

# AEROPORTO "LEONARDO DA VINCI" FIUMICINO - ROMA



## PREDISPOSIZIONE ISOLA SERAM E APRON GATE 1 PROGETTO ESECUTIVO

### LOTTO II

## RELAZIONI

### RELAZIONI SPECIALISTICHE Relazione Geotecnica

<b>IL PROGETTISTA SPECIALISTICO</b>  Ing. Matteo Pinti Ord. Ingg. ROMA n. 24465	<b>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</b>  Arch. Massimo Neri Ord. Arch. ROMA n. 8560  <b>CAPO PROGETTO</b>	<b>IL DIRETTORE TECNICO</b>  Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano n. 16492  <b>DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE</b>
--	---	--

RIFERIMENTI COMMITTENTE: rif. WBS: DSA.002/00.1A4   rif. Incarico: 09/09/2015 - U0015681							DATA: Novembre 2015		REVISIONE											
RIFERIMENTI ELABORATO:									n.	data										
DIRETTORIO			FILE						1	Novembre 2015										
Codice Comessa	N.	Unità / Ufficio	Classe	Argomento	N. elaborato	Rev.	SCALA:		2	-										
0	A	8	0	8	T	1	P	T	I	P	G	A	P	E	2	0	1	-	3	-
 gruppo Atlantia		<b>RESPONSABILE UNITÀ PROGETTAZIONE TERMINAL E IMPIANTI</b>  Ing. Claudio Barbetta			ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI:		Coding S.r.l. Via Archimede 23 - 00197 - Roma													
					ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI:		Ing. Matteo Pinti Ord. Ingg. ROMA n. 24465													
		CONSULENZA A CURA DI: CODING S.r.l. Roma			IL RESPONSABILE UNITÀ:		Ing. Claudio Barbetta Ord. Ingg. ROMA n. 20223													

Visto del Committente: **Aeroporti di Roma S.p.A.**

<b>COORDINAMENTO TECNICO PROGETTI</b>  Ing. Silvia Taurisano	<b>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</b>  Ing. Nunzio D'Auria PROGRAM MANAGER	<b>IL POST HOLDER DI AREA:</b>  <b>PROGETTAZIONE INFRASTRUTTURE E SISTEMI</b> Ing. Paolo Cambula  <b>MOVIMENTO FIUMICINO</b> Ing. Marco Pellegrino  <b>PER IL POST HOLDER MANUTENZIONE FCO CIVILE, IMPIANTI E SISTEMI</b> Ing. Ivan Bassato
--	---	--

## Sommario

1. Campagna di indagine geognostica.....	2
2. Ricostruzione del modello geotecnico del sottosuolo.....	3
2.1 Determinazione della densità relativa dei depositi granulari in base alla prova SPT: generalità.....	3
2.2 Determinazione dell'angolo di attrito interno per depositi granulari da prova SPT: generalità.....	4
2.3 Interpretazione prove SPT : stima della densità relativa e angolo di attrito interno.....	5
2.4 Correlazioni tra resistenza alla punta delle prove CPT e parametri meccanici per le sabbie.....	8
2.5 Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo.....	9
3. Verifiche nei confronti della liquefazione.....	10

## 1. Campagna di indagine geognostica

Ai fini della ricostruzione del modello geotecnico e della stima delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni di fondazione si sono analizzate le risultanze relative alla indagini riportate nella seguente tabella (per la simbologia e le sigle si faccia riferimento alla Relazione Geologica, parte integrante del presente progetto). Nella tabella, le indagini sono raggruppate in funzione della loro pertinenza con la specifica opera da realizzare.

<b>Pertinenza nuova cabina elettrica</b>	
<b>Tipologia di indagine</b>	<b>Sigla identificativa (vedi Rel. Geologica)</b>
Sondaggio geognostico	as - S1
Prova penetrometrica	as – CPTU 1 as – SCPTU 2
Prova sismica MASW	as - MASW 1 as - MASW 2
Prova Down-hole con sismocono	as – SCPTU 2
<b>Pertinenza nuovi uffici società petrolifera</b>	
Prova penetrometrica	sp – SCPTU 1 sp – CPTU 2
Prova Down-hole con sismocono	sp – SCPTU 1
<b>Pertinenza nuovo magazzino gomme</b>	
Sondaggio geognostico	mg - S1
Prova penetrometrica	as – CPTU 1 as – SCPTU 2
Prova sismica MASW	mg - MASW 1 mg - MASW 2
<b>Pertinenza nuovo varco doganale (apron gate)</b>	
Sondaggio geognostico	as - S1
Prova penetrometrica	ag – SCPTU 1
Prova sismica MASW	ag - MASW 1 ag - MASW 2
Prova Down-hole con sismocono	ag – SCPTU 1

*Tabella 1.1: Quadro sinottico delle indagini geognostiche in relazione alle opere da realizzare*

I dati a disposizione relativi alle indagini risultano conformi, per numerosità e qualità, a quanto prescritto dalla normativa (D.M. 14/01/2008 par. 6.2.2. e Regolamento Regione Lazio 2/2012) ai fini delle attività di progettazione delle singole opere menzionate.

## 2. Ricostruzione del modello geotecnico del sottosuolo

Sulla base delle indagini condotte, elencate al punto precedente, si è ricostruito un profilo stratigrafico costituito dai seguenti orizzonti

- Dal piano campagna a circa 1.5 m di profondità:  
materiale granulare costituito da riporto antropico
- da 1.2 m a circa 16÷18 m di profondità:  
sabbie fini a tratti limose, molto addensate nella fascia più superficiale, mediamente addensate oltre 3 m di profondità;
- da 16÷18 m a 30 m di profondità:  
limo argilloso grigio poco consistente.

Per la stima delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni investigati, si è fatto riferimento principalmente:

alle prove di laboratorio, per quanto concerne caratteristiche granulometriche, grandezze fisiche (peso per unità di volume ecc.);

alle prove penetrometriche statiche SPT e dinamiche CPT per la stima dell'angolo di resistenza a taglio in condizioni drenate degli orizzonti prevalentemente sabbiosi.

Il livello di falda nelle aree oggetto degli interventi può essere posto, ai fini della progettazione delle opere, ad una profondità di compresa tra 1.5 e 2 m dal piano campagna. Tale indicazione scaturisce dalle campagne di misura condotte sui piezometri installati nell'area e dai rilevamenti condotti nell'ambito dei sondaggi geognostici a disposizione.

### 2.1 Determinazione della densità relativa dei depositi granulari in base alla prova SPT: generalità

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986) la densità relativa  $D_r$  può essere correlata al valore  $N_{SPT}$  con la seguente correlazione:

$$D_r = \left( \frac{1}{A + B \cdot \sigma_{vo}'} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

A, B	=	costanti empiriche indicate in <a href="#">Tabella 2.1</a> ;	
$\sigma_{vo}'$	=	pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT	(kg/cm <sup>2</sup> )
$N_{SPT}$	=	numero di colpi per 30 cm di infissione	
$(k_o)_{nc}$	=	0,5 coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati	(-)
$(k_o)_{sc}$	=	$0,5 \cdot (GSC)^{0.5}$ coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati	(-)
GSC	=	grado di sovraconsolidazione	(-)
$D_r$	=	densità relativa	(-)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5÷43,3	$(21,7 \div 27,5) \cdot \frac{1 + 2 \cdot (k_o)_{sc}}{1 + 2 \cdot (k_o)_{nc}}$

Tabella 2.1: Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

## 2.2 Determinazione dell'angolo di attrito interno per depositi granulari da prova SPT: generalità

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  può essere determinato facendo riferimento al metodo proposto da Bolton (1986) in base al quale:

$$\varphi' = \varphi_{cv}' + m \cdot DI$$

$$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p_r')] - 1$$

essendo:

$$\varphi' = \text{angolo di attrito di picco riferito a pressioni } \sigma_{ff}' = 272 \text{ kPa} \quad (^\circ)$$

Q = fattore che dipende dalla composizione mineralogica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato per particelle silicee = 10

$$p_r' = 1,4 \cdot \sigma_{ff}' \text{ (vedi Jamiokowski et al. 1988)} \quad (\text{kPa})$$

$$\sigma_{ff}' = \text{tensione efficace normale alla superficie di rottura} = 272 \text{ kPa}$$

$$m = \text{costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (Tabella 2.2)} \quad (-)$$

$$D_r = \text{densità relativa} \quad (-)$$

Condizioni di rottura	m(·)
Tipo prova triassiale di compressione ( $\sigma_2' = \sigma_3'$ )	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ( $\sigma_2' \neq \sigma_3'$ )	5
$\sigma_2'$ = tensione principale efficace intermedia	
$\sigma_3'$ = tensione principale efficace minore	

Tabella 2.2: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

I valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}'$  possono essere ricavati da prove di laboratorio (triassiali o di taglio diretto) su provini ricostituiti a basse densità relative o, in assenza di queste ultime, assegnati in base a quanto indicato nella Tabella 2.3 (Youd, 1972; Stroud, 1988).

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\varphi_{cv}' = 38^\circ$	$\varphi_{cv}' = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\varphi_{cv}' = 33^\circ$	$\varphi_{cv}' = 30^\circ$

Tabella 2.3: Valori dell'angolo di attrito  $\varphi_{cv}$  per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

In questa sede l'interpretazione è stata effettuata in accordo al metodo di Bolton (1986), assumendo:

$$\varphi_{cv}' = 32^\circ \quad \text{per le sabbie}$$

$$m = 3$$

### 2.3 Interpretazione prove SPT : stima della densità relativa e angolo di attrito interno

Sulla base delle correlazioni illustrate nei punti precedenti, tramite le risultanze delle prove penetrometriche è stato possibile stimare le caratteristiche meccaniche salienti del litotipo delle sabbie. Di seguito si riportano, in forma tabellare e grafica, i risultati delle stime.

Profondità prova	N <sub>SPT</sub>	Tensione verticale efficace agente alla profondità di prova $\sigma'_v$	Densità relativa D <sub>r</sub>	Angolo di attrito interno $\varphi'_{0,s}$
[m] da p.c.	[Colpi/30cm]	[kPa]	[%]	[°]
4.00	22	56	71	38
8.00	25	93	68	37
11.50	23	125	61	36
16.50	36	171	69	37

*Tabella 2.4 : Quadro sinottico delle risultanze delle prove SPT e relativa stima dei parametri meccanici*

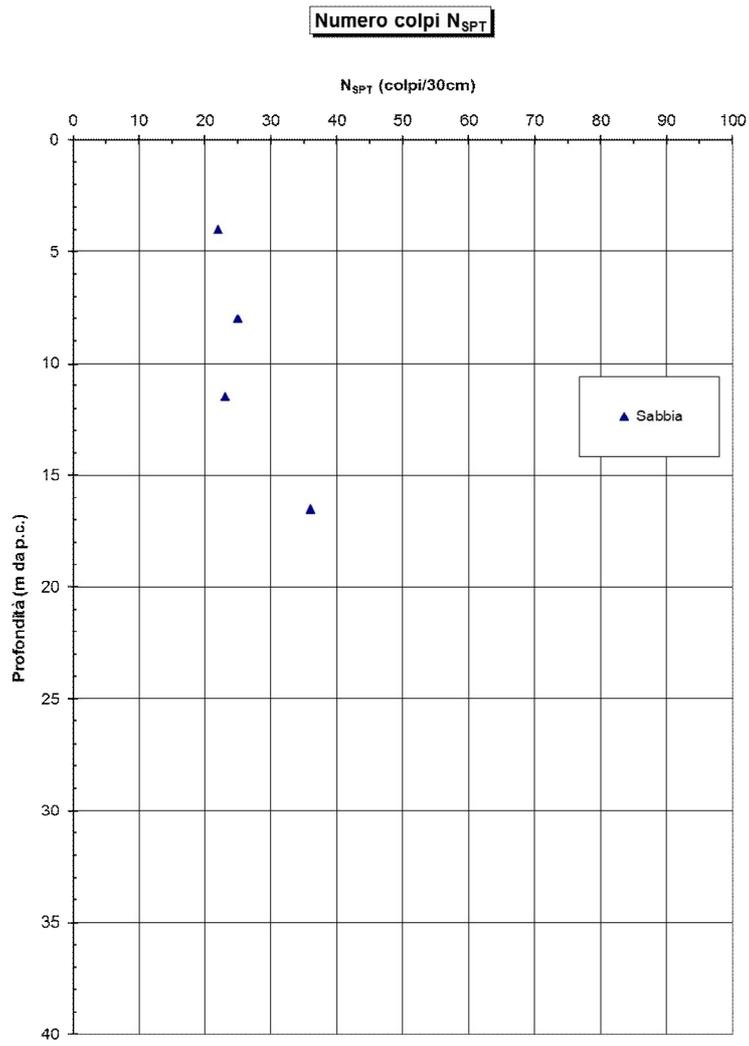


Figura 2-1: Grafico dell'andamento del valore di  $N_{SPT}$  in funzione della profondità

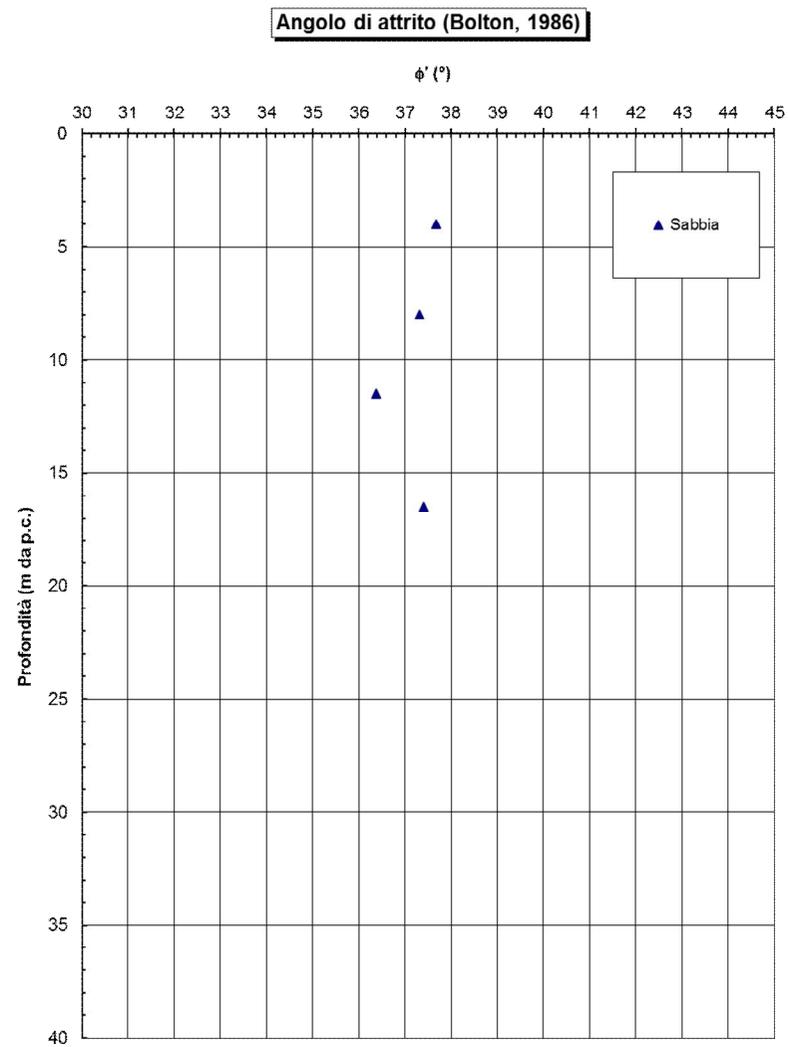
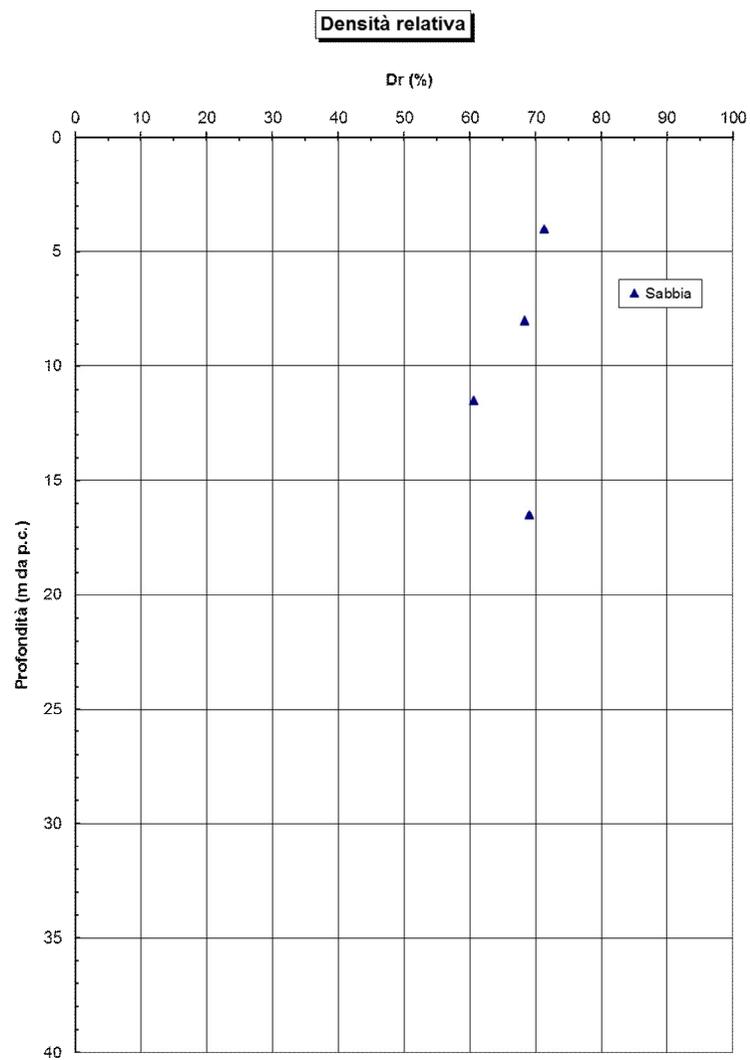


Figura 2-2: Grafici dell'andamento del valore della densità relativa e angolo d'attrito interno in funzione della profondità

## 2.4 Correlazioni tra resistenza alla punta delle prove CPT e parametri meccanici per le sabbie

Per quanto concerne la stima dei parametri meccanici a partire dalle evidenze delle prove penetrometriche CPT e SCPT, si è fatto riferimento alle formulazioni semiempiriche proposte dalla letteratura, in particolare, per i terreni granulari sono state applicate le seguenti correlazioni.

Per l'angolo d'attrito interno in condizioni efficaci:

$$\phi' = \arctan \left[ 0.1 + 0.38 \log(q_t / \sigma'_{v0}) \right]$$

Nella quale  $q_t$  rappresenta la resistenza alla punta misurata nell'ambito della prova e  $\sigma'_{v0}$  la tensione verticale efficace agente alla profondità di misura.

Posto un valore di resistenza alla punta compreso tra 6 e 10 MPa nell'intervallo di profondità occupato dagli orizzonti sabbiosi, posto il livello di falda a circa 2 m dal piano campagna, i valori dell'angolo di attrito ottenibili tramite la formulazione proposta sono tra 34° e 42°. I valori maggiori si registrano nella fascia superficiale delle sabbie, fino ai 3 m di profondità dal piano campagna, laddove la resistenza alla punta supera i 10 MPa. I valori minori, laddove la  $q_t$  si attesta attorno a 6 MPa, si associano alla fascia compresa tra -3 e -9 m dal p.c.

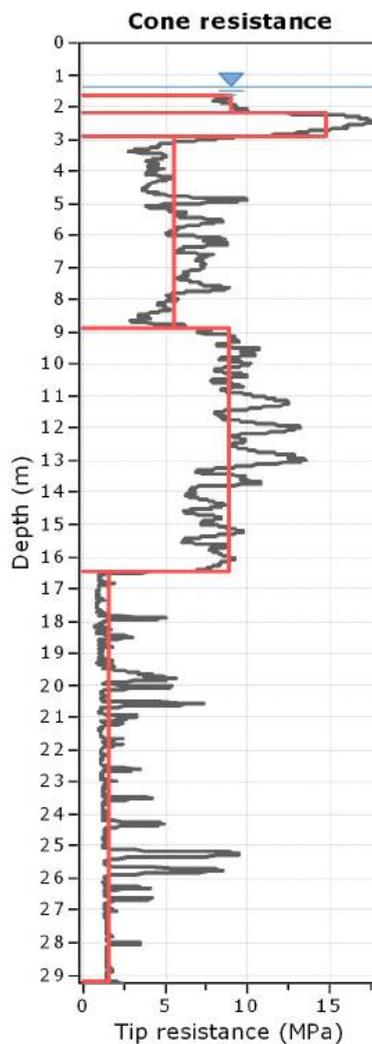


Figura 2-3: Profilo di prova CPT rappresentativo dell'andamento della resistenza alla punta in funzione della profondità

## 2.5 Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo

Sulla scorta di quanto riportato al punto precedente, si è adottata la stratigrafia riportata in [Tabella 2.5](#), completa dei parametri geotecnici impiegati per le analisi.

unità geotecnica	profondità dal p.c. di progetto	$\gamma_t$	$\phi'$	$c'$	$c_u$	$V_s$
		(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(kPa)	(m/s)
riporto antropico	0 ÷ 1.5 m	19.5	42	-	-	-
sabbie	1.5 ÷ 17 m	19.0	34 ÷ 42	-	-	240
argille limose	17 ÷ 30 m	19.0	-	-	60	320

*Tabella 2.5: Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo*

$\gamma_t$  = peso per unità di volume;

$\phi'$  = angolo d'attrito efficace;

$c'$  = coesione efficace;

$c_u$  = coesione non drenata

$V_s$  = velocità delle onde di taglio (media sullo spessore dello strato)

In accordo con quanto prescritto dalla normativa (D.M. 14/01/2008 § 3.22) ed in base alle risultanze delle prove geotecniche, ai fini delle analisi sismiche, il sottosuolo del sito in esame può essere ascritto alla categoria C.

### 3. Verifiche nei confronti della liquefazione

In accordo con le NTC2008, di seguito sono riportate le verifiche nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine l'insieme dei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, allorché sollecitati da azioni cicliche e dinamiche in condizioni non drenate.

Sulla base della Classe d'Uso dell'opera, si sono scelti i seguenti parametri per le verifiche a liquefazione, rappresentativi della azione sismica:

- $M=5.5$  (valore limite superiore estratto dallo studio di disaggregazione riportato nella Relazione Geologica)
- $ag/g = 0.12$  (come dedotto dallo studio di risposta sismica locale anch'esso riportato nella Relazione Geologica)

La falda è stata cautelativamente posta a -2 m dal piano campagna, in accordo a quanto riportato nella relazione geologica.

Le analisi sono state condotte attraverso l'impiego di metodi empirici che, tenendo conto della composizione granulometrica dei materiali attraversati dalla punta del penetrometro (SPT o CPT), consentono di valutare il coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione (FSL) come rapporto tra la resistenza ciclica Cyclic Resistance Ratio (CRR) e la sollecitazione ciclica Cyclic Stress Ratio (CSR). Il metodo si considera applicabile fino a profondità pari a circa 20 m.

Nello specifico, nel caso in esame, si è fatto ricorso alle prove SPT condotte nel foro di sondaggio S1 in prossimità della caserma dei Vigili del Fuoco (per l'esatta ubicazione si rimanda alla Relazione Geologica) ed alla verticale penetrometrica pesante DP1, anch'essa condotta in prossimità della Caserma VVFF. I dati di queste indagini sono stati scelti in quanto rappresentativi della condizione più sfavorevole a fronte di possibili fenomeni di liquefazione. I risultati delle prove in termini di  $N_{SPT}$  e  $N_{20DP}$  sono stati corretti e normalizzati come indicato in letteratura.

I risultati delle verifiche sono riportati di seguito in forma grafica:

nel grafico 1 si rappresenta FSL, ovvero il rapporto tra CRR (resistenza ad azioni cicliche) e CSR (sollecitazione ciclica), in funzione della profondità, all'interno del deposito prevalentemente sabbioso individuato nell'ambito della campagna geognostica. Si confrontano quindi i valori di FSL con il limite inferiore pari a 1.25 considerato come fattore minimo di sicurezza.

nel grafico 2 è rappresentato il valore di CSR (sollecitazione ciclica) in rapporto al parametro di resistenza penetrometrica normalizzato  $N1(60)$ . I punti così individuati sono quindi confrontati con il gruppo di curve che distingue le due aree del grafico nelle quali, in base alla letteratura, si ha o meno possibilità di insorgenza di fenomeni di liquefazione.

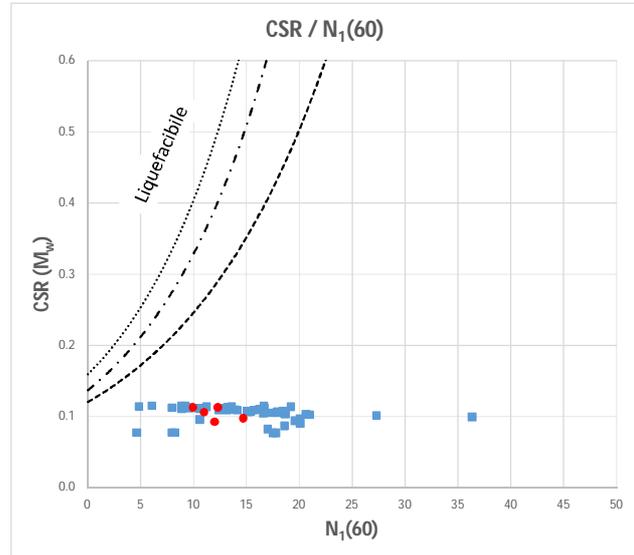
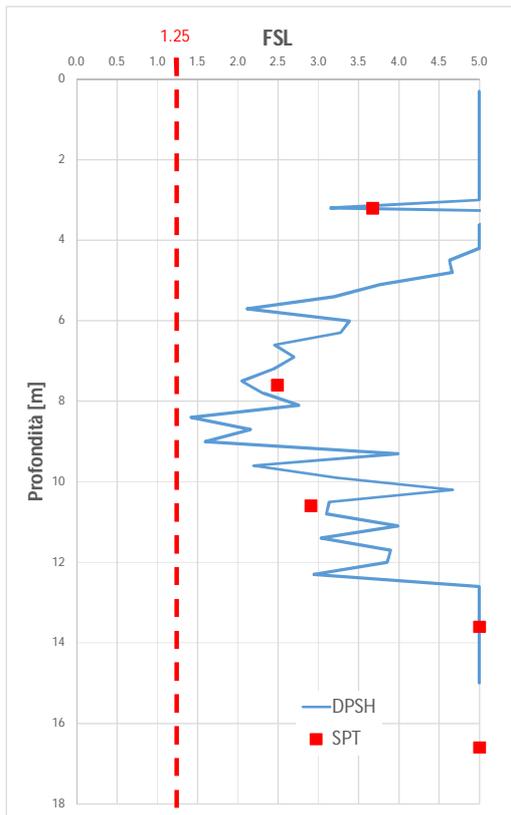


Figura 3-1: Rappresentazione grafica dei risultati delle verifiche condotte per il rischio di liquefazione

Nel caso in esame entrambi i grafici restituiscono un quadro rassicurante a fronte del rischio liquefazione, in quanto si ha  $FSL > 1.25$  su tutta la profondità interessata dagli orizzonti sabbiosi; inoltre la nuvola dei punti nel grafico CSR- $N_1(60)$  ricade all'interno dell'area contraddistinta da probabilità di liquefazione pressoché nulla.