### 3.1.1 Categoria di sottosuolo

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità  $V_{s,eq}$ , poiché la profondità del substrato superiore a 30 m. Si può ricavare il parametro  $V_{s,eq}$  mediante la relazione:

$$V_{s,eq} = V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Per la definizione della categoria di sottosuolo sismica, in accordo alla normativa vigente sono state eseguite indagini sismiche finalizzate alla determinazione della  $V_{s,eq}$ , in particolare sono state eseguite prove sismiche di tipo Down Hole e MASW.

I risultati ricavati dalle prove geofisiche in termini di valore equivalente di velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  sono riportati in Tabella 3-1 con le categorie di suolo corrispondenti (da Tabella 3-3). Le prove sono riportate in ordine di posizione progressiva.

**Tabella 3-1 – Risultati delle prove geofisiche in termini di  $V_{s,eq}$  e loro categorie di sottosuolo (da Tabella 3-3).**

Tratto	Prova	Data di esecuzione	$V_{s,eq}$ (m/s)	Tipo di suolo
<b>Sezione A1</b> (da pk -0+65 a pk 0+822)	MASW BH1	2020	270	C
	MASW 1	2019	392	B
	MASW BH3	2020	259	C
<b>Sezione A2</b> (da pk 0+822 a pk 4+722)	MASW 2	2019	346	E
	MASW 3	2019	324	C
	MASW 4	2019	356	E
	MASW 5	2019	375	B
	MASW 6	2019	336	E
	MASW 7	2019	334	E
	DH_13	2020	343	C
<b>Sezione A3</b> (da pk 4+722 a pk 8+811)	MASW8	2019	313	E
	S3_DH (pk 63+703)	2002	229	C
	MASW 9	2019	292	C
	DH_16	2020	258	C
	MASW BH15	2020	266	C
	DH_19	2020	270	C
MASW 10	2019	271	C	

Tratto	Prova	Data di esecuzione	$V_{s,eq}$ (m/s)	Tipo di suolo
	MASW BH20	2020	262	C
	MASW 11	2019	267	C
	S3_DH (pk 66+406)	2002	191	C
	DH_23	2020	256	C
	MASW 12	2019	275	C
	DH_24	2020	231	C

Lungo il tracciato i valori delle velocità delle onde di taglio identificano quindi terreni di tipo B, C e E.

Per le opere d'arte maggiore vengono definite le seguenti categorie di sottosuolo confermate in base alle indagini geotecniche che vi ricadono.

**Tabella 3-2. Categoria di sottosuolo per le opere d'arte maggiori**

Opera	Struttura	Corso d'acqua	Pk	Tipo di suolo
VI01	Nuovo ponte	Torrente Fuorni	1+591.41	E
VI02	Nuovo ponte	Fiume Picentino	3+590.74	E
VI03	Nuovo ponte	Torrente Asa	6+860.96	C
VI04	Nuovo ponte	Fosso Diavoloni	7+931.42	C
NV02	Rifacimento viabilità	Via Wenner	1+828.30	E
NV03	Nuovo Ponte	Fosso Frestola	6+061.64	C

**Tabella 3-3 – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.  
 (Tabella 3.2.II delle NTC2018).**

Suolo	Descrizione geotecnica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.



RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00 D 78	RH	GE0600 004	B	9 di 74

Suolo	Descrizione geotecnica
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

### 3.1.2 Azioni sismiche di progetto

Sulla base di quanto sopra, i valori del fattore di sito  $S$  e dell'azione sismica di progetto  $a_{max} = S \cdot a_g$  per i periodi di ritorno corrispondenti ai diversi stati limite sono riportati in Tabella 3-4 (per opere di protezione, muri di sostegno e ponti), Tabella 3-5 (per fabbricati) e Tabella 3-6 (per passarelle, sottopassi e cavalcaferrovia).

Si rimanda al testo delle NTC2018 per ogni altra indicazione, ad esempio in merito alla definizione degli spettri elastici di risposta e alla relazione geologica per ulteriori approfondimenti.

**Tabella 3-4 – Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c$ ,  $S_s$ ,  $S_T$ ,  $S$ ,  $a_{max}$  per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per opere di protezione, muri di sostegno e ponti ( $V_R = 112.5$  anni).**

Tratto	Nome di opera	SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$S$ (-)	$a_{max}$ (g)
Sezione 2	Opera di protezione (km 1+300)	SLO	68	0.052	1.600	0.083
	VI01 – Ponte Fuorni (km 1+591)	SLD	113	0.063	1.600	0.101
	Opera di protezione (km 61+680)	SLV	1068	0.132	1.600	0.212
	VI02 – Ponte fiume Picentino (km 3+590)	SLC	2193	0.160	1.512	0.242
Sezione 3	VI03 – Ponte fiume Asa (km 6+860)	SLO	68	0.052	1.500	0.078
	VI04 – Ponte fosso Diavoloni (km 7+931)	SLD	113	0.063	1.500	0.094
	SLV	1068	0.132	1.486	0.196	
	muro di sostegno (km 8+250)	SLC	2193	0.160	1.434	0.229

**Tabella 3-5 – Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c$ ,  $S_s$ ,  $S_T$ ,  $S$ ,  $a_{max}$  per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per fabbricati ( $V_R = 100$  anni).**

Tratto	Nome di opera	SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$S$ (-)	$a_{max}$ (g)
Sezione 1	Stazione Arechi	SLO	60	0.050	1.500	0.074
		SLD	101	0.060	1.500	0.090
		SLV	949	0.128	1.494	0.191
		SLC	1950	0.155	1.443	0.224
Sezione 2	Stazione Pontecagnano, nuovo sottopasso (km 4+200) SSE (km 5+750)	SLO	60	0.050	1.600	0.079
		SLD	101	0.060	1.600	0.096
		SLV	949	0.128	1.600	0.205

**Tabella 3-5 – Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c$ ,  $S_s$ ,  $S_T$ ,  $S$ ,  $a_{max}$  per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per fabbricati ( $V_R = 100$  anni).**

Tratto	Nome di opera	SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	S (-)	$a_{max}$ (g)
	Nuovo scatolare, Fosso Frestola (km 6+060) Stazione S. Antonio (km 6+120)	SLC	1950	0.155	1.529	0.229
Sezione 3	Stazione Aeroporto (km 8+700) Stazione Aeroporto (km 8+900) PPM Mercatello	SLO	60	0.050	1.500	0.074
		SLD	101	0.060	1.500	0.090
		SLV	949	0.128	1.494	0.191
		SLC	1950	0.155	1.443	0.224

**Tabella 3-6 – Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c$ ,  $S_s$ ,  $S_T$ ,  $S$ ,  $a_{max}$  per gli stati limite di riferimento (ottenuti attraverso l'impiego del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3.xls, CSLLPP (2009)) per passerelle, sottopassi e cavalcaferrovia ( $V_R = 112.5$  anni).**

Tratto	Nome di opera	SL	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	S (-)	$a_{max}$ (g)
Sezione 1	Passerella pedonale (km 0+569) Futuro sottopasso (km 0+834)	SLO	68	0.052	1.500	0.078
		SLD	113	0.063	1.500	0.094
		SLV	1068	0.132	1.486	0.196
		SLC	2193	0.160	1.434	0.229
Sezione 2	Nuovo CVF via Wenner (km 1+828) Passerella pedonale (km 2+406) Nuova viabilità S. Antonio (km 6+060)	SLO	68	0.052	1.600	0.083
		SLD	113	0.063	1.600	0.101
		SLV	1068	0.132	1.600	0.212
		SLC	2193	0.160	1.512	0.242
Sezione 3	Passerella pedonale (km 7+628)	SLO	68	0.052	1.500	0.078
		SLD	113	0.063	1.500	0.094
		SLV	1068	0.132	1.486	0.196
		SLC	2193	0.160	1.434	0.229

### 3.1.3 Magnitudo

Per la definizione del valore di magnitudo di riferimento per le verifiche a liquefazione, oltre al quadro sismo-tettonico esposto ai paragrafi precedenti, può essere considerata l'analisi di disaggregazione dei valori di pericolosità sismica (accelerazione su suolo rigido orizzontale) di cui alle NTC2018, fornita quale elaborazione aggiuntiva direttamente dal progetto INGV-DPC S1 (vedi Figura 3.1), qui considerata per il punto P2 (fine tracciato). La valutazione del potenziale di liquefazione è stata condotta per il periodo di ritorno dell'azione sismica più prossimo a quello dello stato limite ultimo di verifica (SLV, cfr. i valori di pericolosità sismica riportati in Tabella 3-4, Tabella 3-5 e Tabella 3-6). I risultati di tale analisi, svolta per il punto di griglia più prossimo al sito di progetto (N. 34099) per un periodo di ritorno di 975 anni (probabilità di superamento di 5 % in 50 anni) mostrano come siano dominanti terremoti con valori di magnitudo compresi tra 6-7.5 ed epicentro a distanza 30-60 km. I valori medi di magnitudo e distanza da analisi di disaggregazione sono rispettivamente  $M=6.67$  e  $d=44.5$  km.

Sulla base della sismicità storica, la magnitudo di riferimento da considerare risulta generalmente più elevata. Tenendo conto dei terremoti con maggiore risentimento nell'area di progetto (cfr. paragrafi precedenti) è ragionevole assumere, una magnitudo di riferimento per la verifica a liquefazione pari a **6.8**.

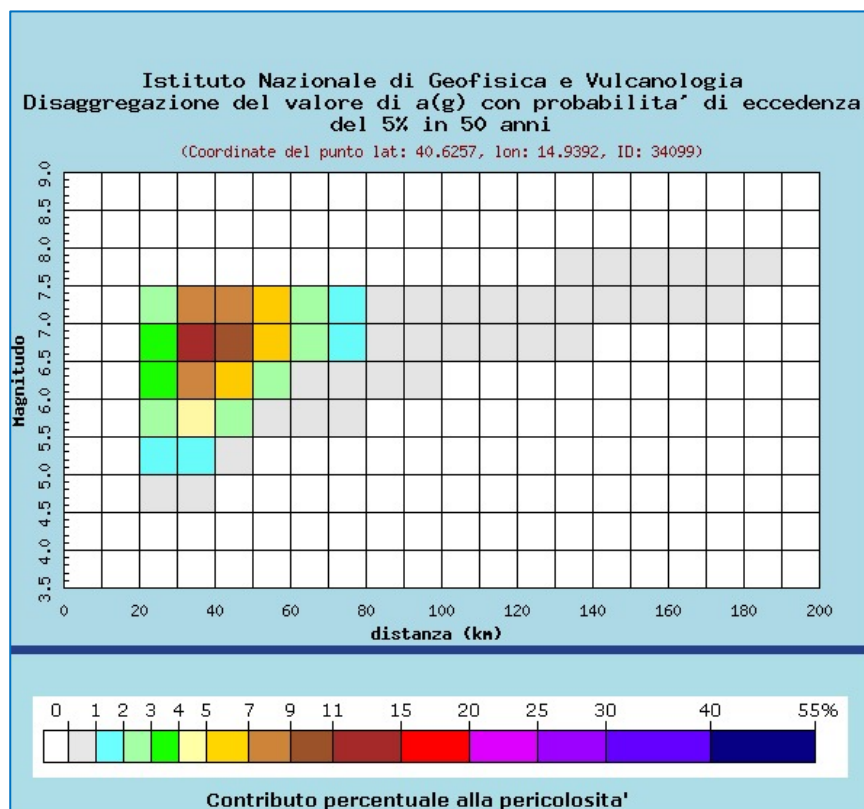


Figura 3.1 – Analisi di disaggregazione del dato di pericolosità per il punto di griglia 34099 (per  $T_R = 975$  anni), da elaborazioni DPC-INGV S1 (<http://zonesismiche.mi.ingv.it/>).

## 4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La successione stratigrafica è stata desunta sulla base delle indagini eseguite e dai rilievi e studi geologico-geomorfologici.

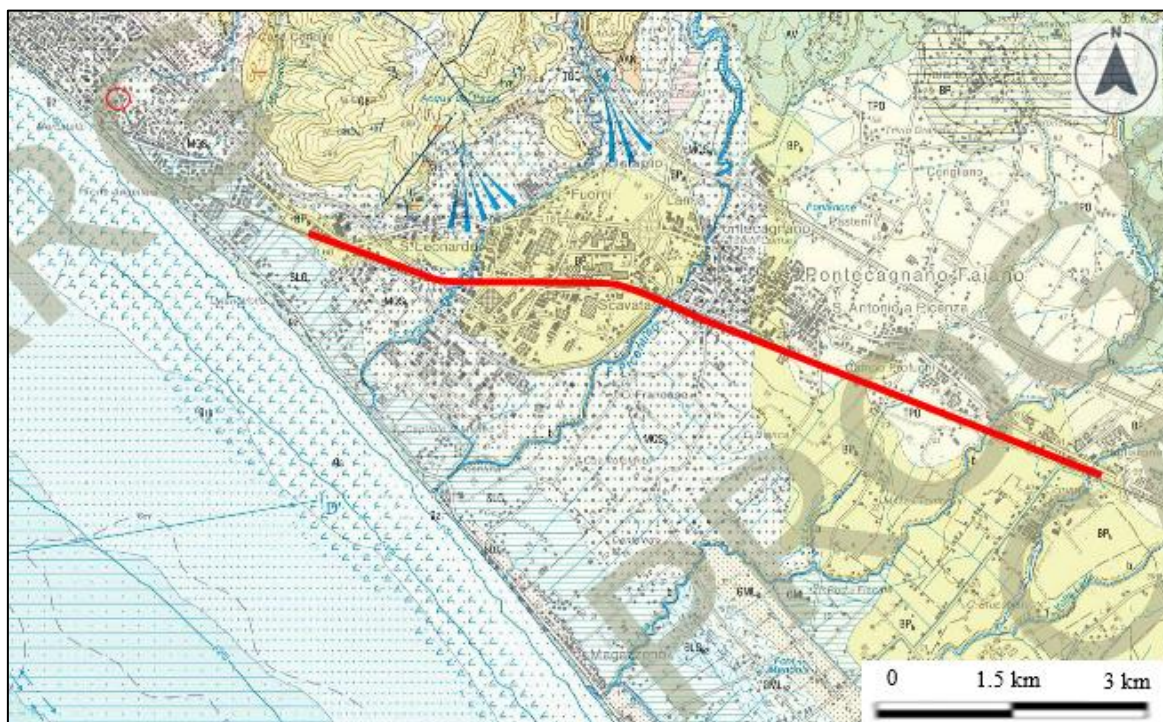
Nel seguito vengono definite le unità geologiche e geotecniche intercettate, individuabili graficamente nei rispettivi profili longitudinali a cui si rimanda.

### 4.1 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOLOGICHE INTERCETTATE

Il territorio oggetto degli interventi in progetto si sviluppa lungo la Piana del Sele, nel settore centro settentrionale della pianura, per una lunghezza di 8,8 km circa ed affiancherà la linea ferroviaria Salerno – Battipaglia nei pressi del comune di Pontecagnano. Per quanto concerne la cartografia geologica di riferimento, la cartografia CARG in scala 1: 50.000 copre l'intero territorio oggetto del presente studio. Lo stralcio della Carta Geologica, Foglio 467 "Salerno", scala 1: 50.000, ISPRA, in Figura 3-4 (legenda nelle Figure 3-5a e 3-5b), è localizzato lungo il tratto campano del margine tirrenico dell'Appennino meridionale. Questo settore si presenta alquanto articolato per la presenza dei golfi di Napoli e Salerno, individuati da NW a SE dal settore vulcanico Flegreo, dalla Penisola di Sorrento e dal promontorio del Cilento. La penisola Sorrentina insieme all'isola di Capri, sua naturale estensione nel Tirreno, si protende per oltre 30 km in direzione NE-SW e, a differenza del Promontorio Flegreo legato al vulcanismo omonimo di età quaternaria e del Promontorio del Cilento, costituito da successioni bacinali e silicoclastiche di età giurassico-miocenica, è formata da successioni di piattaforma e di rampa carbonatica di età mesozoica. La Piana del Sele e l'antistante Golfo di Salerno costituiscono rispettivamente la porzione emersa e la porzione sottomarina di una importante depressione morfostrutturale (depressione del Sele) evidenziata da una forte anomalia gravimetrica negativa che si allunga in direzione WSW-ENE lungo il lato meridionale della penisola di Sorrento (Marani et alii, 2004). Tale depressione è riempita da alcune migliaia di metri di depositi quaternari, in larga parte di natura epiclastica (es. supersintema Eboli), derivanti dalla rapida erosione dei rilievi carbonatici durante fasi di sollevamento iniziate a partire dal Pleistocene inferiore (Brancaccio et alii, 1991), di fatto contemporaneamente all'inizio della subsidenza nella depressione del Sele. Nel Quaternario assieme alla depressione della Piana del Sele-Golfo di Salerno si delineano anche le depressioni del Golfo di Napoli e, più a nordovest, della piana del Volturno (Milia & Torrente, 2000). Queste depressioni costiere riflettono una forte tettonica estensionale quaternaria a cui si è accompagnata l'attività vulcanica dei Campi Flegrei e del complesso Somma-Vesuvio, responsabile della spessa coltre di vulcanoclastiti che ricoprono quasi ubiquitariamente i rilievi del territorio campano.

La Piana del Sele, come detto, è una pianura alluvionale che occupa la parte emersa del graben peritirrenico del Golfo di Salerno. La parte più interna di questo graben a partire dal Pliocene fu riempita da un'enorme quantità di

sedimenti (dello spessore di 2000 m), associata ad una lenta e progressiva subsidenza Quaternario. All'interno della piana la distribuzione spaziale ed altimetrica di questi depositi è molto caratteristica ed appare strettamente influenzata dall'evoluzione tettonica dell'area: i terreni più recenti sono incastrati in quelli più antichi procedendo dalla periferia verso il centro della depressione (Brancaccio et al., 1995). Il basamento della piana (del Miocene superiore) è formato da argille marnose con frequenti intercalazioni arenacee, alla cui sommità sono presenti calcari evaporitici e sedimenti derivati dall'accumulo dei frustoli di diatomee (Ortolani et al., 1979). La parte più interna di tale depressione è occupata da successioni conglomeratiche che si estendono da Salerno ad Eboli, frutto dell'erosione che ha interessato i Monti Picentini in seguito alle condizioni climatiche fredde e ai movimenti tettonici del Pleistocene inferiore (Sintema di Eboli) (Pappone et al., 2009). Questi depositi alluvionali, in massima parte in facies di media e bassa conoide, testimoniano, come accennato in precedenza, le fasi di più forte e rapido sollevamento dei massicci carbonatici bordieri (Monti Picentini) e la contemporanea subsidenza anche sul settore orientale del graben (Brancaccio et al., 1987).



**Figura 3-4 – Stralcio, non in scala, delle Carta Geologica, Foglio 467 “Salerno”, scala 1: 50.000, ISPRA. Il tracciato oggetto di intervento è stato evidenziato in rosso.**

Di seguito si descrivono le formazioni affioranti presso l'area di progetto, le quali si succedono dal basso verso l'alto secondo il seguente ordine stratigrafico:

- **Subunità della Piana del Sele (Settore Salerno – Pontecagnano – Battipaglia):** depositi di questa Subunità rappresentano tutto il Pleistocene e l'Olocene e costituiscono le principali unità di paesaggio della Piana alluvionale e costiera del Sele. Questa subunità è costituita da due importanti supersintemi (supersintema Battipaglia-Persano; supersintema Eboli), da due unità sintemiche (sintema Campolungo; sintema Gromola) e da due unità litostratigrafiche (Travertini di Pontecagnano; unità di Ariano-Torrente Cornea), di cui seguono le descrizioni delle unità riscontrate nell'area di studio:
  - **Supersintema Battipaglia – Persano (BP):** I sedimenti del supersintema occupano una posizione morfo-crono-stratigrafica compresa tra i conglomerati del supersintema Eboli (CE), a monte, ed i primi depositi tirreniani del sintema Gromola (GML), a valle. In relazione agli ambienti di sedimentazione la porzione più recente, di questo supersintema viene distinta nelle seguenti associazioni di litofacies, probabilmente fra loro eteropiche: **BPa)** Porzione deposta in ambiente di conoide alluvionale - Alternanze latero verticali di ghiaie sabbiose, sabbie e, subordinatamente, peliti sabbiose con frazione grossolana poligenica ed eterometrica proveniente dalle locali serie mesozoiche. Verso l'alto passano a sedimenti alluvionali sabbioso-limoso-argillosi con componente piroclastica e con frequenti episodi pedogenici intercalati. In sommità è spesso conservato un paleosuolo bruno scuro, ben strutturato, molto decalcificato ed argillificato. Spessore non inferiore a 30 m. (Tardo Pleistocene Medio-Pleistocene Superiore basale?); **BPb)** Porzione deposta in ambiente di piana costiera - Sedimenti sabbiosi e pelitici, eteropici di quelli della porzione precedente. Si tratta di complessi sabbioso ghiaiosi e sabbiosi di spiaggia e dune litorali (evidenti sono le tracce morfologiche di antichi cordoni litoranei disposte a quote intorno ai 25 m) alternati a complessi pelitici e pelitico-sabbiosi di laguna e/o stagno costiero con associati sedimenti sabbioso-pelitici di ambienti fluvio-palustri. Localmente sono intercalate lenti ghiaiose e sabbioso-ghiaiose di ambiente alluvionale. Spessore non inferiore a 30 m. (Tardo Pleistocene Medio-Pleistocene Superiore basale?); **BPc)** Depositi travertinosi (travertino di Faiano). Questi depositi, affioranti nell'area di Pontecagnano-Faiano, sono costituiti in gran parte da incrostazioni carbonatiche su supporti vegetali di varia natura (piante superiori, muschi, alghe e cianobatteri) e subordinatamente da sabbie calcaree. Tali depositi formano corpi sedimentari terrazzati, la cui origine è da ricondursi ad acque scorrenti sovrassature in carbonato di calcio. Al Supersintema Battipaglia-Persano è ascritta la seguente unità litostratigrafica:
  - **Travertini di Pontecagnano (TPO):** Costituisce un'unità di tipo litostratigrafico rappresentata da un'associazione di litofacies travertinose formatesi in ambiente di piana fluvio-lacustre ed alluvionale s.l. Essa si colloca dal punto di vista crono-stratigrafico tra il sintema Gromola e il sintema Campolungo; gli affioramenti sono rari e non sono esclusi possibili passaggi eteropici con i sedimenti ghiaioso-sabbiosi del sintema Masseria Acqua Santa. Questa unità si sviluppa esclusivamente in pianura (Pontecagnano) ed a tetto del Tufo Grigio Campano (TGC). La potenza, stimata per mezzo di alcuni sondaggi, non supera la ventina di metri. Tardo Pleistocene superiore-Olocene *p.p.*).
  - **Sintema Campolungo (SLG):** I depositi di questo sintema costituiscono un prisma di sedimenti trasgressivi e progradazionali accrezionato sul fronte della Piana nel corso dell'Olocene, con spessore crescente da terra, dove sono ubicati i depositi più antichi, verso mare. Tale spessore è stimabile in circa 20 m all'altezza della costa attuale. Si tratta di una successione sedimentaria di depositi eolici, marino costieri, lagunari e palustri di età olocenica s.l., organizzati in più cicli sedimentari separati da discordanze di natura erosionale rappresentate da superfici di discontinuità connesse alle fasi trasgressivo-regressive

responsabili della loro genesi. Il sintema è limitato a tetto dalla superficie topografica, con morfologie dunari ben conservate ed estese su tutta la piana costiera del Sele, da Paestum a Salerno. La base è rappresentata, nel sottosuolo, dalla superficie erosionale determinata dalla regressione tardo-wurmiana. In definitiva, le associazioni di litofacies presenti nel sintema Campolongo possono essere così di seguito sintetizzate. **SLGd)** Sabbie eoliche medie e fini a luoghi rubefatte formanti un cordone dunare costiero potente pochi metri; verso il basso passano a sabbie fossilifere, a luoghi debolmente ghiaiose, di spiaggia s.l. e di spiaggia sommersa. Verso terra sono eteropiche di “e”. Età compresa tra 2,5 ka ed il XX secolo. **SLGe)** Depositi pelitici caratterizzanti il riempimento di depressioni retrodunari: argille, argille-siltose, limi e sabbie fossilifere di ambiente lagunare con *Cardium spp.*, evolventi verso l’alto ad argille, limi e limi torbosi limno-palustri con rare e sottili intercalazioni di livelli sabbiosi (tempestiti?). Lo spessore complessivo non supera i 10 m. Sono particolarmente evidenti i rapporti di eteropia con gli altri sedimenti del sintema. Età compresa tra circa 9 ka e l’epoca moderna. **SLGb2)** Depositi colluviali sabbioso-limosi ricchi di sedimenti di suolo e di frazione organica; disposti lungo il margine interno della depressione retrodunare, mantellano i fianchi di deboli pendii o rivestono il fondo di vallecole, dove comprendono rari e modesti episodi alluvionali debolmente ghiaiosi. Nel complesso sono eteropici dei sedimenti in facies lagunare e limno-palustre del sintema e presentano uno spessore massimo di alcuni metri. (Olocene).

- **Subunità delle Valli fluviali in destra del Sele (Fiumi Irno, picentino e Tusciano):** I depositi di questa subunità sono riferibili a tutto il Pleistocene e sono pertinenti le principali unità di paesaggio fluviali che caratterizzano indistintamente tanto la Piana del Sele che i settori vallivi solcanti il rilievo dei Monti Picentini. In particolare, nell’area di Piana dominano le più recenti facies fini alluvionali e marino-transizionali spesso eteropiche di facies esclusivamente di ambiente di piana costiera. Segue la descrizione dell’unità riscontrata nell’area di studio:
  - **Sintema Masseria Acqua Santa (MQS):** Questo sintema caratterizza la complessa sedimentazione delle basse valli dei fiumi Irno, Picentino e Tusciano con passaggi eteropici a sedimenti detritico-alluvionali disposti al piede dei rilievi. Cronostratigraficamente i sedimenti si collocano a tetto del Tufo Grigio Campano (TGC), nel tardo Pleistocene sup.-Olocene inf. A valle la superficie-limite superiore di origine deposizionale scompare sotto i sedimenti del sintema Campolongo (SLG); nella zona del Tusciano, morfologicamente, essa dà luogo ad un corpo alluvionale che si incastra nel sintema Fasanara (NSR) e la cui base scende al di sotto del livello del mare attuale. Nelle valli del Picentino e dell’Irno, la superficie-limite superiore coincide o con la superficie dei conii detritico-alluvionali laterali o con le spianate dei terrazzi fluviali (almeno due ordini di cui uno ben evidente). La superficie limite-inferiore è una superficie erosiva impostata tanto sui depositi del substrato calcareo mesozoico locale e tanto sui depositi conglomeratici e travertinosi più antichi (BP, CE, GML e NSR) sospesi sul fondovalle. Nel complesso il sintema è composto da ghiaie e sabbie poligeniche fluviali s.l., con subordinati episodi pelitici. I conoidi alluvionali sono costituiti prevalentemente da ghiaie calcaree poligeniche fini supportate da matrice piroclastica, alternate a colluvioni vulcanoclastiche e sedimenti di suolo. Le falde detritiche sono composte prevalentemente da breccie stratoidi incoerenti a matrice piroclastica e con clasti calcarei centimetrici spigolosi. A luoghi nella successione si riscontrano livelli di corpi di frana s.l. del tipo *debris-mud-earth flows*. Sono eteropici di conglomerati e sabbie fluviali, colluvioni



vulcanoclastiche, livelli limno-palustri, vulcanitici e di travertino nel sottosuolo. Nel complesso la potenza dei depositi di questo sistema, estrapolata mediante stratigrafie di sondaggi geognostici, si aggira mediamente intorno ai 20 m. (Tardo Pleistocene sup.-Olocene).

- **Unità ubiquitarie non completamente formate dell'area continentale:**

- *Depositi alluvionali (b):* Sedimenti fluviali e alluvioni ghiaiose; sabbie, sabbie ghiaiose e/o limose e limi di fondovalle fluviale caratterizzanti le aree golenali dei principali corsi d'acqua (F. Irno, F. Picentino, F. Tusciano, T. Asa, T. Cornea, ecc.); a luoghi appaiono disposti in modesti, limitati e discontinui terrazzamenti in alveo o chiaramente reincise. (Olocene).

Riassumendo, la tratta in esame, che si sviluppa lungo il tracciato evidenziato in rosso in Figura , interseca i depositi alluvionali caratterizzati da ghiaie, sabbie, sabbie ghiaiose e/o limose e limi alluvionali di fondovalle fluviale caratterizzanti le aree golenali (**b**); depositi pelitici caratterizzanti il riempimento di depressioni retrodunari: argille, argille limose, limi e sabbie fossilifere di ambiente lagunare con spessori inferiori a 10 m (**SLGe**); depositi fluvio-lacustri e travertini rappresentati da livelli fitoclastici, fitotermali e sabbiosi, stratoidi da medi a sottili e talvolta separati da orizzonti pedogenici o da depositi colluviali o piroclastici, lo spessore complessivo è di circa 20 m (**TPO**); due litofacies del supersistema Battipaglia – Persano: alternanze latero-verticali di ghiaie sabbiose, sabbie e peliti sabbiose con frazione grossolana poligenica ed eterometrica con spessore non inferiore a 30 m (**BPa**) e sedimenti prevalentemente fini di ambiente di piana costiera, si tratta di complessi sabbioso ghiaiosi e sabbiosi di spiaggia e dune litorali con spessori non inferiori a 30 m (**BPb**); ghiaie calcaree fini con matrice piroclastica e sedimenti di suolo depositi in contesti di conoide alluvionale, lo spessore è di circa 20 m (**MQSb**).

#### 4.2 DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE

Lungo il tracciato dalle indagini eseguite sono state intercettate le seguenti unità geologiche, definite in precedenza e qui di seguito elencate.

Unità geologica	Descrizione	Unità geotecnica di riferimento
-	Coltre vegetale e materiale antropico	Riporto, R
<b>MQS:</b> <b>Sintema</b> <b>Masseria</b> <b>Acqua Santa</b>	Ghiaie e sabbie fluviali. Ghiaie calcaree poligeniche fini con matrice piroclastica alternate a colluvioni vulcanoclastiche. Spessore medio 20 m.	Sabbia, S
		Ghiaia, G
<b>TPO:</b> <b>Travertini di</b> <b>Pontecagnano</b>	Depositi fluvio-lacustri e travertini stratoidi da medi a fini. Non si escludono possibili passaggi eteropici con MQS, spessore medio 20 m.	Argilla, A
		Limo, L
		Sabbia, S
		Ghiaia/ciottoli/travertini, G
<b>BPa:</b> <b>Supersintema</b> <b>Battipaglia –</b> <b>Persano</b>	Alternanze di ghiaie sabbiose, sabbie e peliti sabbiose. Spessore non inferiore a 30 m.	Limo, L
		Argilla, A
		Sabbia, S
<b>BPb:</b> <b>Supersintema</b> <b>Battipaglia –</b> <b>Persano</b>	Complessi sabbioso-ghiaiosi e sabbia di spiaggia e dune litorali alternati a complessi pelitici e pelitici sabbiosi di laguna. Spessore non inferiore a 30 m.	Sabbia, S
		Ghiaia, G

Per quanto riguarda le unità geotecniche, data la ricorrenza della medesima tipologia di materiale all'interno delle diverse unità geologiche, si è deciso di procedere ad una classificazione sulla base della granulometria e dei risultati delle prove penetrometriche (SPT); sulla base dei nuovi dati raccolti si mantiene la classificazione geotecnica indicata nel Progetto di Fattibilità Tecnico Economica, in cui si distinguevano le seguenti sub-unità geotecniche:

- **Argilla (A)**
  - Di scarsa consistenza (A1)
  - Di media consistenza (A2)
- **Limo (L)**
  - Di scarsa consistenza (L1)
  - Di media consistenza (L2)
  - Di alta consistenza (L3)

RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00 D 78	RH	GE0600 004	B	19 di 74

- **Sabbia (S)**
  - Sabbia media (S)
  - Sabbia limosa (SL)
- **Ghiaia (G)**
  - Ghiaia e sabbia (G/S)

Le principali caratteristiche delle unità geotecniche intercettate, si presentano praticamente omogenee (nell'ambito della normale variabilità geotecnica) lungo tutto lo sviluppo del tracciato.

### 4.3 SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Nella seguente tabella si sintetizzano i valori dei parametri geotecnici di progetto per le unità geotecniche intercettate.

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]	$E_0^{(1)}$ [MPa]	[colpi/30 cm]	$k$ [m/s]
<b>Riporto R<sup>(2)</sup></b>	18-20	31-33	-	-	100-150	5-25	$\sim 1.0 E^{-05}$
<b>Argilla scarsa consistenza A1<sup>(3)</sup></b>	16-18	19-21	5-10	20-40	100-300 z<30 m	<5	$5.6 E^{-08}$
<b>Argilla media consistenza A2<sup>(4)</sup></b>	18-20	19-23	10-20	70-120	300-400 z<30 m	5-40	$5.6 E^{-08}$
<b>Limo scarsa consistenza L1<sup>(5)</sup></b>	17-19	22-25	2-5	20-50	85-200 z<30 m 200 – 600 30<z<50 m	<10	$3.5 E^{-06}$
<b>Limo media consistenza L2<sup>(5)</sup></b>	17-19	22-25	10-15	45-90	200-350 z<30 m 350-850 30<z<50 m	10-20	$3.5 E^{-06}$
<b>Limo alta consistenza, L3<sup>(5)</sup></b>	17-19	22-25	15-30	90-180	400-470 z<30 m 470-1000 30<z<50m	20-40	$3.5 E^{-06}$
<b>Sabbia Limosa SL<sup>(6)</sup></b>	18-20	26-30	0-5	-	200-400 z<36 m	15-30	$1.2 E^{-07} - 3.6 E^{-06}$
<b>Sabbia media S<sup>(6)</sup></b>	18-20	29-33	-	-	400-800 z<36 m	30-50	$3.6 E^{-06} - 1.4 E^{-05}$
<b>Ghiaia/sabbia G/S<sup>(7)</sup></b>	18-19	33-37	-	-	300-800 z<30 m 800-1500 30<z<50 m	30-50	$7.8 E^{-05} - 1.5 E^{-04}$

RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00 D 78	RH	GE0600 004	B	21 di 74

I moduli di deformabilità “operativi” (E’) da adottare per le opere di sostegno e per le fondazioni, saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E0).

Nel caso di valutazione di cedimenti di rilevati, i moduli elastici “operativi” saranno assunti pari a 1/10 di quello iniziale.

I valori delle proprietà geotecniche indicate sono da intendersi come range di valori guida per la progettazione; resta inteso che nelle analisi geotecniche di dettaglio delle varie opere andranno calibrati sulla base delle condizioni geotecniche locali, delle specifiche situazioni locali, oltre che rapportati alla tipologia di opere (fondazioni pali o opere di sostegno), alle ipotesi di calcolo assunte.

#### 4.4 FALDA

Nel tracciato in progetto sono stati installati piezometri per il monitoraggio del livello della falda iniziato a marzo 2020.

Nella relazione geotecnica generale, a cui si rimanda, sono riportate tutte le letture piezometriche eseguite mentre nel profilo stratigrafico longitudinale è rappresentato graficamente l'andamento del livello di falda lungo il tracciato da considerare per il dimensionamento delle opere definitive a lungo termine.

In generale il livello massimo della falda è variabile lungo il tracciato con andamento oscillante tra 5 m e 8 m di profondità da p.c.

Per il dimensionamento delle opere si farà riferimento al valore di falda delle indagini più vicine, in accordo a quanto riportato nel profilo geotecnico.

I valori di soggiacenza della falda si mantengono praticamente costanti con una variazione compresa in generale tra 0.05-0.5 m, presentando un abbassamento nelle ultime misure, legata probabilmente al periodo estivo.

Per le analisi di liquefazione si è fatto riferimento al valore massimo di falda riportato nel profilo stratigrafico longitudinale.

Le letture sono graficate nella figura seguente.

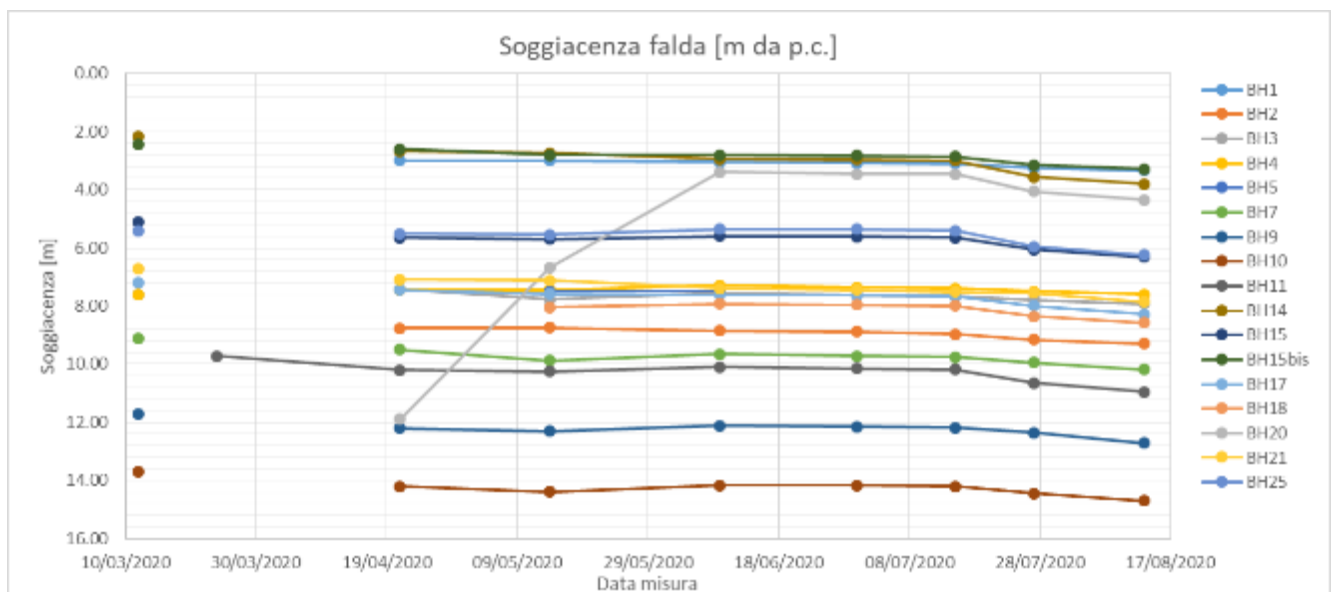


Figura 2 – Andamento del livello piezometrico

## 5 ANALISI DI LIQUEFAZIONE

### 5.1 GENERALE

Allo scopo di accertare la stabilità nei confronti della liquefazione, per il sito in esame sono state effettuate delle verifiche che hanno consentito di determinare il potenziale di liquefazione, parametro indicativo dell'estensione che il fenomeno può avere nei terreni.

La liquefazione è infatti un fenomeno per cui durante un sisma la rigidità e la resistenza del terreno possono ridursi significativamente. Ad essa sono associati la perdita di resistenza al taglio o l'accumulo di deformazioni plastiche che avvengono in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, a causa delle azioni cicliche e dinamiche che si verificano in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una diminuzione della tensione media efficace nel terreno e una riduzione della resistenza al taglio. Questa riduzione può essere una condizione temporanea o può indurre una condizione di collasso definitiva.

Il fenomeno della liquefazione è profondamente influenzato dal numero dei cicli  $N$  del terremoto, dalla densità relativa  $D_r$  e dalla granulometria del terreno. Un terreno incoerente, a parità di altri fattori, è maggiormente esposto al pericolo della liquefazione quanto minore è la sua densità relativa. Il potenziale di liquefazione aumenta poi, ovviamente, al crescere di  $N$  (cicli del terremoto).

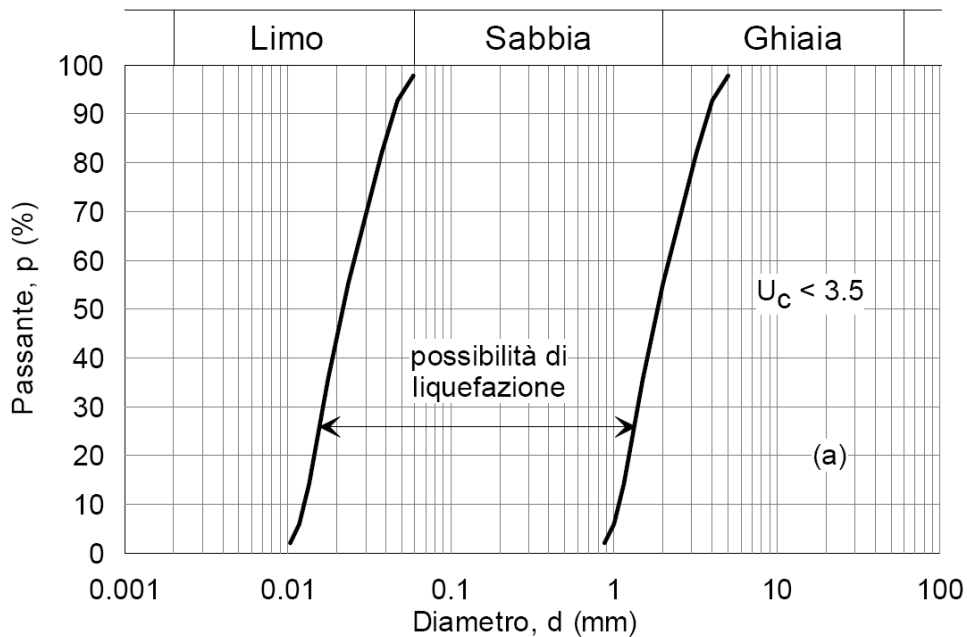
Il raggiungimento della condizione di liquefazione può dare origine ad effetti di varia natura, quali, nei casi più eclatanti:

- affondamento di edifici nel terreno;
- scorrimento di pendii;
- collasso di terrapieni, rilevati stradali e opere di terra in genere;
- collasso di palificate per perdita di connessione laterale;
- zampillio di copiosi getti d'acqua e di sabbia con formazione dei caratteristici coni eruttivi;
- collasso di opere di sostegno per sovrappinta del terreno a monte.

In questo contesto, il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione 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 limoso-argillosa. In altre parole, è necessario valutare il potenziale di liquefazione del terreno ove devono essere realizzate le opere in progetto.

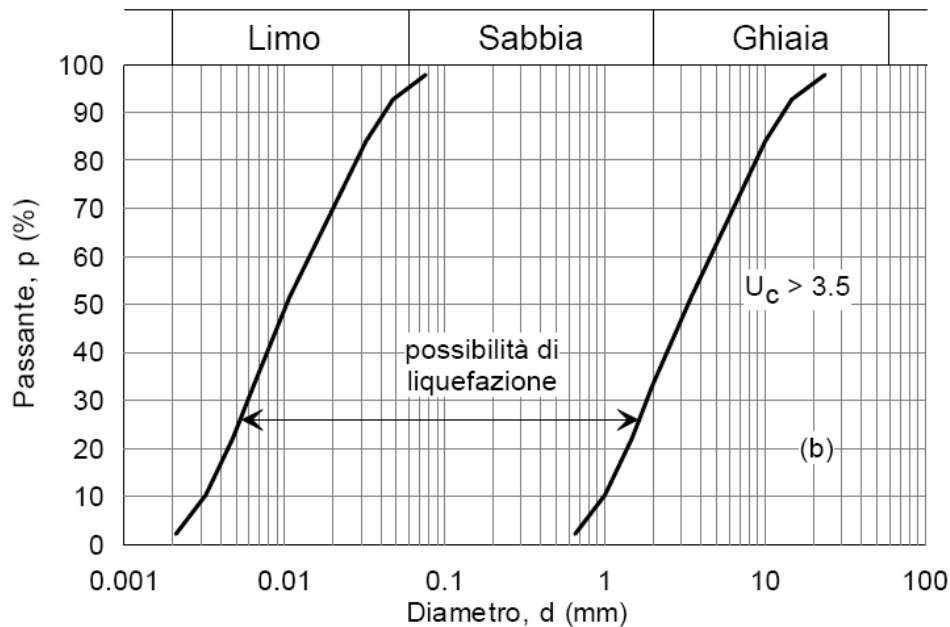
Le NTC18 al paragrafo 7.11.3.4.2 affermano che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field 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  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{cIN} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{cIN}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in tabella seguente nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .



**Figura 5.1 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per  $U_c < 3.5$**





**Figura 5.2 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per  $U_c > 3.5$**

Per il sito in esame, sulla base di quanto riportato nei capitoli precedenti e nella Relazioni Geotecnica, risulta che:

- l'evento sismico atteso è di magnitudo di progetto pari a  $M = 6.8$ ;
- le accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field sono superiori a 0.1 g, raggiungendo massimi di 0.212 (vedasi tabelle Tabella 3-4, Tabella 3-5 e Tabella 3-6)
- La falda risulta sempre ubicata nei primi 5-7 m da piano campagna, pertanto inferiore a 15 m dal piano campagna
- in alcune zone sono presenti strati sabbiosi e/o limo-sabbiosi di bassa plasticità con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} < 30$ .

Quindi per quanto previsto da normativa vigente, non è possibile escludere a priori la liquefazione; è necessario eseguire le dovute verifiche con i dati a disposizione SPT, CPTU e  $V_s$ .

Per il tracciato in esame la stima del potenziale rischio di liquefazione è stata eseguita sulle unità geotecniche ritenute suscettibili alla liquefazione, ovvero le unità S (sabbia) e SL (Sabbia Limosa), per una profondità massima di 20 m dal pc.

Dalle analisi granulometriche svolte nei campioni appartenenti a queste unità, completamente riportate nei documenti di riferimento per le analisi geognostiche a cui si rimanda, si evince una percentuale molto variabile e che in alcuni sondaggi predomina la frazione fine.

Le verifiche a liquefezione sono state eseguite lungo la verticale in corrispondenza delle opere d'arte maggiori, ovvero i 4 nuovi viadotti (VI01, VI02, VI03, VI04) e le nuove viabilità (NW Via Wenner e NW Fosso Frestola) e lungo tutto lo sviluppo del tracciato attraverso le prove CPTU., DH e SPT eseguite nell'ultima campagna indagini effettuata.

Si è considerato come valore limite una percentuale di fine (L+A) inferiore al 67% nei campioni prelevati in corrispondenza delle verticali indagate: per valori superiori di fine si riduce completamente la suscettibilità delle particelle alla liquefazione poiché al diminuire della dimensione delle particelle aumentano i legami intramolecolari.

In particolare, per la definizione dei tratti di tracciato e la potenza dello strato interessato dal fenomeno della liquefazione sono stati usati i seguenti criteri:

- sono stati trascurati gli strati di terreno Sabbioso o Sabbioso Limoso al di sopra del livello massimo di falda (considerando inoltre un franco minimo di 0.5 m rispetto alla misura ottenuta dal profilo geologico) non essendo sabbie sature (7.11.3.4.1 NTC2018);
- in corrispondenza delle verticali dove le analisi granulometriche effettuate nei campioni prelevati hanno fornito valori della percentuale di fine superiore al 67% non sono state effettuate le verifiche ed è stato considerato assente il rischio a liquefazione. In accordo alla Classificazione Unificata, di validità generale, sviluppata dal Bureau of Reclamation e il Corps of Engineers, a favore di sicurezza escludiamo a priori le granulometrie con frazione passante al vaglio 0.075 mm maggiori dei 2/3 della curva (per cui  $L+A > \text{del } 67\%$ ), perché non liquefacibile (Tab. 11.4);

**Tab. 11.4** - Valutazione della Probabilità di liquefazione in funzione della classificazione dei suoli /depositi - Frazione passante al vaglio 0,075 mm min

MAGGIORI DIVISIONI	CLASSE	TIPO DI SUOLO	PROBABILITÀ DI LIQUEFAZIONE		
Frazione passante al vaglio 0,075 mm ≤ al 50%	Ghiaie pulite Niente o poco fino	GW	Ghiaie ben graduate Mistura di sabbia e ghiaia	Da bassa a moderata	
		GP	Ghiaie graduate male Mistura di sabbia e ghiaia	Bassa	
	Ghiaie con fino	GM	Ghiaie limose Mistura di ghiaia sabbia e limo	Moderata	
		GC	Ghiaie argillose Mistura di ghiaia sabbia e limo	Bassa	
	Sabbie pulite Niente o poco fino	SW	Sabbie ben graduate, sabbie ghiaiose	Alta	
		SP	Sabbie graduate male, sabbie ghiaiose	Da moderata ad alta	
	Sabbie con fino	SM	Sabbie limose Mistura di sabbia e limo	Da moderata ad alta	
		SC	Sabbie argillose Mistura di sabbia e argilla	Da bassa a moderata	
	Frazione passante al vaglio 0,075 mm > al 50%	Limi ed argille	ML	Limi inorganici con plasticità da bassa a media, argille ghiaiose, argille sabbiose, argille limose, argille magre	Da bassa
			CL	Argille inorganiche con plasticità da bassa a media, argille ghiaiose, argille sabbiose, argille limose, argille magre	Non liquefacibile
OL		Limi organici ed argille limose organiche a bassa plasticità	Non liquefacibile		
Limi ed argille		MH	Limi inorganici, sabbie fini micacee o suoli limosi	Non liquefacibile	
		CH	Argille inorganiche ad alta plasticità, argille grasse	Non liquefacibile	
OH		Argille organiche da media ad alta plasticità, limi organici	Non liquefacibile		

- nel caso di percentuale di fine inferiore al 67% sono state eseguite le verifiche con i criteri in seguito esposti;

Per rimanere dal lato della sicurezza, si è stimato il potenziale rischio di liquefazione in base a tutti i risultati delle indagini sismiche Down-Hole disponibili, nonostante si siano riscontrati valori della velocità delle onde di taglio  $V_s$  anche superiori a 215 m/s (ed i corrispondenti valori della velocità delle onde di taglio normalizzata  $V_{s1}$  sono superiori a 200 m/s).

A tal fine, le analisi sono state condotte valutando le prove SPT, le prove CPTU e le indagini sismiche Down-Hole riguardanti l'unità litologiche interessate.

## 5.2 METODOLOGIE DI ANALISI

La suscettibilità dei terreni nei confronti della liquefazione è stata valutata alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili, mediante un'analisi pseudo-statica in condizioni di free-field, in corrispondenza di un numero adeguato di verticali significative.

La suscettibilità alla liquefazione è stata valutata ricavando il fattore di sicurezza FL nei confronti della liquefazione dato dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione) e la sollecitazione indotta dall'azione sismica.

Si definisce il rapporto di resistenza ciclica CRR, ovvero il parametro tensionale normalizzato rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, mentre CSR è il rapporto di tensione ciclica:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di tensione ciclica}$$

$$CRR = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Rapporto di resistenza ciclica}$$

Il termine CSR può essere valutato ad una determinata profondità nel sottosuolo attraverso la seguente relazione semplificata di Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max,s}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove:

- $a_{max,s}$  è l'accelerazione orizzontale di picco a piano campagna del terremoto atteso;
- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $\sigma_v$  e  $\sigma'_v$  sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale alla profondità considerata;
- $r_d$  è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che tiene conto della deformabilità del sottosuolo.

Il coefficiente dell'azione sismica  $r_d$  si può ricavare, per profondità dal piano campagna non superiori a 20 m, mediante la seguente espressione di Idriss e Boulanger (2004):

$$r_d = \exp \left[ \left( -1.012 - 1.126 \sin \left( \frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left( 0.106 + 0.118 \sin \left( \frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right]$$

dove:

- $z$  è la profondità dal piano campagna;
- $M$  magnitudo di momento dell'evento sismico atteso.

Nel caso delle analisi delle CTPU, il coefficiente dell'azione sismica  $r_d$  è stato valutato con la seguente espressione (Blake, 1996, riportato da Youd et al., 2001):

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \cdot z^{0.5} + 0.04052 \cdot z + 0.001753 \cdot z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot z^{0.5} + 0.05729 \cdot z - 0.006205 \cdot z^{1.5} + 0.00121 \cdot z^2}$$

Il rapporto di resistenza ciclica CRR può essere valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati di prove in sito di tipo SPT, CPT o indagini sismiche Down-Hole, come meglio descritto nel seguito.

I metodi per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica a partire dai risultati di prove in sito sono applicabili nel caso di piano campagna sub-orizzontale e stati tensionali efficaci ridotti. Tuttavia, anche in assenza di tali condizioni, è possibile ottenere una stima approssimata del termine CRR attraverso l'introduzione di opportuni fattori correttivi.

Dato che CRR dipende dal numero di cicli significativi, che a sua volta dipende dalla magnitudo  $M$ , è necessario rivalutare CRR per ricondurlo ad un valore costante di  $M$ , (nel caso in esame  $M = 6.8$ , come riportato in precedenza), introducendo un fattore di scala della magnitudo MSF così definito:

$$MSF = \frac{CRR_M}{(CRR)_{M=7.5}} = \left( \frac{N_{M=7.5}}{N_M} \right)^b$$

dove  $CRR_M$  e  $N_M$  rappresentano i valori di CRR e numero di cicli equivalenti in condizione di liquefazione per il valore di magnitudo di progetto, mentre  $(CRR)_{M=7.5}$  e  $N_{M=7.5}$  sono riferiti all'evento con  $M=7.5$ .

Il valore di MSF si può ricavare dalla relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$\left\{ \begin{array}{l} MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \\ MSF \leq 1.8 \end{array} \right.$$

Per l'interpretazione dai dati di  $V_s$ , la bibliografia suggerisce di utilizzare la seguente correlazione di Andrus e Stock, 1997:

$$MSF = (M/7.5)^{-2.56}$$

### 5.3 ANALISI BASATE SU PROVE SPT

Avendo a disposizione i risultati delle prove SPT, si è proceduto nel seguente modo:

1. il numero di colpi  $N_{SPT}$  è stato ricondotto ad un valore normalizzato e corretto  $(N_1)_{60}$  mediante la seguente relazione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

2. il coefficiente  $C_N$ , che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace, è stato ricavato con la seguente relazione:

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma_v} \right)^{0.5}$$

dove  $p_a$  è la pressione atmosferica (100 kPa). Tale coefficiente non deve comunque superare il valore di 1.7

3. il fattore  $C_E$  è un fattore correttivo che va a considerare il rendimento energetico dell'attrezzatura e riconduce le misure ad un rendimento energetico del 60 % e può essere valutato nel modo seguente:

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

in cui  $ER_m$  è il fattore di rendimento (espresso in %) del trasferimento dell'energia del maglio all'attrezzo campionario, relativo alla macchina utilizzata per fare la prova; considerando che la configurazione di prova normalmente adoperata in Italia ha un rendimento energetico del 60 %, tale coefficiente è stato posto pari ad 1.

4. i coefficienti  $C_B$  (fattore correttivo per le dimensioni del foro di sondaggio),  $C_R$  (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice) e  $C_S$  (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionario) sono stati assunti pari ad 1 dato che le prove sono state eseguite sulla base delle raccomandazioni fornite dall'AGI (1977).
5. il valore della resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60}$  è stato riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$(N_1)_{60_{cs}} = (N_1)_{60} + \exp \left( 1.63 + \frac{9.7}{FC} - \left( \frac{15.7}{FC} \right)^2 \right)$$

dove FC è la frazione di fine espressa in percentuale.

Il contenuto di materiali fini (FC) è stato assunto dalle analisi granulometriche eseguite sul campione prelevato in corrispondenza della quota SPT o comunque entro lo strato analizzato;

6. dal valore di  $(N_1)_{60}$  può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante l'impiego di abachi di letteratura ottenuti dall'osservazione di casi storici, in cui sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Tali curve possono essere ottenute tramite la seguente relazione in funzione della frazione fine FC:

$$CRR = \exp \left[ \frac{(N_1)_{60CS}}{14.1} + \left( \frac{(N_1)_{60CS}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60CS}}{23.6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60CS}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

Quindi, utilizzando l'espressione sopra riportata, è stato ricavato il valore di CRR.

7. La sicurezza nei confronti della liquefazione è stata valutata, alla profondità considerata, mediante il coefficiente di sicurezza FL.

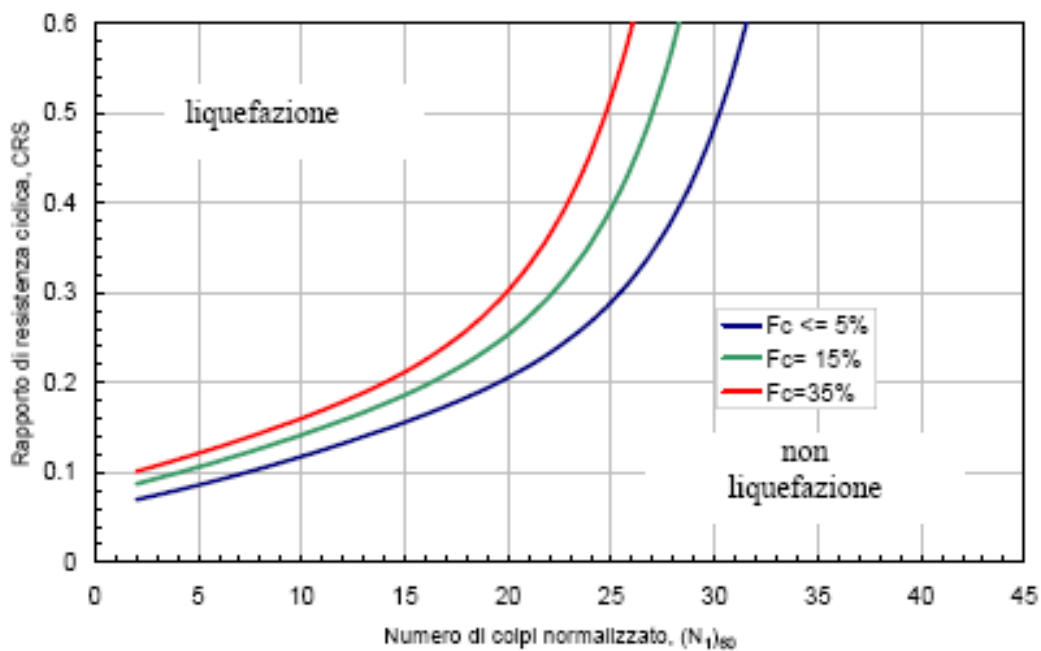


Figura 5.3 - Curve per il calcolo del rapporto di resistenza ciclica CRR dai risultati di prove SPT

#### 5.4 ANALISI BASATE SU PROVE CPT

Avendo a disposizione i risultati di prove CPT, si è proceduto in maniera del tutto analoga, analizzando ciascuna coppia di valori  $q_c/fs$ , valori rilevati a intervalli di 1.0 cm, come segue:

1. Il valore della resistenza alla punta  $q_c$  è stato ricondotto ad un valore normalizzato e corretto  $q_{c1N}$  mediante la seguente relazione:

$$q_{c1N} = \frac{q_c C_N}{p_a}$$

2. il coefficiente  $C_N$ , che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace, è stato ricavato con la seguente relazione:

$$C_N = \left( \frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^n$$

dove  $p_a$  è la pressione atmosferica (100 kPa), l'esponente  $n$  può variare tra 0.5 e 1.0 in base alla granulometria, si è preso lo stesso esponente determinato per il calcolo di  $Q$  (vedi dopo).

3. il valore della resistenza penetrometrica normalizzata  $q_{c1N}$  è stato riportato ad un valore equivalente per le sabbie pulite attraverso la relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} \cdot k_c$$

dove

$$k_c = -17,88 + 33,75 \cdot I_c - 21,63 \cdot I_c^2 + 5,581 \cdot I_c^3 - 0,403 \cdot I_c^4$$

Il parametro  $I_c$ , che riflette il contenuto presunto di fini, viene determinato come descritto nel seguito.

4. dal valore di  $q_{c1Ncs}$  può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione CRR mediante l'impiego di abachi di letteratura ottenuti dall'osservazione di casi storici, in cui sono rappresentate le curve limite che separano le zone di possibile liquefazione da quelle di non liquefazione. Nella fattispecie, si è fatto riferimento alla curva limite proposta da Robertson & Wride, 1998, come riportato da Youd et al., 2001:



$$\text{per } (q_{c1N})_{cs} < 50 \quad CRR_{7,5} = 0.833 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05$$

$$\text{per } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad CRR_{7,5} = 93 \left[ \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08$$

Quindi, utilizzando l'espressione sopra riportata, è stato ricavato il valore di CRR. L'analisi è stata condotta tenendo conto del livello medio della falda ottenuto dal profilo geologico.

5. La sicurezza nei confronti della liquefazione è stata valutata, alla profondità considerata, mediante il coefficiente di sicurezza FL.

Il metodo di analisi, descritto compiutamente nelle citate raccomandazioni AGI (2005), tiene conto automaticamente del presunto contenuto di fini mediante il parametro  $I_c$ , determinato come segue:

$$I_c = [(3,47 - \log(Q))^2 + (1,22 + \log(F))^2]^{0,5}$$

dove:

$$Q = \left( \frac{q_c - \sigma_{vo}}{P_a} \right) \cdot \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

$$F = \left( \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \right) \cdot 100$$

Tanto maggiore è il valore di  $I_c$ , tanto maggiore il contenuto presunto di fini. Nell'analisi un valore di  $I_c = 2.6$  è considerato lo spartiacque tra terreni con contenuto di fini inferiore a 35% e comportamento equivalente a quello delle sabbie e terreni con contenuto di fini superiore a 35% e comportamento equivalente a quello delle argille.

I valori effettivi di  $n$  e  $I_c$  sono determinati al termine di una procedura iterativa, ipotizzando in prima istanza  $n=1$ . Se  $I_c$  così calcolato è superiore a 2.6, il risultato è consolidato. In caso contrario, il calcolo viene ripetuto ipotizzando  $n = 0.5$ . Se in questo secondo calcolo  $I_c$  è ancora inferiore a 2.6, i nuovi valori di  $n$  e  $I_c$  sono confermati. In caso contrario si è in presenza di terreni intermedi e il calcolo finale viene svolto con  $n = 0.75$ .

La distinzione operata nell'analisi tra terreni con comportamento equivalente a quello delle sabbie e terreni con comportamento equivalente a quello delle argille è necessariamente semplicistica e va applicata con giudizio, in quanto la correlazione tra  $I_c$  e il contenuto di fini presenta una forte dispersione e può essere considerata affidabile solo dopo attenta calibrazione sito-specifica.

L'effettiva transizione tra terreni caratterizzati da un comportamento equivalente a quello delle sabbie e comportamento equivalente a quello delle argille può avvenire anche a valori di  $I_c < 2.6$ .

D'altra parte, si rileva che anche terreni con contenuto di fini superiore a 35% possono essere suscettibili alla liquefazione con comportamento analogo a quello delle sabbie, se i fini sono non plastici o di bassissima plasticità.

#### 5.4.1 Effetto tensione di confinamento (coefficiente $k_\sigma$ )

La resistenza alla liquefazione aumenta meno che proporzionalmente al crescere della tensione di confinamento. Una rappresentazione di tale relazione è stata proposta da Hynes e Olsen (1999) e riportata da Youd et al. (2001), elaborata sulla base dei risultati di prove cicliche in laboratorio. In particolare, gli autori raccomandano di utilizzare il seguente coefficiente di correzione:

$$k_\sigma = \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

Dove:

- $\sigma'_{v0}$  = tensione verticale effivace;
- $p_a$  = pressione atmosferica di riferimento (100 kPa)
- $f$  = fattore che dipende dalla densità relativa del materiale in sito

In accordo a Youd et al. (2001) il fattore "f" si può stimare come segue, sia per sabbie pulite o limose e per ghiaie:

$$40\% < DR < 60\% \quad f = 0.7 \div 0.8$$

$$60\% < DR < 80\% \quad f = 0.6 \div 0.7$$

## 5.5 ANALISI BASATE SULLE ONDE DI TAGLIO VS

L'utilizzo delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  per valutare la resistenza alla liquefazione è ugualmente valido perché sia la velocità  $V_s$  sia la resistenza alla liquefazione  $CRR$  sono similmente influenzate da stessi fattori (rapporto dei vuoti, stato di sforzo, storia dello sforzo, età geologica, ecc.).

Disponendo delle misure di  $V_s$  effettuate con prove Down Hole si è proceduto nel seguente modo:

1. La velocità  $V_s$  è corretta dalla sovrappressione usando l'equazione (Scora, 1987; Kayen et al., 1992; Robertson et al., 1992):

$$V_{s1} = V_s \cdot \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

dove

- $V_{s1}$  = velocità delle onde di taglio corretta della sovrappressione;
- $V_s$  = velocità delle onde di taglio misurate in situ da prova;
- $P_a$  = pressione atmosferica approssimativamente pari a 100 kPa;
- $\sigma'_{v0}$  = pressione effettiva iniziale alla stessa unità di misura di  $P_a$ .

2. da  $V_{s1}$  può essere ricavato il valore di resistenza alla liquefazione  $CRR$  mediante la seguente equazione (Andrus e Stokoe, 1997):

$$CRR = \left[ a \cdot \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \cdot \left( \frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right]$$

dove

- $V_{s1}^*$  = limite superiore critico del valore della velocità delle onde di taglio necessario per la liquefazione
- $a$  e  $b$  = valori usati per tracciare le curve pari rispettivamente a 0.022 e 2.8;
- $V_{s1}$  = velocità delle onde di taglio corretta della sovrappressione.

I valori di  $V_{s1}^*$  variano linearmente da 200 m/s per suoli con contenuto di fini pari al 35% a 215 m/s per suoli con contenuto di fini del 5% o meno. Il valore di  $V_{s1}^*$  è ottenuto dalla seguente formula:

$$V_{s1}^* = 215 - 0.5(FC - 5)$$

Dove  $FC$  = contenuto di fini in percentuale.

Le analisi sono state effettuate considerando tutti i risultati disponibili dalle prove Dowh Hole; a titolo cautelativo, si sono sommati gli indici del potenziale di liquefazione (vedasi il capitolo successivo) corrispondenti a valori di  $V_s < 250$  m/s.

## 5.6 INDICE POTENZIALE LIQUEFAZIONE

L'indice del potenziale di liquefazione, da valutare all'interno della verticale indagata, è definito dalla seguente espressione:

$$IPL = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

in cui  $F(z)$  è una funzione che per  $FSL > 1$  assume il valore zero e per  $FSL \leq 1$  ne è il complemento ad 1, e  $w(z)$  vale:

$$w(z) = 10^{-10} \cdot (z/z_{crit})$$

La profondità  $z_{crit}$  è quella oltre la quale sono da escludersi fenomeni di liquefazione, che si può assumere pari a 20.0 m.

Nella tabella seguente sono indicate le classi di severità del rischio in funzione del valore dell'indice del potenziale di liquefazione calcolato per  $z_{crit} = 20.0$  m.

**Tabella 5-1 – Indice di liquefazione e livello associato di rischio (Sommez 2003)**

IPL $\approx$ 0	NULLO
$0 < IPL \leq 2$	BASSO
$2 < IPL \leq 5$	MODERATO
$5 < IPL \leq 15$	ALTO
IPL $> 15$	MOLTO ALTO

## 5.7 RISULTATI

Nel seguito sono riportate le analisi di liquefazione eseguite per le opere d'arte maggiori in cui sono stati intercettati terreni appartenenti alle unità geotecniche **Sabbie [S] e Sabbie Limose [SL] sotto falda**.

Ai fini dell'analisi a liquefazione, nell'elaborazione delle prove si è considerato:

- il livello di falda indicato nel profilo geotecnico longitudinale con un ulteriore franco di 0.5 m;
- il contenuto di fine (FC) misurato da analisi granulometrica di laboratorio nei campioni analizzati disponibili.

Per tutte le opere analizzate bisogna fare le seguenti precisazioni:

Per l'interpretazione mediante l'analisi dei valori di Spt si è associato uno spessore caratteristico al valore di Spt a disposizione, in modo da calcolare l'Indice Potenziale Liquefazione tenendo conto dello spessore degli strati sabbiosi o sabbioso/limosi in cui la prova veniva effettuata.

Per quanto riguarda le prove CTPU esse non sempre raggiungono la profondità critica oltre la quale il fenomeno della liquefazione può considerarsi nullo (ovvero  $z > 20$  m), i risultati quindi sono parziali e non esaustivi. Verranno riportati i risultati relativi alla profondità investigata.

Per quanto riguarda l'interpretazione delle prove DH, pur raggiungendo sempre i 20 m, il problema è legato alla velocità delle onde di taglio. In terreni poco consistenti si avranno onde di taglio basse, anche in terreni con elevato contenuto di fine e quindi poco suscettibili al fenomeno della liquefazione. Questo può portare ad avere FS bassi anche in strati limosi o argillosi e di conseguenza IPL elevati.

### 5.7.1 VI01 – Torrente Fuorni

Il ponte VI01 è compreso fra la pk 1+572.61 e la pk 1+610.21. Il ponte ferroviario, a semplice binario, presenta una luce L=37.60 m.

In corrispondenza dell'opera, la prova DH di riferimento (BH6\_dh) ha dato come risultato una categoria di suolo C. Dalle analisi sismiche risulta che l'accelerazione massima attesa  $a_{max}(g)$  relativa al sito è pari a: 0.212.

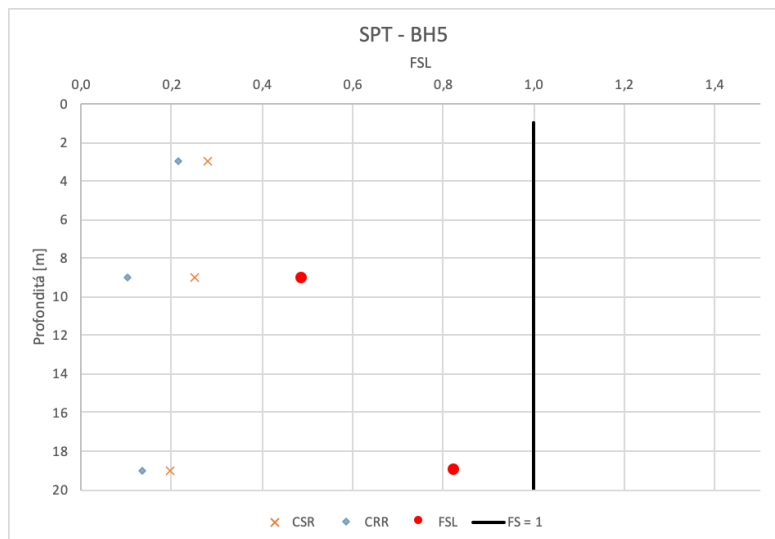
#### 5.7.1.1 Prove SPT

I risultati derivanti da prove SPT eseguiti nei livelli sabbiosi e sabbioso-limoso (in terreni potenzialmente liquefacibili) sono presentati in Tabella 5-2.

M	amax	MSF	n	z	NSPT	Dz		gamma	gamma'	$\sigma$	$\sigma'$	rd	CSR	Cn	Ce/b/r/s	FC	N60	n60-cs	CRR	FL
6,8	0,212	1,20	1	3	9	3	No SAT	19	9	57	27	0,97	0,28	1,70	1,00	81,00	15,30	20,84	0,217	
			2	9	3	2	SAT	19	9	171	81	0,87	0,25	1,11	1,00	20,00	3,33	7,81	0,103	0,49
			3	19	9	2	SAT	19	9	361	171	0,68	0,20	0,76	1,00	56,00	6,88	12,49	0,136	0,83

PROVE NSPT BH5  
 gamma 19

**Tabella 5-2 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove SPT**



**Figura 5.4 – Risultati FSL prove Spt**

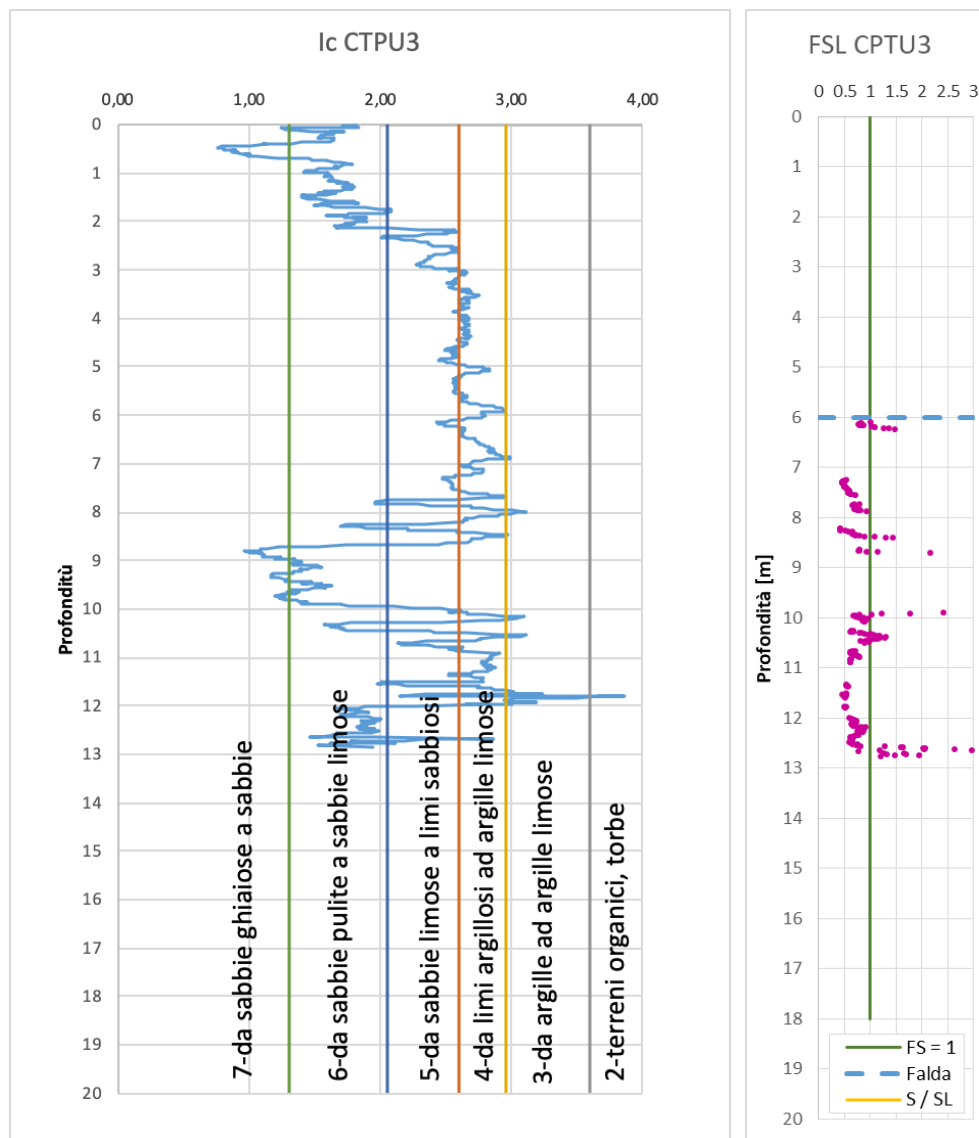
L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove SPT è riportato di seguito.

Prova SPT	IPL	Rischio
BH05	5.8	Alto

### 5.7.1.2 Prove CPT

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove penetrometriche statiche in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Viene riportato il parametro  $I_c$  e l'andamento del fattore di sicurezza lungo la verticale indagata.



**Figura 5.5 Sintesi delle analisi di liquefazione da prova CPTU3**

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove CPT è riportato di seguito.

Prova CPT	IPL	Rischio
CPTU3	3.2	Moderato

### 5.7.1.3 Prove DH

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove Down Hole in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Per quanto riguarda la prova BH6\_DH si osserva dalla stratigrafia la presenza di S o SL fino a 12 m di profondità, successivamente viene indicata la presenza di Limo Sabbioso.

<b>PROVA DH</b>	BH6_DH
-----------------	--------

MSF	1,29	Falda	6
-----	------	-------	---

Profondità (m da p.c.)	VS (m/s)	$\sigma$	$\sigma'$	VS1	VS1*	CRR	rd	CSR	FSL	F(z)	w(z)	IPL	IPL considerato per Vs<250m/s
1	229,98	19	9	419,9	200	0,361	0,99	0,289		0,00	9,50	0,00	
2	232,88	38	18	357,5	200	0,249	0,99	0,287		0,00	9,00	0,00	
3	234,22	57	27	324,9	200	0,196	0,98	0,285		0,00	8,50	0,00	
4	235,39	76	36	303,9	200	0,162	0,97	0,283		0,00	8,00	0,00	
5	236,16	95	45	288,3	200	0,137	0,97	0,281		0,00	7,50	0,00	
6	238,88	114	54	278,7	200	0,121	0,96	0,279	0,56	0,44	7,00	3,09	3,09
7	240,75	133	63	270,2	200	0,107	0,95	0,276	0,50	0,50	6,50	3,27	3,27
8	254,67	152	72	276,5	200	0,118	0,94	0,273	0,55	0,45	6,00	2,68	No liquefazione
9	270,41	171	81	285,0	200	0,132	0,92	0,268	0,63	0,37	5,50	2,03	No liquefazione
10	271,47	190	90	278,7	200	0,121	0,90	0,263	0,59	0,41	5,00	2,04	No liquefazione
11	277,28	209	99	278,0	200	0,120	0,88	0,257	0,60	0,40	4,50	1,80	No liquefazione
12	289,82	228	108	284,3	200	0,131	0,86	0,249	0,67	0,33	4,00	1,31	No liquefazione
13	298,67	247	117	287,2	200	0,135	0,83	0,240	0,72	0,28	3,50	0,97	No liquefazione
14	319,18	266	126	301,3	200	0,158	0,79	0,231	0,88	0,12	3,00	0,36	No liquefazione
15	307,34	285	135	285,1	200	0,132	0,76	0,221	0,77	0,23	2,50	0,58	No liquefazione
16	333,86	304	144	304,8	200	0,164	0,73	0,212	0,99	0,01	2,00	0,01	No liquefazione
17	344,21	323	153	309,5	200	0,171	0,70	0,202	1,09	0,00	1,50	0,00	No liquefazione
18	351,32	342	162	311,4	200	0,174	0,67	0,194	1,15	0,00	1,00	0,00	No liquefazione
19	362,4	361	171	316,9	200	0,183	0,64	0,186	1,26	0,00	0,50	0,00	No liquefazione
20	364,62	380	180	314,8	200	0,180	0,62	0,180	1,28	0,00	0,00	0,00	No liquefazione

**Tabella 5-3 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove DH**

Come anticipato, dall'analisi stratigrafica del sondaggio si nota che da profondità 12 m il materiale è definito come L(S) ovvero limo sabbioso e che i 3 campioni analizzati forniscono una percentuale L+A > 56%, di cui due pari a 66%, molto vicino al limite per cui il comportamento può essere assimilato a quello dei materiali coesivi (L+A > 67%). A parte questo, l'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove DH, viene comunque stimato sommando i risultati corrispondenti a valori di velocità delle onde di taglio Vs fino a 250 m/s (per ottenere risultati cautelativi), ottenendo il seguente risultato:

Prova DH	IPL	Rischio
BH6_dh	6.4	Alto



#### 5.7.1.4 Riepilogo VI01

Nella seguente tabella si riassumono i risultati delle prove analizzate:

	<b>SPT</b>	<b>CTPU</b>	<b>DH</b>
IPL	5.8	3.2	6.4
	<b>ALTO</b>	<b>MODERATO</b>	<b>ALTO</b>

### 5.7.2 VI02 – Fiume Picentino

Il ponte VI02 è compreso fra la pk 3+570.415 e la pk 3+611.065. Il ponte ferroviario, a semplice binario, presenta una luce  $L = 40$  m.

In corrispondenza dell'opera, la prova DH di riferimento (BH12\_dh) ha dato come risultato una categoria di suolo B. Dalle analisi sismiche risulta che l'accelerazione massima attesa  $a_{max}(g)$  relativa al sito è pari a: 0.212.

#### 5.7.2.1 Prove SPT

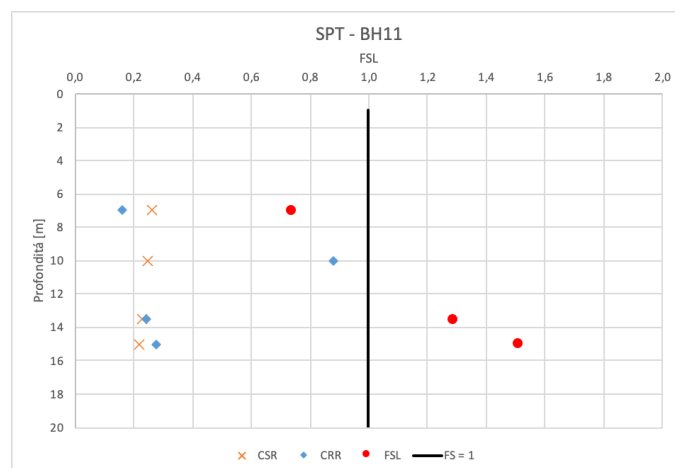
I risultati derivanti da prove SPT (da sondaggio BH11) eseguiti nei livelli sabbiosi e sabbioso-limoso (in terreni potenzialmente liquefacibili) sono presentati in Tabella 5-4.

M	amax	MSF	n	z	NSPT	dz	SAT	gamma	gamma'	$\sigma$	$\sigma'$	rd	CSR	Cn	Ce/b/f/s	FC	N60	n60-cs	CRR	FL
6,8	0,212	1,20	1	7	8	1	SAT	19	9	133	63	0,91	0,26	1,26	1,00	90	10,08	15,69	0,162	0,74
			2	10	28	7	SAT	19	9	190	90	0,85	0,25	1,05	1,00	19	29,51	33,81	0,877	4,26
gamma	19		3	13,5	19	1	SAT	19	9	256,5	121,5	0,78	0,23	0,91	1,00	31	17,24	22,64	0,243	1,28
			4	15	22	1	SAT	19	9	285	135	0,75	0,22	0,86	1,00	31	18,93	24,33	0,275	1,51

**Tabella 5-4 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove SPT**

Note sulle prove:

La prima prova è al limite del livello piezometrico e, secondo la stratigrafia, è stata effettuata in un terreno C(S)-S(L). A 5 m è presente un campione definito L(S,L) con  $L+A=74\%$  mentre a 10 m un campione definito come G(S,L) con una prova  $N_{spt}$  con risultato 28.



**Figura 5.6 – Risultati prove Spt BH11**

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove SPT è riportato di seguito.

Prova SPT	IPL	Rischio
BH05	1.7	Basso

### 5.7.2.2 Prove CPT

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove penetrometriche statiche in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Viene riportato il parametro  $I_c$  e l'andamento del fattore di sicurezza lungo la verticale indagata.

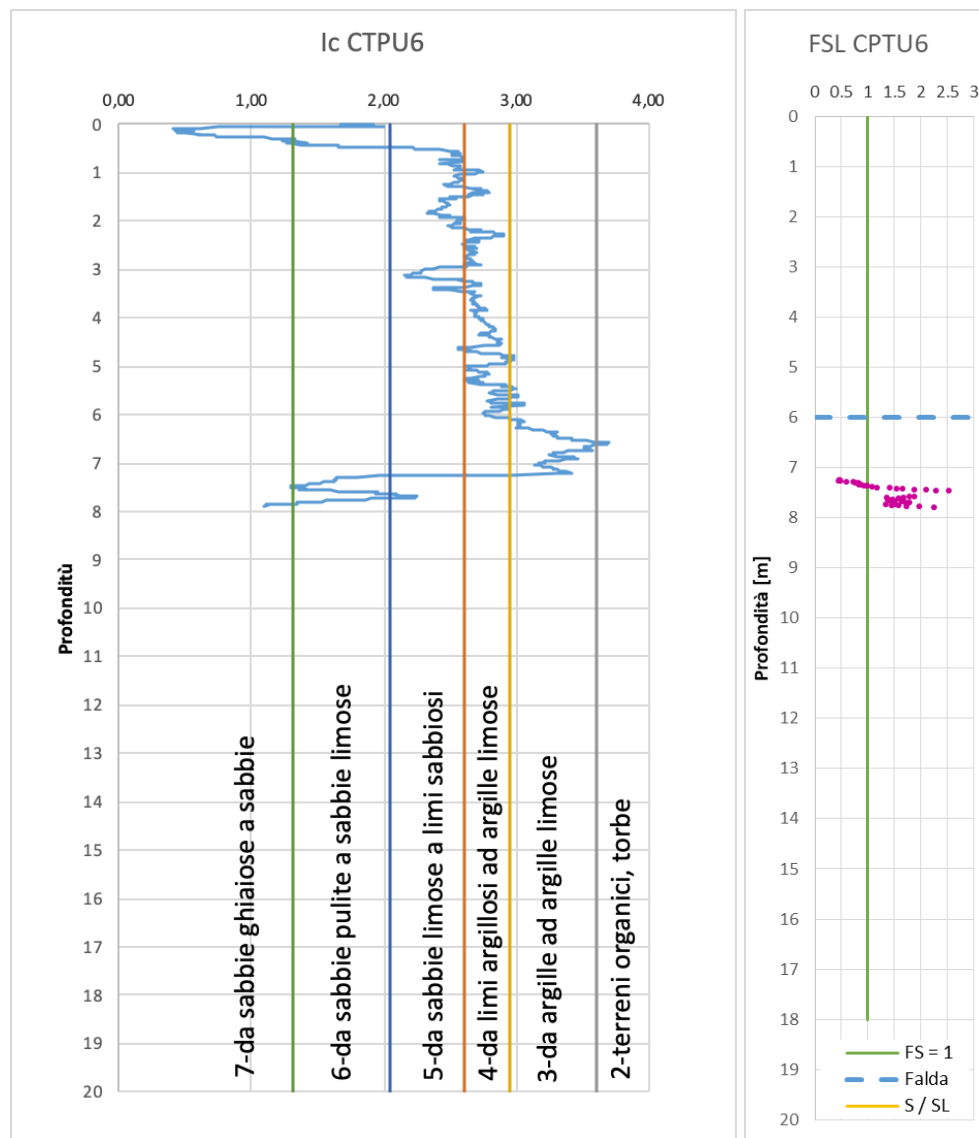


Figura 5.7 Sintesi delle analisi di liquefazione da prova CPTU6

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove CPTU è riportato di seguito.

Prova CPT	IPL	Rischio
CPTU6	0.2	NULLO

### 5.7.2.3 Prove DH

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove Down Hole in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Per quanto riguarda la prova BH12\_dh si osserva dalla stratigrafia la presenza di un solo strato di SL della potenza di un metro alla profondità di 7 m (al limite con la falda). La sabbia si ritrova poi oltre i 20 m.

**Prove dh** BH12\_DH

**MSF** 1,29 **Falda** 6

Profondità (m da p.c.)	VS (m/s)	$\sigma$	$\sigma'$	VS1	VS1*	CRR	rd	CSR	FSL	F(z)	w(z)	IPL	IPL considerato per Vs<250m/s
1	368,99	19	9	673,7	200	0,9785	0,99	0,289		0,00	9,50	0,00	
2	363,88	38	18	558,7	200	0,6648	0,99	0,287		0,00	9,00	0,00	
3	460,53	57	27	638,9	200	0,8776	0,98	0,285		0,00	8,50	0,00	
4	653,46	76	36	843,6	200	1,5474	0,97	0,283		0,00	8,00	0,00	
5	768,4	95	45	938,2	200	1,9186	0,97	0,281		0,00	7,50	0,00	
6	691,09	114	54	806,2	200	1,4112	0,96	0,279	6,51	0,00	7,00	0,00	No liquefazione
7	800,54	133	63	898,6	200	1,7583	0,95	0,276	8,19	0,00	6,50	0,00	No liquefazione
8	708,36	152	72	769,0	200	1,282	0,94	0,273	6,04	0,00	6,00	0,00	No liquefazione
9	1221,95	171	81	1288,0	200	3,6334	0,92	0,268	17,39	0,00	5,50	0,00	No liquefazione
10	1460,53	190	90	1499,5	200	4,9306	0,90	0,263	24,07	0,00	5,00	0,00	No liquefazione
11	1294,58	209	99	1297,8	200	3,6891	0,88	0,257	18,46	0,00	4,50	0,00	No liquefazione
12	1500,83	228	108	1472,2	200	4,7522	0,86	0,249	24,51	0,00	4,00	0,00	No liquefazione
13	1558,03	247	117	1498,1	200	4,9211	0,83	0,240	26,30	0,00	3,50	0,00	No liquefazione
14	1662,95	266	126	1569,6	200	5,4039	0,79	0,231	30,06	0,00	3,00	0,00	No liquefazione
15	1558,52	285	135	1445,9	200	4,5829	0,76	0,221	26,61	0,00	2,50	0,00	No liquefazione
16	1574,68	304	144	1437,5	200	4,5297	0,73	0,212	27,50	0,00	2,00	0,00	No liquefazione
17	1587,75	323	153	1427,6	200	4,4675	0,70	0,202	28,35	0,00	1,50	0,00	No liquefazione
18	1598,41	342	162	1416,8	200	4,3998	0,67	0,194	29,14	0,00	1,00	0,00	No liquefazione
19	1633,12	361	171	1428,1	200	4,4708	0,64	0,186	30,81	0,00	0,50	0,00	No liquefazione
20	1564,57	380	180	1350,8	200	3,9976	0,62	0,180	28,57	0,00	0,00	0,00	No liquefazione

**Tabella 5-5 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove DH**

Per la prova Dh in questione, non risultano strati potenzialmente liquefacibili.

Prova DH	IPL	Rischio
BH12_dh	0.0	NULLO

RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00 D 78	RH	GE0600 004	B	45 di 74

#### 5.7.2.4 Riepilogo VI02

Nella seguente tabella si riassumono i risultati delle prove analizzate:

	<b>SPT</b>	<b>CTPU</b>	<b>DH</b>
IPL	1.7	0.2	0.0
	<b>BASSO</b>	<b>NULLO</b>	<b>NULLO</b>

### 5.7.3 VI03 – Fiume Asa

Il ponte VI03 è compreso fra la pk 6+839.11 e la pk 6+882.81. Il ponte ferroviario, a semplice binario, presenta una luce L=40 m

In corrispondenza dell'opera, la prova DH di riferimento (BH19\_dh) ha dato come risultato una categoria di suolo C. Dalle analisi sismiche risulta che l'accelerazione massima attesa  $a_{max}(g)$  relativa al sito è pari a: 0.196

#### 5.7.3.1 Prove SPT

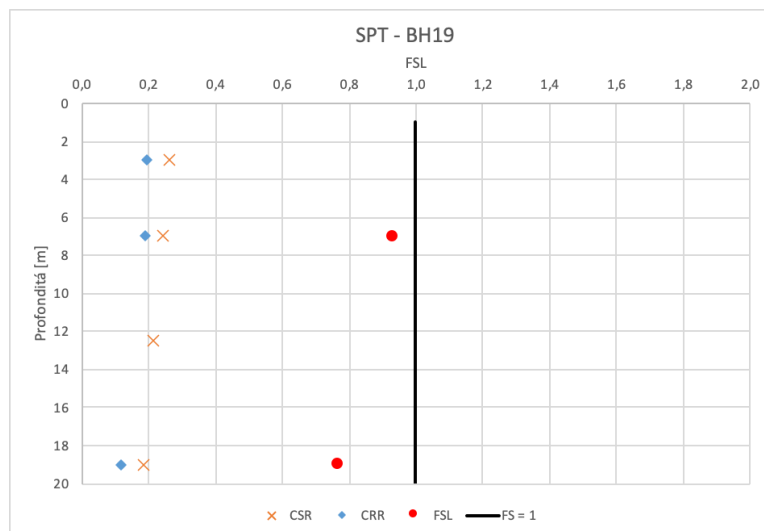
I risultati derivanti da prove SPT (da sondaggio BH19\_dh) eseguiti nei livelli sabbiosi e sabbioso-limoso (in terreni potenzialmente liquefacibili) sono presentati in Tabella 5-6

PROVE NSPT		BH19_dh																			
M	amax	MSF	n	z	NSPT	dz	falda	gamma	gamma'	$\sigma$	$\sigma'$	rd	CSR	Cn	Ce/b/r/s	FC	N60	n60-cs	CRR	FL	
6,8	0,196	1,20	1	3	8	5	NO SAT	19	9	57	27	0,97	0,26	1,70	1,00	60,89	13,60	19,20	0,197		
			2	7	11	5	SAT	19	9	133	63	0,91	0,24	1,26	1,00	21,00	13,86	18,49	0,189	0,93	
gamma	19		3	12,5	42	6	SAT	19	9	237,5	112,5	0,80	0,22	0,94	1,00	98,00	39,60	45,09	32,540	181,38	
			4	19	6	3	SAT	19	9	361	171	0,68	0,18	0,76	1,00	27,00	4,59	9,80	0,117	0,77	

**Tabella 5-6 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove SPT**

Note sulle prove:

L'ultima prova è effettuata a 22 m, è stata ipotizzata a 19 m per tener in conto della presenza di sabbia da quota 17 m fino a z critica (20 m).



**Figura 5.8 – Risultati prove Spt BH\_19**

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove SPT è riportato di seguito.

Prova SPT	IPL	Rischio
BH19_dh	2.6	MODERATO

### 5.7.3.2 Prove CPT

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove penetrometriche statiche in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Viene riportato il parametro  $I_c$  e l'andamento del fattore di sicurezza lungo la verticale indagata.

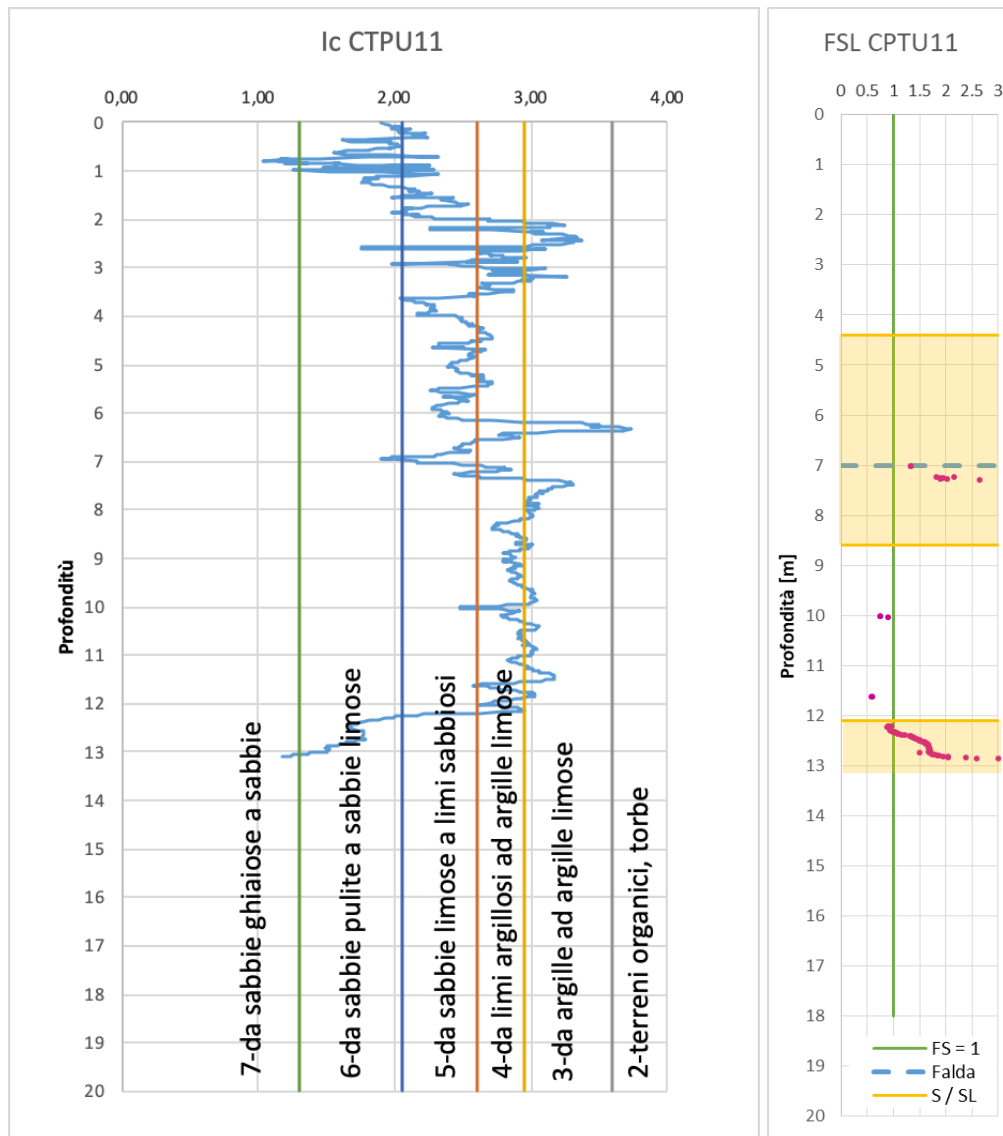


Figura 5.9 – Sintesi delle analisi di liquefazione da prova CPTU11

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove CPTU è riportato di seguito.

Prova CPT	IPL	Rischio
CPTU11	0.1	NULLO

### 5.7.3.3 Prove DH

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove Down Hole in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Per quanto riguarda la prova BH19\_dh si osserva dalla stratigrafia la presenza di diffusi strati di sabbia per tutta la lunghezza del sondaggio.

Prove dh BH19\_DH

MSF 1,29 Falda 6

Profondità (m da p.c.)	VS (m/s)	$\sigma$	$\sigma'$	VS1	VS1*	CRR	rd	CSR	FSL	F(z)	w(z)	IPL	IPL considerato per Vs<250m/s
1	167,76	19	9	306,3	200	0,166	0,99	0,267		0,00	9,50	0,00	
2	169,85	38	18	260,8	200	0,0895	0,99	0,265		0,00	9,00	0,00	
3	198,52	57	27	275,4	200	0,1157	0,98	0,263		0,00	8,50	0,00	
4	204,15	76	36	263,6	200	0,0948	0,97	0,262		0,00	8,00	0,00	
5	268,97	95	45	328,4	200	0,2015	0,97	0,260		0,00	7,50	0,00	
6	336,95	114	54	393,1	200	0,3114	0,96	0,258	1,55	0,00	7,00	0,00	No liquefazione
7	322,27	133	63	361,7	200	0,2566	0,95	0,255	1,29	0,00	6,50	0,00	No liquefazione
8	289,4	152	72	314,2	200	0,1786	0,94	0,252	0,91	0,09	6,00	0,54	No liquefazione
9	284,34	171	81	299,7	200	0,1556	0,92	0,248	0,81	0,19	5,50	1,07	No liquefazione
10	360,28	190	90	369,9	200	0,2705	0,90	0,243	1,43	0,00	5,00	0,00	No liquefazione
11	372,82	209	99	373,8	200	0,2772	0,88	0,237	1,50	0,00	4,50	0,00	No liquefazione
12	278,37	228	108	273,1	200	0,1117	0,86	0,230	0,62	0,38	4,00	1,51	No liquefazione
13	306,91	247	117	295,1	200	0,1481	0,83	0,222	0,86	0,14	3,50	0,50	No liquefazione
14	311,6	266	126	294,1	200	0,1465	0,79	0,214	0,88	0,12	3,00	0,36	No liquefazione
15	284,33	285	135	263,8	200	0,0952	0,76	0,205	0,60	0,40	2,50	1,01	No liquefazione
16	236,78	304	144	216,1	200	-0,0846	0,73	0,196	0,00	1,00	2,00	2,00	2,00
17	264,3	323	153	237,6	200	0,0359	0,70	0,187	0,25	0,75	1,50	1,13	No liquefazione
18	364,84	342	162	323,4	200	0,1934	0,67	0,179	1,39	0,00	1,00	0,00	No liquefazione
19	396,08	361	171	346,4	200	0,2308	0,64	0,172	1,72	0,00	0,50	0,00	No liquefazione
20	258,28	380	180	223,0	200	-0,0264	0,62	0,166	-0,20	1,20	0,00	0,00	No liquefazione

**Tabella 5-7 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove DH**

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove DH, considerando i valori di Vs>250 m/s, è riportato di seguito.

Prova DH	IPL	Rischio
BH12_dh	2.0	Basso



#### 5.7.3.4 Riepilogo VI03

Nella seguente tabella si riassumono i risultati delle prove analizzate:

	SPT	CTPU	DH
IPL	2.6	0.1	2.0
	BASSO	NULLO	BASSO

Note:

- In entrambi i sondaggi vengono individuate lenti sabbiose di diverso spessore (plurimetrico) fino a 30 m; a partire da 30 m sono presenti limi con alto contenuto di fini ( $L+A > 98\%$ ) secondo i campioni sul BH19\_dh.
- Considerando i limitati valori di SPT disponibili (solo 3 risultati), di cui 2 proporzionano un fattore di sicurezza alla liquefazione  $<1$  (tra l'altro alle profondità di 7 m e 19 m dove l'analisi della prova DH non evidenzia criticità), si considera che il potenziale di liquefazione per l'opera VI03 potrebbe venire sottostimato. A titolo cautelativo si propongono quindi soluzioni di intervento.

### 5.7.4 VI04 – Fosso Diavoloni

Il ponte VI04 è compreso fra la pk 7+925.95 e la pk 7+936.90. Il ponte ferroviario, di luce L=11 m.

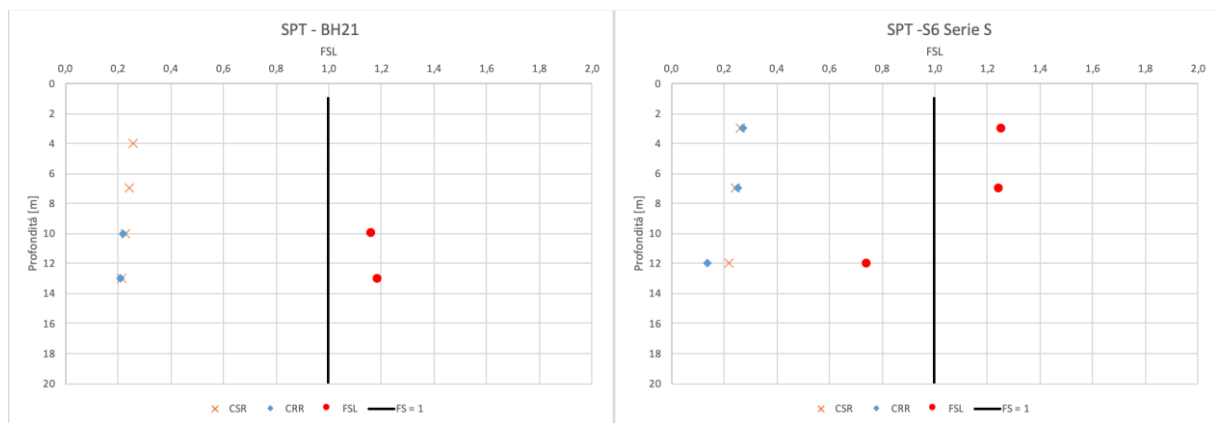
In corrispondenza dell'opera, la prova DH di riferimento (BH22\_dh) ha dato come risultato una categoria di suolo C. Dalle analisi sismiche risulta che l'accelerazione massima attesa  $a_{max}(g)$  relativa al sito è pari a: 0.196.

#### 5.7.4.1 Prove SPT

I risultati derivanti da prove SPT (da sondaggio BH21 e S6-serie S) eseguiti nei livelli sabbiosi e sabbioso-limoso (in terreni potenzialmente liquefacibili) sono presentati in Tabella 5-8

PROVE NSPT																				
BH21																				
M	amax	MSF	n	z	NSPT	dz	falda	gamma	gamma'	$\sigma$	$\sigma'$	rd	CSR	Cn	Ce/b/tr/s	FC	N60	n60-cs	CRR	FL
6,8	0,196	1,20	1	4	21	2	SAT	19	9	76	36	0,96	0,26	1,67	1,00	78	35,00	40,55	4,966	23,16
			2	7	28	2	SAT	19	9	133	63	0,91	0,24	1,26	1,00	77	35,28	40,83	5,470	26,93
			3	10	15	2	SAT	19	9	190	90	0,85	0,23	1,05	1,00	30	15,81	21,17	0,221	1,16
			4	13	16	2	SAT	19	9	247	117	0,79	0,21	0,92	1,00	37	14,79	20,33	0,210	1,18
			gamma 19																	
S6-serie S																				
M	amax	MSF	n	z	NSPT	dz	falda	gamma	gamma'	$\sigma$	$\sigma'$	rd	CSR	Cn	Ce/b/tr/s	FC	N60	n60-cs	CRR	FL
6,8	0,196	1,20	1	3	11	3	SAT	19	9	57	27	0,97	0,26	1,70	1,00	78	18,70	24,25	0,273	1,26
			2	7	14	3	SAT	19	9	133	63	0,91	0,24	1,26	1,00	77	17,64	23,19	0,253	1,24
			3	12	7	4	SAT	19	9	228	108	0,81	0,22	0,96	1,00	37	6,74	12,28	0,135	0,74

**Tabella 5-8 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove SPT**



**Figura 5.10 – Risultati prove Spt BH21 & S6 Serie S**

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove SPT è riportato di seguito.

Prova SPT	IPL	Rischio
BH21	0.0	NULLO
S6-serie S	4.1	MODERATO

### 5.7.4.2 Prove CPT

Non ci sono prove CTPU nelle vicinanze dell'opera.

### 5.7.4.3 Prove DH

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove Down Hole in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Prove dh BH22\_DH

MSF 1,29 Falda 7

Profondità (m da p.c.)	VS (m/s)	$\sigma$	$\sigma'$	VS1	VS1*	CRR	rd	CSR	FSL	F(z)	w(z)	IPL	IPL considerato per Vs<250m/s
1	105,41	19	9	192,5	180	-0,1589	0,99	0,267		0,00	9,50	0,00	
2	104,52	38	18	160,5	200	0,1135	0,99	0,265		0,00	9,00	0,00	
3	148,96	57	27	206,6	200	-0,3413	0,98	0,263		0,00	8,50	0,00	
4	164,88	76	36	212,9	200	-0,1321	0,97	0,262		0,00	8,00	0,00	
5	169,31	95	45	206,7	200	-0,3367	0,97	0,260		0,00	7,50	0,00	
6	201,18	114	54	234,7	200	0,0264	0,96	0,258		0,00	7,00	0,00	
7	215,26	133	63	241,6	200	0,0472	0,95	0,255	0,24	0,76	6,50	4,96	4,96
8	226,49	152	72	245,9	200	0,058	0,94	0,252	0,30	0,70	6,00	4,23	4,23
9	288,79	171	81	304,4	200	0,163	0,92	0,248	0,84	0,16	5,50	0,86	No liquefazione
10	353,22	190	90	362,6	200	0,2581	0,90	0,243	1,36	0,00	5,00	0,00	No liquefazione
11	338,08	209	99	338,9	200	0,2186	0,88	0,237	1,18	0,00	4,50	0,00	No liquefazione
12	314,2	228	108	308,2	200	0,1691	0,86	0,230	0,94	0,06	4,00	0,23	No liquefazione
13	282,06	247	117	271,2	200	0,1085	0,83	0,222	0,63	0,37	3,50	1,31	No liquefazione
14	230,72	266	126	217,8	200	-0,0673	0,79	0,214	0,00	1,00	3,00	3,00	3,00
15	180,21	285	135	167,2	200	0,1328	0,76	0,205	0,83	0,17	2,50	0,41	0,41
16	180,89	304	144	165,1	200	0,1263	0,73	0,196	0,83	0,17	2,00	0,34	0,34
17	180,87	323	153	162,6	200	0,1191	0,70	0,187	0,82	0,18	1,50	0,27	0,27
18	329,47	342	162	292,0	200	0,1432	0,67	0,179	1,03	0,00	1,00	0,00	No liquefazione
19	234,41	361	171	205,0	200	-0,483	0,64	0,172	0,00	1,00	0,50	0,50	0,50
20	332,05	380	180	286,7	200	0,1345	0,62	0,166	1,04	0,00	0,00	0,00	No liquefazione

**Tabella 5-9 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove DH**

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove DH è stato stimato considerando la sommatoria dei risultati fino a profondità 16 m, oltre la quale si rinviene uno strato di limo fino alla profondità di circa 20-25 m e tenendo in conto i valori di Vs<250 m/s. Si è quindi ottenuto il seguente risultato:

Prova DH	IPL	Rischio
BH22_dh	12.9	Alto

#### 5.7.4.4 Riepilogo VI04

Nella seguente tabella si riassumono i risultati delle prove analizzate:

	<b>SPT</b>	<b>CTPU</b>	<b>DH</b>
IPL	4.1	nd	12.9
	<b>MODERATO</b>	nd	<b>ALTO</b>

Note:

- Tutti i sondaggi individuano una lente sabbiosa da 15 a 20 m di profondità dal pc, e lenti con potenza inferiore a profondità superiori a 25 m dal pc;
- Nel sondaggio BH22\_dh dove è stata eseguita la verifica con Vs, vengono indicate due lenti di sabbia a profondità comprese tra 11-14 e 15-16 m (dalla testa del sondaggio), per tutto il resto della verticale (fino a 20 m) si ha predominanza di limi;

### 5.7.5 NV02 - Via Wenner

Il cavalcavia NV02 posizionato alla pk 1+835 consiste nell'adeguamento viabilità esistente per lo scavalco della linea ferroviaria.

In corrispondenza dell'opera, la prova DH di riferimento (BH8\_dh) ha dato come risultato una categoria di suolo C. Dalle analisi sismiche risulta che l'accelerazione massima attesa relativa al sito è pari a: 0.212 g

#### 5.7.5.1 Prove SPT

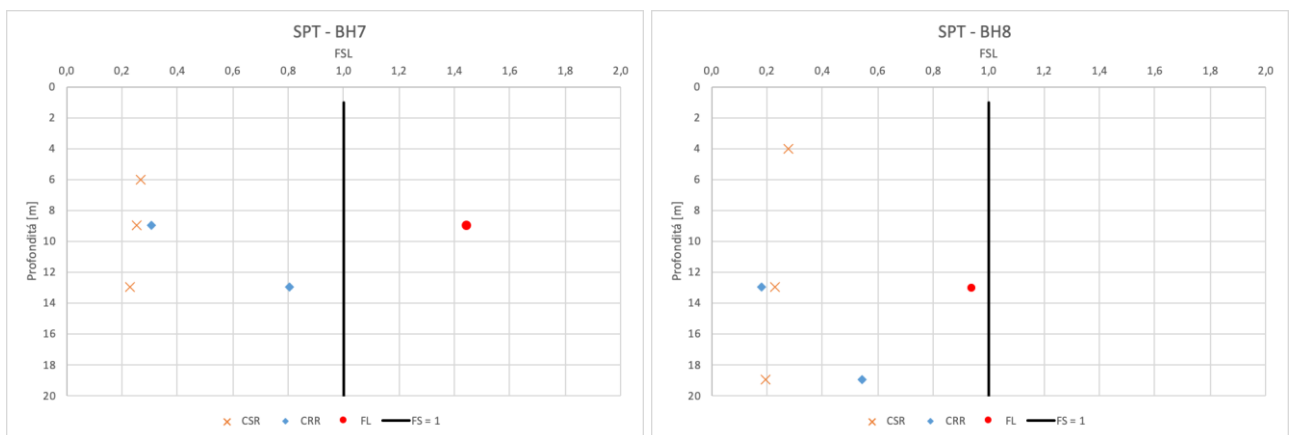
I risultati derivanti da prove SPT (da sondaggio BH8\_dh e BH7) eseguiti nei livelli sabbiosi e sabbioso-limoso (in terreni potenzialmente liquefacibili) sono presentati in Tabella 5-10

PROVE NSPT																				
BH 7																				
M	amax	MSF	n	z	NSPT	dz	falda	gamma	gamma <sup>a</sup>	σ	σ'	rd	CSR	Cn	Ce/b/r/s	FC	N60	n60-cs	CRR	FL
6,8	0,212	1,20	1	6	27	2	NO SAT	19	9	114	54	0,92	0,27	1,36	1,00	59	36,74	42,35	9,630	43,00
			2	9	18	2	SAT	19	9	171	81	0,87	0,25	1,11	1,00	60	20,00	25,60	0,305	1,45
gamma			3	13	30	3	SAT	19	9	247	117	0,79	0,23	0,92	1,00	60	27,74	33,34	0,805	4,20
BH 8																				
M	amax	MSF	n	z	NSPT	dz	falda	gamma	gamma <sup>a</sup>	σ	σ'	rd	CSR	Cn	Ce/b/r/s	FC	N60	n60-cs	CRR	FL
6,8	0,212	1,20	1	4	24	6	NO SAT	19	9	76	36	0,96	0,28	1,67	1,00	81	40,00	45,54	40,811	175,97
			2	13	13	4	SAT	19	9	247	117	0,79	0,23	0,92	1,00	60	12,02	17,62	0,180	0,94
gamma			3	19	33	1	SAT	19	9	361	171	0,68	0,20	0,76	1,00	56	25,24	30,85	0,543	3,30

**Tabella 5-10 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove SPT**

Note sulle prove:

Entrambi i sondaggi non presentano strati sabbiosi o sabbiosi limosi (l'unico strato individuato è un S(L) a 13 m nel BH7 con spessore 3 m). Sono state considerate anche le prove negli strati L(S) data la presenza della componente sabbiosa.



**Figura 5.11 – Riepilogo prove Spt BH7 & BH8**

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove SPT è riportato di seguito.

Prova SPT	IPL	Rischio
BH7	0.9	BASSO
BH8_dh	0	NULLO

### 5.7.5.2 Prove CPT

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove penetrometriche statiche in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione. Viene riportato il parametro  $I_c$  e l'andamento del fattore di sicurezza lungo la verticale indagata.

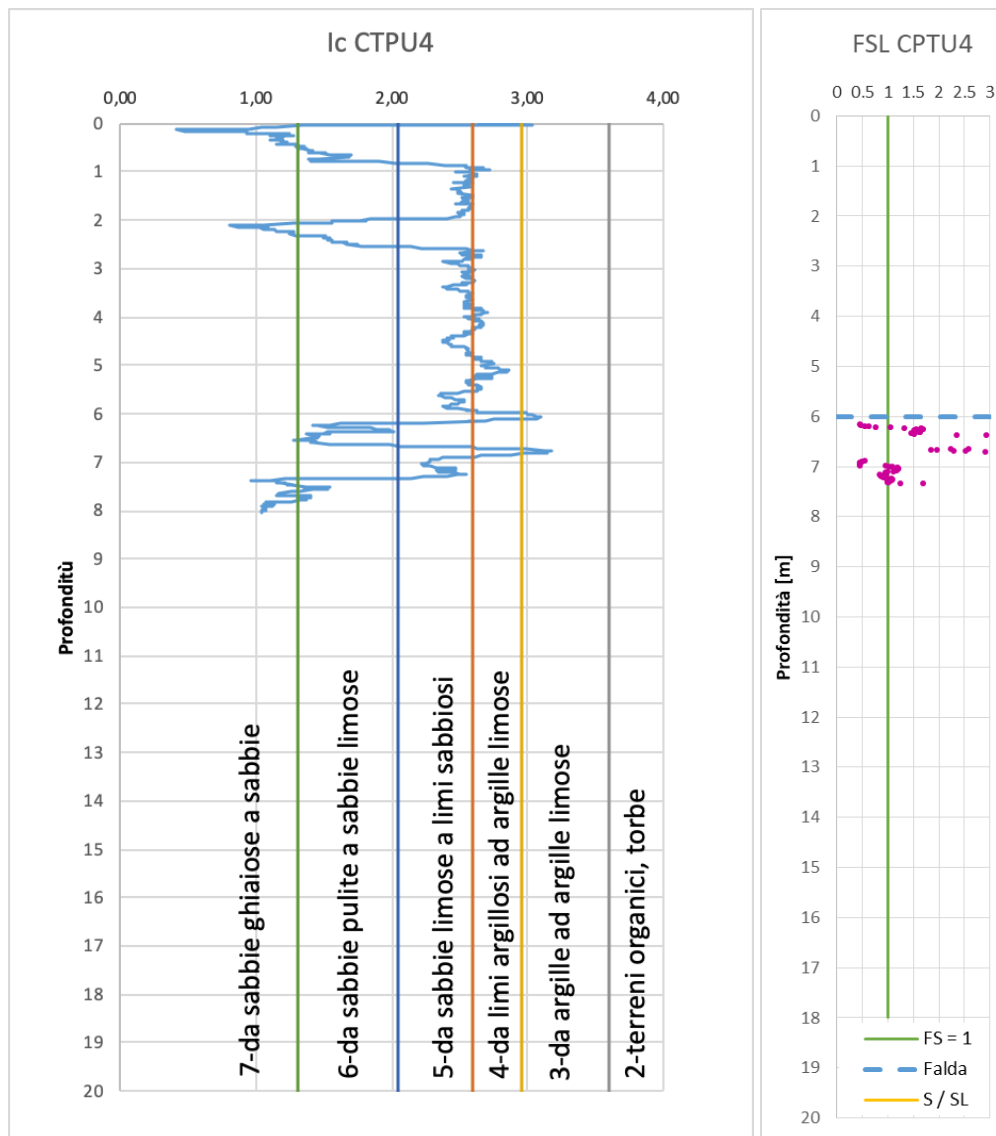


Figura 5.12 – Sintesi delle analisi di liquefazione da prova CPTU11

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove CPTU è riportato di seguito.

Prova CPT	IPL	Rischio
CPTU4	0.5	BASSO

### 5.7.5.3 Prove DH

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove Down Hole in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Per quanto riguarda la prova BH8\_dh si osserva dalla stratigrafia la presenza esclusivamente di componenti limose, la presenza di sabbia viene rilevata solo oltre 19 m di profondità; a parte le velocità delle onde di taglio sono sempre superiori al valore soglia considerato.

**Prove dh** BH8\_DH

MSF 1,29 Falda 7

Profondità (m da p.c.)	VS (m/s)	$\sigma$	$\sigma'$	VS1	VS1*	CRR	rd	CSR	FSL	F(z)	w(z)	IPL	IPL considerato per Vs<250m/s
1	157,33	19	9	287,2	200	0,1354	0,99	0,289		0,00	9,50	0,00	
2	160,8	38	18	246,9	200	0,0603	0,99	0,287		0,00	9,00	0,00	
3	163,38	57	27	226,7	200	-0,006	0,98	0,285		0,00	8,50	0,00	
4	182,48	76	36	235,6	200	0,0294	0,97	0,283		0,00	8,00	0,00	
5	242,64	95	45	296,3	200	0,15	0,97	0,281		0,00	7,50	0,00	
6	269,43	114	54	314,3	200	0,1788	0,96	0,279		0,00	7,00	0,00	
7	286,28	133	63	321,3	200	0,1901	0,95	0,276	0,89	0,11	6,50	0,75	No liquefazione
8	304,81	152	72	330,9	200	0,2055	0,94	0,273	0,97	0,03	6,00	0,19	No liquefazione
9	327,42	171	81	345,1	200	0,2288	0,92	0,268	1,09	0,00	5,50	0,00	No liquefazione
10	339,97	190	90	349,0	200	0,2352	0,90	0,263	1,15	0,00	5,00	0,00	No liquefazione
11	352,42	209	99	353,3	200	0,2424	0,88	0,257	1,21	0,00	4,50	0,00	No liquefazione
12	353,17	228	108	346,4	200	0,2309	0,86	0,249	1,19	0,00	4,00	0,00	No liquefazione
13	368,27	247	117	354,1	200	0,2437	0,83	0,240	1,30	0,00	3,50	0,00	No liquefazione
14	349	266	126	329,4	200	0,2031	0,79	0,231	1,13	0,00	3,00	0,00	No liquefazione
15	356,28	285	135	330,5	200	0,2049	0,76	0,221	1,19	0,00	2,50	0,00	No liquefazione
16	324,03	304	144	295,8	200	0,1493	0,73	0,212	0,91	0,09	2,00	0,19	No liquefazione
17	373,02	323	153	335,4	200	0,2128	0,70	0,202	1,35	0,00	1,50	0,00	No liquefazione
18	456,23	342	162	404,4	200	0,3321	0,67	0,194	2,20	0,00	1,00	0,00	No liquefazione
19	475,56	361	171	415,9	200	0,3535	0,64	0,186	2,44	0,00	0,50	0,00	No liquefazione
20	362,72	380	180	313,2	200	0,177	0,62	0,180	1,27	0,00	0,00	0,00	No liquefazione

**Tabella 5-11 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove DH**

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove DH, è riportato di seguito.

Prova DH	IPL	Rischio
BH12_dh	0	NULLO

#### 5.7.5.4 Riepilogo NV02 - Via Wenner

Nella seguente tabella si riassumono i risultati delle prove analizzate:

	<b>SPT</b>	<b>CTPU</b>	<b>DH</b>
IPL	0.9	0.5	0
	<b>BASSO</b>	<b>BASSO</b>	<b>NULLO</b>

Note:

- Entrambi i sondaggi sono caratterizzati principalmente da orizzonti limoso sabbiosi, con talvolta lenti Sabbioso-limose, un orizzonte di sabbia dello spessore di circa 10 m è individuato a circa 20 m di profondità;



RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00 D 78	RH	GE0600 004	B	57 di 74

### 5.7.6 NV03 – Ponte S. Antonio (Fosso Frestola)

Il ponte NV03 è posizionato alla pk 6+050, e consiste in un ponte per la viabilità stradale sopra il fosso Frestola.

In corrispondenza dell'opera, la prova DH di riferimento (BH16\_dh) ha dato come risultato una categoria di suolo C.

Dalle analisi sismiche risulta che l'accelerazione massima attesa relativa  $a_{max}(g)$  al sito è pari a: 0.205

#### 5.7.6.1 Prove SPT

I risultati derivanti da prove SPT (da sondaggio BH15\_dh e BH16) eseguiti nei livelli sabbiosi e sabbioso-limoso (in terreni potenzialmente liquefacibili) sono presentati in Tabella 5-12.

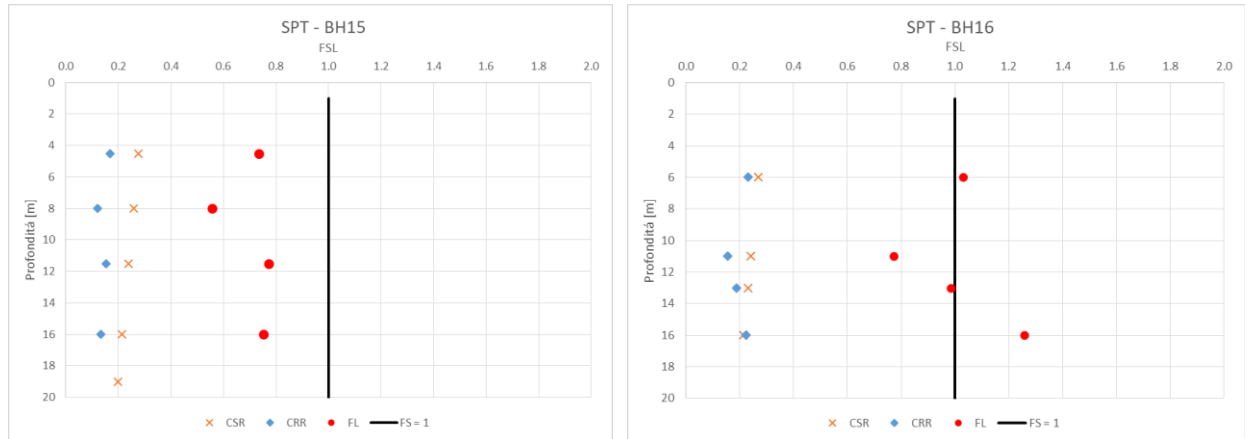
PROVE NSPT																				
BH 15																				
M	amax	MSF	n	z	NSPT	dz	falda	gamma	gamma'	$\sigma$	$\sigma'$	rd	CSR	Cn	Ce/b/r/s	FC	N60	n60-cs	CRR	FL
6.8	0.212	1.20	1	4.5	7	1	SAT	19	9	85.5	40.5	0.95	0.28	1.57	1.00	95	11.00	16.50	0.169	0.74
			2	8	4	3	SAT	19	9	152	72	0.89	0.26	1.18	1.00	84	4.71	10.25	0.120	0.58
gamma	19		3	11.5	10	4	SAT	19	9	218.5	103.5	0.82	0.24	0.98	1.00	23	9.83	14.71	0.154	0.77
			4	16	8	4	SAT	19	9	304	144	0.73	0.21	0.83	1.00	81	6.67	12.21	0.134	0.75
			5	19	80	3	SAT	19	9	361	171	0.68	0.20	0.76	1.00	13	61.18	63.68	3.04E+09	1.84E+10
BH16																				
M	amax	MSF	n	z	NSPT	dz	falda	gamma	gamma'	$\sigma$	$\sigma'$	rd	CSR	Cn	Ce/b/r/s	FC	N60	n60-cs	CRR	FL
6.8	0.212	1.20	1	6	12	1	SAT	19	9	114	54	0.92	0.27	1.36	1.00	84	16.33	21.86	0.231	1.03
			2	11	10	4	SAT	19	9	209	99	0.83	0.24	1.01	1.00	23	10.05	14.93	0.156	0.77
gamma	19		3	13	14	4	SAT	19	9	247	117	0.79	0.23	0.92	1.00	40	12.94	18.52	0.189	0.99
			4	16	19	4	SAT	19	9	304	144	0.73	0.21	0.83	1.00	81	15.83	21.37	0.224	1.26

**Tabella 5-12 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove SPT**

Note sulle prove:

Il sondaggio BH15 risulta più vicino all'asse del tracciato (distanza di 1 m in pianta) mentre BH16 è stato realizzato a 164 m, in corrispondenza del ponte stradale.

Le due stratigrafie presentano notevoli differenze: BH15 è caratterizzata principalmente da orizzonti sabbioso e sabbioso-limosi, mentre BH16 principalmente da limi argillosi sabbiosi.


**Figura 5.13 – Risultati prove Spt BH15 & BH16**

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove SPT è riportato di seguito.

Prova SPT	IPL	Rischio
BH15	14.6	ALTO
BH16_dh	4.3	MODERATO

### 5.7.6.2 Prove CPT

Non sono presenti prove CPTU nell'intorno dell'opera.

### 5.7.6.3 Prove DH

Nelle seguenti figure si riporta l'elaborazione delle prove Down Hole in termini di valutazione del fattore di sicurezza al rischio di liquefazione.

Per quanto riguarda la prova BH16\_dh si osserva dalla stratigrafia la presenza principalmente di orizzonti limoso argillosi/sabbiosi, ma con velocità Vs abbastanza basse.

Prove dh BH16\_DH

MSF 1,29

Falda 5,5

Profondità (m da p.c.)	VS (m/s)	$\sigma$	$\sigma'$	VS1	VS1*	CRR	rd	CSR	FSL	F(z)	w(z)	IPL	IPL considerato per Vs<250m/s
1	129,34	19	9	236,1	200	0,0312	0,99	0,280		0,00	9,50	0,00	
2	149,1	38	18	228,9	200	0,0044	0,99	0,278		0,00	9,00	0,00	
3	158,18	57	27	219,4	200	-0,0521	0,98	0,276		0,00	8,50	0,00	
4	175,09	76	36	226,0	200	-0,0091	0,97	0,274		0,00	8,00	0,00	
5	270,04	95	45	329,7	200	0,2036	0,97	0,272		0,00	7,50	0,00	
6	255,08	114	54	297,6	200	0,1521	0,96	0,269	0,73	0,27	7,00	1,92	No liquefazione
7	349,25	133	63	392,0	200	0,3095	0,95	0,267	1,49	0,00	6,50	0,00	No liquefazione
8	261,26	152	72	283,6	200	0,1295	0,94	0,264	0,63	0,37	6,00	2,21	No liquefazione
9	221,58	171	81	233,6	200	0,0226	0,92	0,260	0,11	0,89	5,50	4,88	4,88
10	247,06	190	90	253,7	200	0,0754	0,90	0,255	0,38	0,62	5,00	3,10	3,10
11	208,12	209	99	208,6	200	-0,2422	0,88	0,248	0,00	1,00	4,50	4,50	4,50
12	229	228	108	224,6	200	-0,0166	0,86	0,241	0,00	1,00	4,00	4,00	4,00
13	207,2	247	117	199,2	200	3,6850	0,83	0,233	20,36	0,00	3,50	0,00	0,00
14	197,17	266	126	186,1	200	0,2636	0,79	0,223	1,52	0,00	3,00	0,00	0,00
15	263,63	285	135	244,6	200	0,0548	0,76	0,214	0,33	0,67	2,50	1,68	No liquefazione
16	367,08	304	144	335,1	200	0,2123	0,73	0,205	1,33	0,00	2,00	0,00	No liquefazione
17	355,3	323	153	319,5	200	0,1871	0,70	0,196	1,23	0,00	1,50	0,00	No liquefazione
18	320,93	342	162	284,5	200	0,1309	0,67	0,188	0,90	0,10	1,00	0,10	No liquefazione
19	320,01	361	171	279,8	200	0,1232	0,64	0,180	0,88	0,12	0,50	0,06	No liquefazione
20	293,02	380	180	253,0	200	0,0739	0,62	0,174	0,55	0,45	0,00	0,00	No liquefazione


**Tabella 5-13 - Sintesi delle analisi di liquefazione da prove DH**

A partire dai risultati della tabella precedente, e considerando che i campioni ottenuti dal BH16 indicano la presenza di limo e mostrano valori contenuto di fino (L+A) sono sempre maggiori del 67% (media 91%, vedasi tabella sottostante), si può concludere che il potenziale di liquefazione è minimo in questa ubicazione.

Nome campione	Z [m]	Descrizione	L+A
CI1	2,40-2,90	L(A)[G]	90
CI2	5,40-5,90	L+A	95
CI3	9,00-9,50	L[S]+A	91
CI4	12,00-12,50	L+A	98
CI5	15,00-15,50	L(S,A)	82
CI6	24,50-25,00	S(L)[A]	24

L'indice di potenziale liquefazione (IPL) relativo alle prove DH, è stato quindi stimato in base alla stratigrafia ottenuta dal sondaggio BH16, in cui gli strati sabbiosi sono individuati oltre i 17 m di profondità. Si ottiene quindi:

Prova DH	IPL	Rischio
BH16_dh	0	NULLO

	<b>LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO          COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO          TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO          PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	COMMESSA <b>NN1X</b>	LOTTO <b>00 D 78</b>	CODIFICA <b>RH</b>	DOCUMENTO <b>GE0600 004</b>	REV. <b>B</b>	FOGLIO <b>60 di 74</b>

#### 5.7.6.4 Riepilogo NV03 – Ponte S. Antonio (Fosso Frestola)

Nella seguente tabella si riassumono i risultati delle prove analizzate, considerando i risultati relativi al sondaggio BH16 che si ubica esattamente in asse con la nuova viabilità.

	<b>SPT</b>	<b>CTPU</b>	<b>DH</b>
IPL	4.3	nd	0
	<b>MODERATO</b>	nd	<b>NULLO</b>

I due sondaggi sono realizzati a distanze differenti dall'asse del tracciato (1m per BH15 e 164 per BH16) e presentano una stratigrafia differente. Per l'opera in questione, si fa riferimento principalmente a BH16, in quanto più vicino all'asse dell'opera stradale. Questo sondaggio presenta principalmente orizzonti limosi, che quindi non indicherebbero la presenza di problemi di liquefazione, (a differenza del BH15 presenta diffusi orizzonti sabbiosi con prove Spt dai valori bassi).

Considerando quindi la tipologia di suolo, ed il fatto che l'IPL per le prove SPT nello stesso sondaggio fornisce come risultato "Molto Basso", non viene considerata la possibilità di liquefazione per l'opera in oggetto.

### 5.7.7 Risultati prove lungo il tracciato

Di seguito vengono analizzati i risultati per le prove CPTU, SPT e DH dei sondaggi effettuati lungo la linea.

#### 5.7.7.1 Risultati prove CPTU

Con la stessa procedura precedentemente indicata sono state analizzate tutte le prove CPTU disponibili lungo il tracciato.

Per tutte le prove si è utilizzato un valore massimo di accelerazione pari a 0.212, ovvero il valore massimo possibile per gli SLV lungo tutto la tratta.

Nella tabella seguente viene indicato il valore di IPL ottenuto per ogni prova e la classe corrispondente. Come si può notare tutte le prove ricadono nella categoria 0-5 “rischio di liquefazione compreso tra nullo e moderato”.

	Falda	IPL	
CPTU_1	8	1,8	BASSO
CPTU_2	6	4,1	MODERATO
CPTU_3	6	3,2	MODERATO
CPTU_4	6	0,5	BASSO
CPTU_5	10	0,3	NULLO
CPTU_6	6	0,2	NULLO
CPTU_7	8	0,0	NULLO
CPTU_8	8	4,4	MODERATO
CPTU_9	7	4,2	MODERATO
CPTU_10	7	0,7	BASSO
CPTU_11	7	0,1	NULLO
CPTU_12	5	0,6	BASSO
CPTU_14	9	1,0	BASSO
CPTU_15	7	2,6	MODERATO
CPTU_16	8	0,6	BASSO

VI01

Via WENNER

VI02

VI03

**Tabella 5-14 – Riepilogo risultati prove CPTU**

### 5.7.7.2 Risultati prove DH

Tabella 5-15 – Riepilogo risultati prove DH

	Falda	IPL	
BH6_DH	6	6,4	ALTO
BH8_DH	7	0,0	NULLO
BH12_DH	6	0,0	NULLO
BH13_DH	9	0,0	NULLO
BH16_DH	5	0,0	NULLO
BH19_DH	6	2,0	BASSO
BH22_DH	7	12,9	ALTO*
BH23_DH	6	0,0	NULLO
BH24_DH	5	0,0	NULLO

VI01  
 Via WENNER  
 VI02  
 Sant ANTONIO  
 VI03  
 VI04

\*Valore cautelativo, stimato considerando la presenza di sabbie e limi sabbiosi fino alla profondità di 16 m.

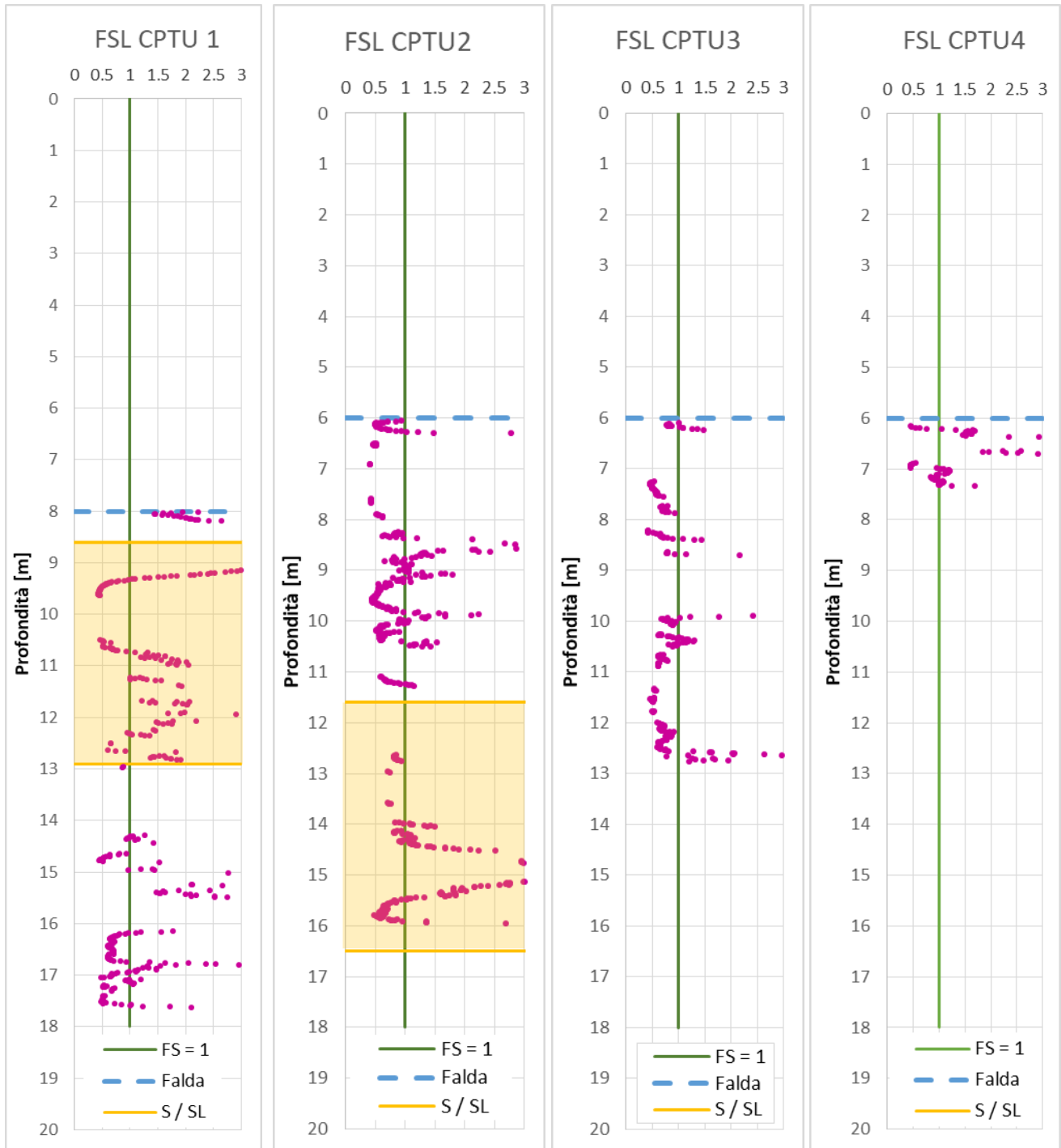
### 5.7.7.3 Risultati prove SPT

**Tabella 5-16 – Riepilogo risultati prove SPT**

Sond	IPL		
BH1	no oriz sabb		
S1_SerieS	0.5	BASSO	
BH2	0	NULLO	
BH3	1.4	BASSO	
BH4	3	MODERATO	VI01
BH5	5.8	ALTO	VI01
BH6	no SPT		
S2_SerieS	NO SPT IN SABBIA	Via WENNER	
BH7	0	NULLO	Via WENNER
BH8	0.9	BASSO	Via WENNER
BH9	0	NULLO	
BH10	0	NULLO	
S3_SerieS	No Sabbia		
BH11	1.7	BASSO	VI02
BH12	no SPT	VI02	
BH13	0	NULLO	
S4_SerieS	NO SPT IN SABBIA		
BH14	0	NULLO	
S5_SerieS	No SPT		
BH15	2.8	MODERATO	
BH16	2.9	MODERATO	Sant ANTONIO
BH17	NO SPT IN SABBIA		
BH18	NO SPT IN SABBIA	VI03	
BH19	2.6	MODERATO	VI03
BH20	0	NULLO	
BH21	0	NULLO	VI04
BH22	NO SPT	VI04	
S6_SerieS	4.1	MODERATO	VI04
BH23	0.8	BASSO	
BH24	NO SPT IN SABBIA		
BH25	NO SPT IN SABBIA		

#### 5.7.7.4 Grafici prove CPTU

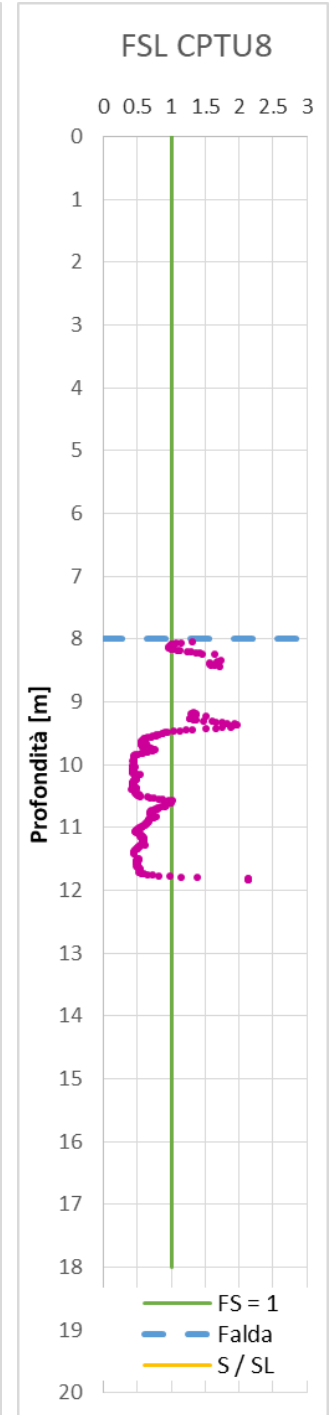
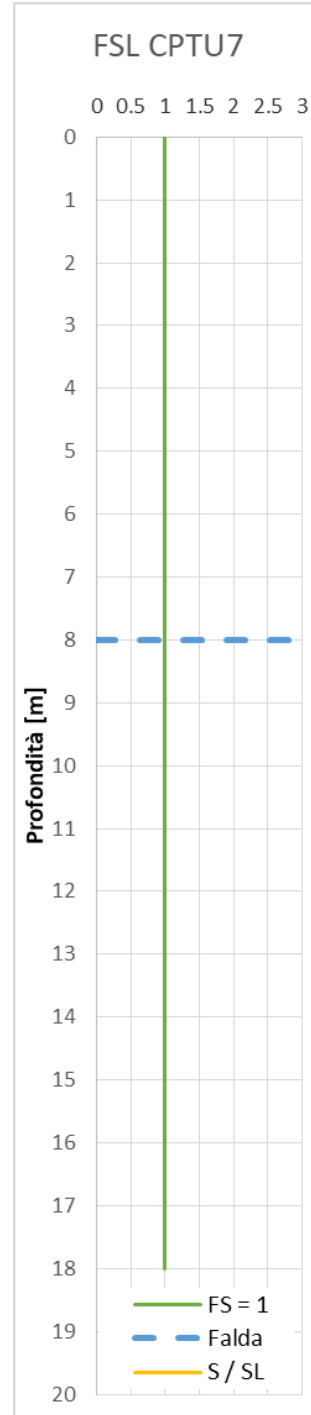
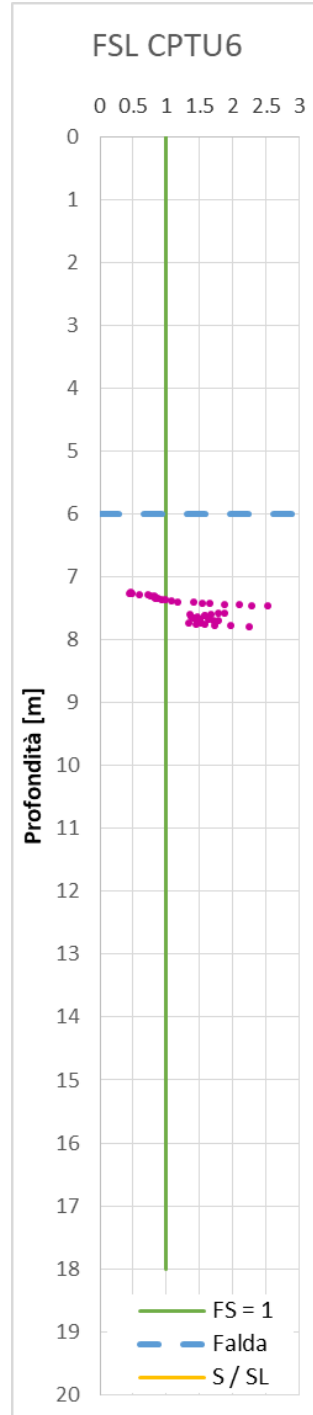
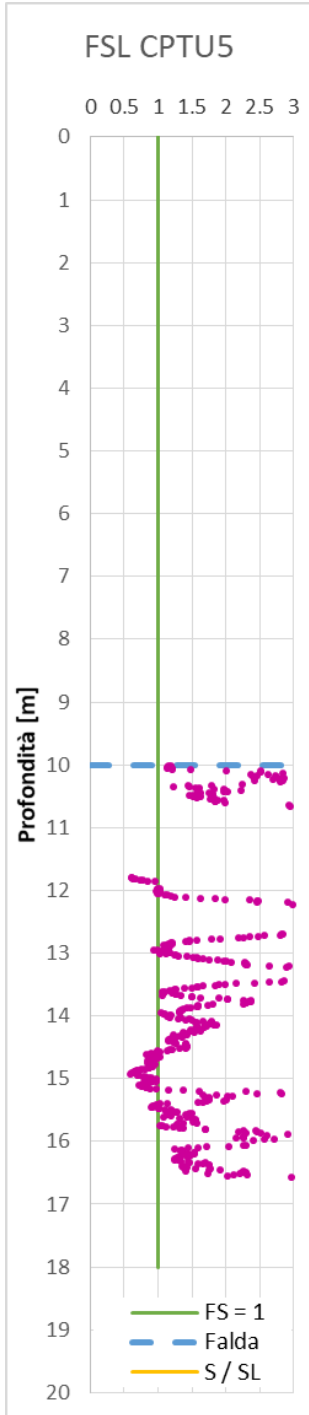
Di seguito vengono indicati i grafici corrispondenti all'andamento del FSL nelle prove CPTU disponibili.





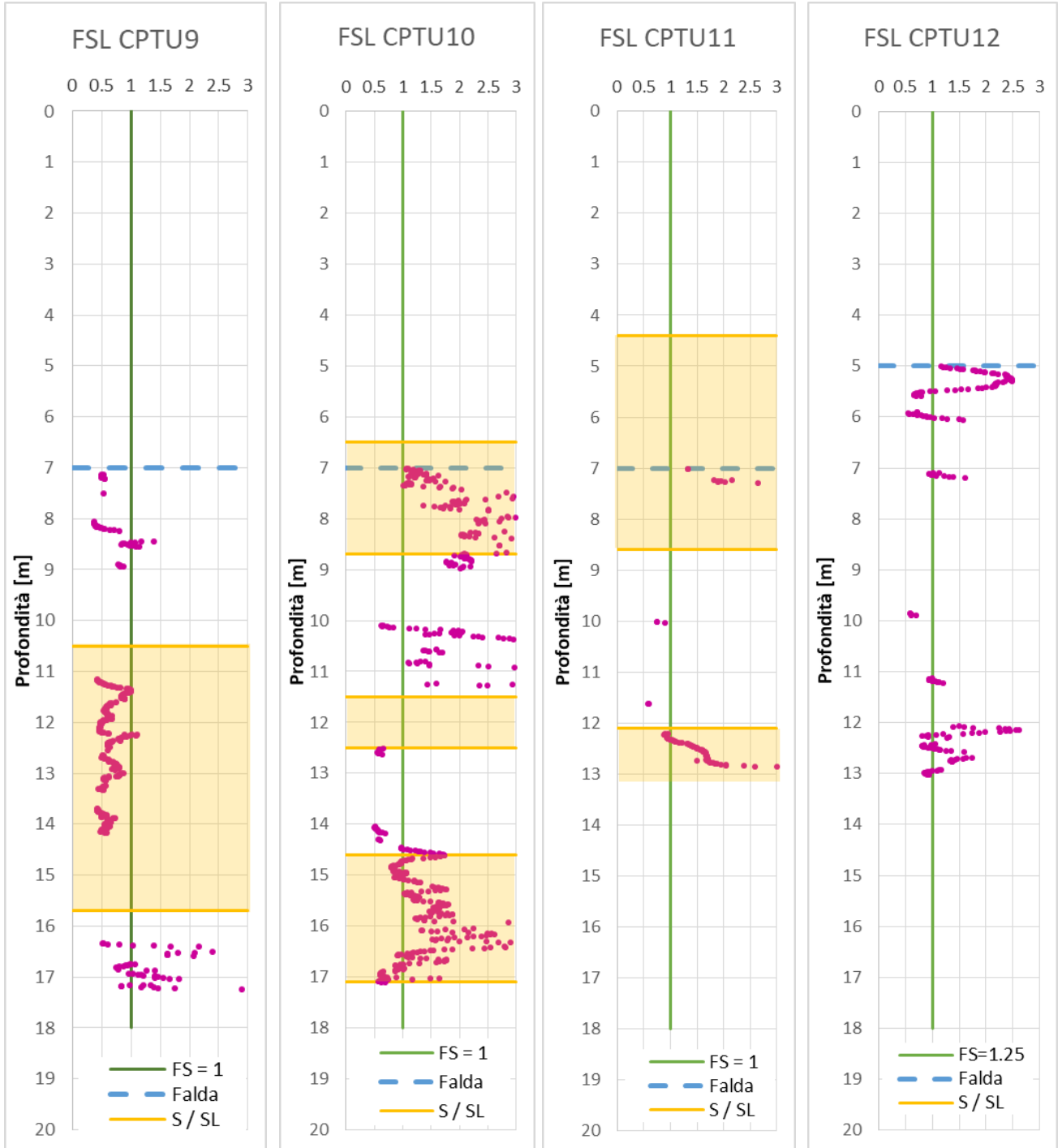
RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00 D 78	RH	GE0600 004	B	65 di 74



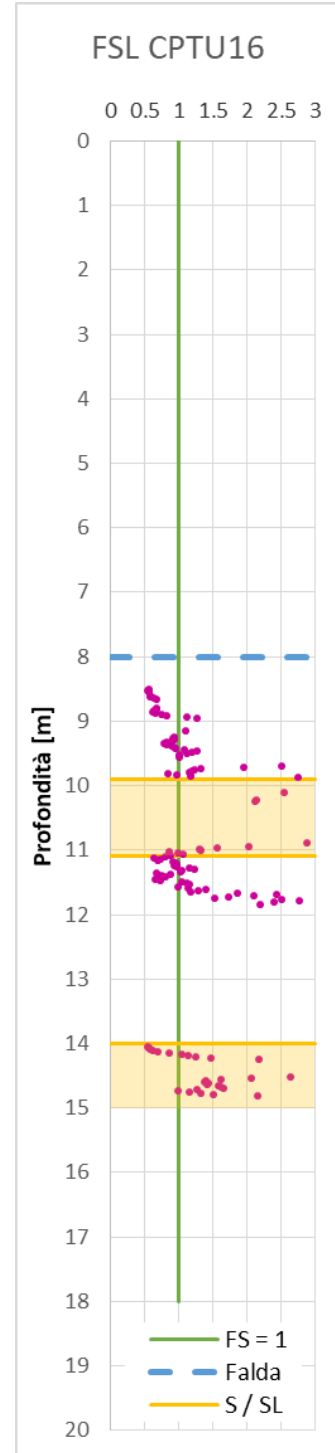
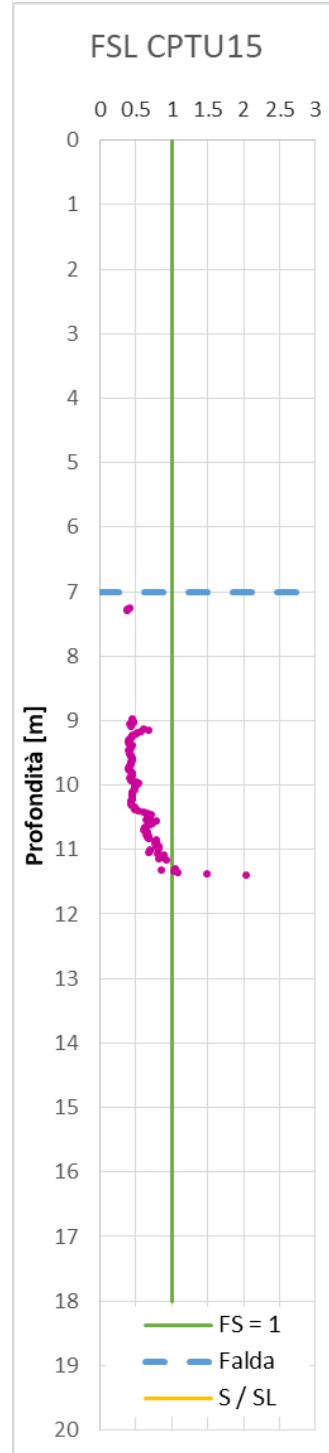
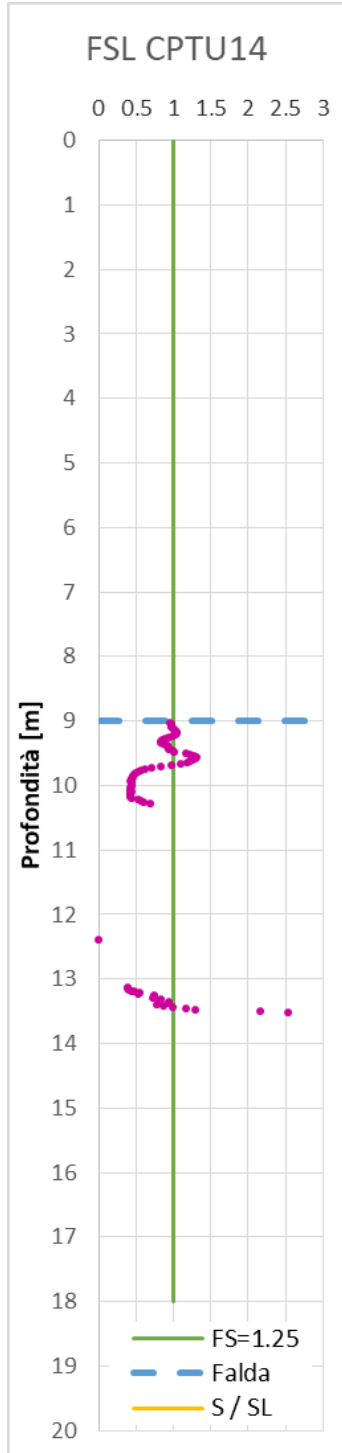
RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00 D 78	RH	GE0600 004	B	66 di 74



RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00 D 78	RH	GE0600 004	B	67 di 74



## 5.8 CONCLUSIONI

La verifica della suscettibilità alla liquefazione è stata condotta secondo gli approcci illustrati nella presente relazione, basati sui risultati delle prove in situ prove  $N_{SPT}$ , CPTU e DH.

In particolare, le prove CPTU, equamente distribuite lungo il tracciato ed eseguite fino a profondità media di circa 13 m dal piano campagna (da 8 m a 20 m) sono state ritenute rappresentative per le opere minori lungo linea.

Per queste ultime (opere minori come muri di recinzione e sostegno) che presentano fondazioni superficiali o, se su pali, sopra falda, non si prevede che l'evento della liquefazione possa generare un rischio di stabilità significativo.

Al contrario le prove  $N_{SPT}$  e le DH hanno indagato gli stati più profondi e sono sempre presenti in corrispondenza delle opere d'arte maggiori, quindi assumono un maggior peso per questi manufatti.

Vale la pena ricordare comunque che le indagini sono collocate a distanze variabili dall'asse del tracciato anche non trascurabili e che pertanto alcune differenze si potranno riscontrare all'atto della costruzione che dovrà quindi prevedere ulteriori verifiche puntuali.

In base a quanto illustrato, di seguito vengono elencate le conclusioni con le indicazioni progettuali più importanti:

- gli strati più marcatamente sabbiosi, posti sotto falda, dove la somma delle percentuali di limo e argilla non superano il 67%, potrebbero presentare una suscettibilità alla liquefazione medio/ alta quando soggetti alle azioni sismiche di progetto (per esempio per VI01 si ha un IPL pari a 6.4 considerando i risultati delle prove DH).
- Per le opere lungo linea quali i rilevati e i muri di protezione, data la loro ridotta altezza e quindi la loro azione su uno spessore ridotto del terreno di fondazione, quasi sempre sopra falda, non si prevede la necessità di accorgimenti particolari in sede di progetto; l'eventuale cedimento indotto dalla liquefazione, qualora si propaghi fino a livello del piano rotaie, potrà essere – nel caso - gestito attraverso operazioni di manutenzione.
- Per le opere d'arte maggiori, sia ferroviarie lungo linea, sia stradali al contorno, in presenza di fondazioni profonde si dovrà prevedere la predisposizione di sistemi che consentano la dissipazione delle sovrappressioni idrauliche causate dall'azione sismica in maniera tale da evitare la liquefazione degli strati più suscettibili e la conseguente perdita di capacità portante verticale e laterale oppure in alternativa eseguire interventi di consolidamento generalizzati in modo da garantire un maggiore grado di compattazione agli strati sabbiosi in prossimità dei pali.

A tale fine, in fase preliminare ed a titolo estremamente cautelativo, si sono proposti interventi di

consolidamento generalizzato attraverso colonne di Jet Grouting in corrispondenza delle pile dei viadotti.  
 Si riportano come esempio le soluzioni adottate per le opere VI01 e VI03.

### 5.8.1 Interventi VI01

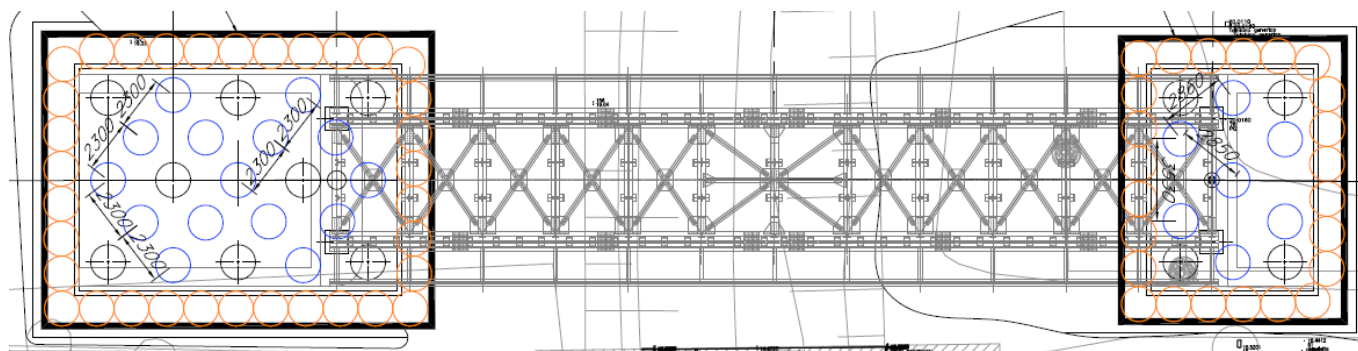
Si riepilogano i risultati ottenuti dalle analisi effettuate:

	SPT	CTPU	DH
IPL	5.8	3.2	6.4
	<b>ALTO</b>	<b>MODERATO</b>	<b>ALTO</b>

Per il Viadotto VI01, in base alla sequenza stratigrafica semplificata ed all'analisi della liquefazione eseguita, si evince che lo strato suscettibile al fenomeno di liquefazione si trova ad una profondità compresa tra 6m (dove giace il NF e al di sotto del quale potrebbe verificarsi il fenomeno) ed 11 m. Si propone trattamento di JG bifluido (in sabbie sono ottenibili diametri di 1,2-1,5 m). Il trattamento sarà essere eseguito posteriormente all'installazione delle palancole che poi rimarranno in situ.

La geometria proposta è riportata nella figura seguente:

- lungo il perimetro interiore delle palancole eseguire colonne tangenti fino a 12 m di profondità;
- nella zona interna si procederà ad un intervento di miglioria generalizzato, eseguendo colonne tra 5-12 m di profondità con disposizione a quinconce.



**Figura 5.14 – Proposta preliminare di intervento di consolidamento per la liquefazione (da confermarsi in fase di progetto esecutivo) – VI01**

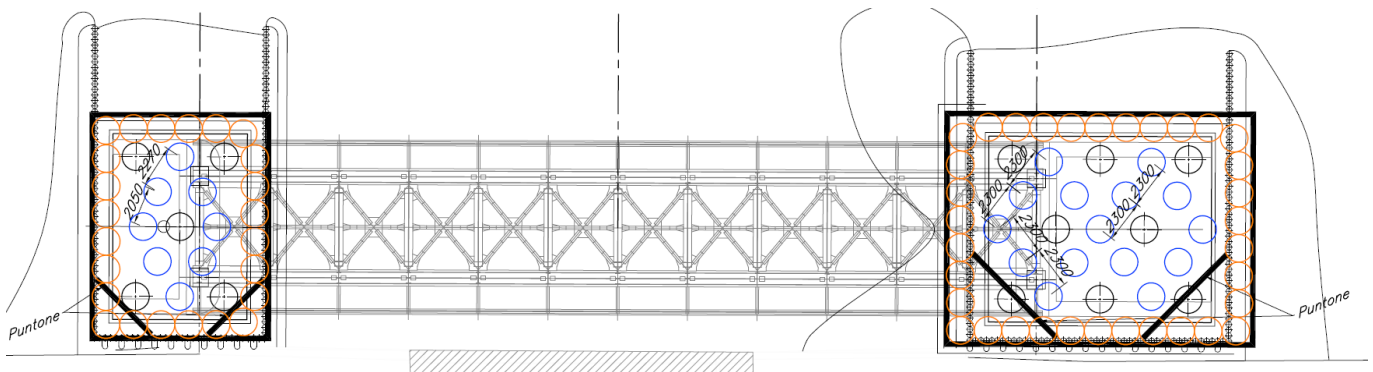
Le sabbie all'interno del recinto risulteranno così compattate dal trattamento JG e dall'esecuzione dei pali.

### 5.8.2 Interventi VI03

Si riepilogano i risultati ottenuti dalle analisi effettuate:

	SPT	CTPU	DH
IPL	2.6	0.1	2.0
	MODERATO	BASSO	MODERATO

Come già menzionato, si è preferito proporre una soluzione al possibile fenomeno di liquefazione anche se dalle analisi non si evidenziano particolari criticità per il VI03; questo tenendo in conto i limitati risultati disponibili di Nspst ( e che i due dei tre risultati disponibili danno risultati non concordanti con l'analisi DH).



**Figura 5.15 – Proposta preliminare di intervento di consolidamento per la liquefazione (da confermarsi in fase di progetto esecutivo) – VI03**

La proposta è simile a quanto descritto per il VI01; cautelativamente, in base alla stratigrafia semplificata del VI03, si considera uno lo strato suscettibile al fenomeno di liquefazione si trova ad una profondità compresa tra 13.6 e 16.7 m, quindi si propone ubicare l'intervento JG tra le profondità 12 m e 18 m.

## 5.9 CONSIDERAZIONI AGGIUNTIVE SUI MURI DI RECINZIONE

Per i pali di fondazione dei muri di recinzione bisogna fare le seguenti considerazioni:

- La lunghezza del palo è determinata come risultato del calcolo in cui il muro deve opporsi all'urto ferroviario (condizione dimensionante);
- Nel caso in cui l'urto non si fosse dovuto considerare, il palo sarebbe stato dimensionato in relazione al solo peso del muro e delle eventuali barriere antirumore e pali della TE presenti; in queste condizioni il risultato del calcolo ha fornito una lunghezza più corta: la nuova lunghezza in relazione alla posizione dei muri lungo il profilo evidenzia che i pali di fondazione dei muri raggiungono la profondità corrispondente alla quota della falda; in caso di presenza di lenti sabbiose liquefacibili il tratto immerso in queste non contribuirà alla stabilità del muro (relazione muri di recinzione Tipo\_1 - NN1X.00.D.78.CL.MU0000.001.B paragrafo 11.2.2 "*Verifica con sisma trasversale dominante – Combinazione SLV\_1*").
- I due eventi, sisma ed urto, sono da considerare come eventi rari non concomitanti e pertanto:
  - se agisce un urto non vi è sisma e quindi non vi è liquefazione ed allora il palo lungo espleta pienamente la sua funzione;
  - se occorre un evento sismico non vi sarà un urto concomitante e quindi la porzione fuori falda non soggetta a liquefazione sarà sufficiente a garantirne la stabilità del muro fondato sui pali in questione
- Lungo tutta la linea, (a parte il VI01) i risultati delle prove DH e SPT hanno dato come risultato di IPL molto basso (0) o basso (0-5); quindi si considera che la presenza di quote di pali di fondazione di queste opere particolari in falda in strati potenzialmente liquefacibili sia del tutto accettabile.

In base a queste considerazioni si può escludere il rischio di ripercussioni significative date dal fenomeno della liquefazione sulla capacità di queste fondazioni su pali di espletare la propria funzione.

## 6 CEDIMENTI POST LIQUEFAZIONE

Sulla base dei risultati delle prove eseguite in sito (CPT) è possibile stimare, seppure su basi empiriche e con una certa approssimazione, i cedimenti permanenti potenzialmente indotti dalla dissipazione delle sovrappressioni generate dalla liquefazione (a meno di maggiori deformazioni dovuti a instabilità e spandimento laterale).

In particolare, per la stima di tali cedimenti, nel seguito si farà riferimento al metodo proposto da Idriss and Boulanger (2008) a partire dai dati di prove CPT.

La stima dei cedimenti nel caso in esame è stata svolta per alcune indagini in corrispondenza delle opere ai fini delle analisi/verifiche che verranno di seguito eseguite per i dimensionamenti delle palificate in presenza di liquefazione dei terreni.

### Metodo proposto da Idriss and Boulanger (2008)

La stima dei cedimenti verticali post-liquefazione  $S_v$  è stata eseguita a partire dai risultati delle prove CPT secondo le procedure proposte da Idriss and Boulanger (2008) sulla base delle relazioni inizialmente sviluppate da Ishihara e Yoshimine (1992) che, sulla base di numerose prove di laboratorio, osservarono come le deformazioni volumetriche  $\varepsilon_v$ , che hanno luogo durante la riconsolidazione post-liquefazione dei campioni di sabbia siano correlabili direttamente alle deformazioni di taglio massime sopportate dal campione durante lo scuotimento (carico ciclico non drenato)  $\gamma_{\max}$  e alla densità relativa  $D_R$  del campione. Gli stessi autori hanno inoltre osservato come le deformazioni di taglio massime sopportate dal campione durante lo scuotimento siano correlabili al coefficiente di sicurezza alla liquefazione  $FL$  e alla densità relativa del terreno.

Combinando tali relazioni, per le prove CPT si ha (Yoshimine et al., 2006; Idriss and Boulanger, 2008):

$$\varepsilon_v = 1.5 \cdot \exp\left(2.551 - 1.147(q_{cINcs})^{0.264}\right) \cdot \min(0.08; \gamma_{\max})$$

dove, posti

$$F_\alpha = -11.74 + 8.34(q_{cINcs})^{0.264} - 1.371(q_{cINcs})^{0.528}$$

$$\gamma_{lim} = 1.859\left(2.163 - 0.478(q_{cINcs})^{0.264}\right)^3 \geq 0$$



RELAZIONE SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00 D 78	RH	GE0600 004	B	73 di 74

per  $FL > 2 \gamma_{\max} = 0$ ; per  $FL < F_{\alpha} \gamma_{\max} = \gamma_{\lim}$  e per  $2 > FL > F_{\alpha} \gamma_{\max}$  è dato dalla seguente espressione:

$$\gamma_{\max} = \min \left( \gamma_{\lim}; 0.035(2 - FL) \left( \frac{1 - F_{\alpha}}{FL - F_{\alpha}} \right) \right)$$

I cedimenti post-liquefazione sono dati dall'integrazione lungo la verticale considerata delle deformazioni verticali ev calcolate con le relazioni sopra esposte:

$$ced, tot = \sum \varepsilon_v \text{ [cm]}$$

Nei paragrafi seguenti è riportata la stima dei cedimenti eseguita per le zone individuate come potenzialmente suscettibili a liquefazione.

	Prof indagine	Soggiacenza [m]	IPL			Ced [cm]	
CPTU_1	18.05	8	1.8	BASSO	VI01	1.4	
CPTU_2	16.52	6	4.1	MODERATO		2.2	
CPTU_3	12.84	6	3.2	MODERATO		3.1	*
CPTU_4	8.03	6	0.5	BASSO		0.5	*
CPTU_5	16.70	10	0.3	NULLO	VI02	1.1	
CPTU_6	7.88	6	0.2	NULLO		0.5	*
CPTU_7	6.72	8	0.0	NULLO	WENNER	0.0	*
CPTU_8	11.94	8	4.4	MODERATO		5.3	*
CPTU_9	17.43	7	4.2	MODERATO	VI03	1.9	
CPTU_10	20.00	7	0.7	BASSO		0.5	
CPTU_11	13.10	7	0.1	NULLO		1.1	*
CPTU_12	20.00	5	0.6	BASSO		0.1	
CPTU_14	14.40	9	1.0	BASSO		2.1	*
CPTU_15	11.40	7	2.6	MODERATO		4.4	*
CPTU_16	15.02	8	0.6	BASSO		2.4	

Il calcolo dei cedimenti post-liquefazione è stato effettuato su tutte le CPTU disponibili, adottando le seguenti accortezze:

- Il calcolo si è effettuato lungo la verticale per i primi 15 m, considerata come profondità di influenza delle opere superficiali;
- Laddove la prova CPTU non raggiunga tale profondità (nella tabella sono indicate con \*), è stata effettuata un'interpolazione dei possibili cedimenti in relazione alla presenza o meno di strati liquefacibili in base ai sondaggi adiacenti ed in base ai cedimenti riscontrati lungo la verticale;
- Si è ipotizzato il limite  $I_c = 2.05$  come discriminante per il calcolo, ovvero “*da sabbie pulite a sabbie limose*” e solamente al di sotto del livello della falda.

Come si evince dalla tabella precedente, il calcolo dei cedimenti post-liquefazione ha fornito come risultato cedimenti accettabili, in genere minori di 5 cm. Inoltre, per i rilevati di maggiore altezza, si può concludere:

- il rilevato stradale in approccio al VI01, di altezza di 5 m, mostra cedimenti complessivi post-liquefazione pari a circa 2.2 cm (CPTU2);
- Per il rilevato ferroviario di altezza massima (2.60 m), che anch'esso ricade nei pressi del VI01, i cedimenti attesi sono i medesimi di quelli indicati in precedenza, ovvero 2.2 cm;
- Il cedimento massimo atteso, in corrispondenza della prova CPTU 8 e CPTU 15 (posti a circa metà strada tra VI02 e VI03, distanziati di 40 m) è pari a 4.9 cm (rispettivamente 5.3 e 4.4 cm), viene ritenuto accettabile.