

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**  
**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale**

**MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA - MATERA**

**GEOTECNICA**

*Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni VI07*

SCALA:

-
---

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

I A 5 F    0 3    D    0 9    G E    V I 0 7 0 0    0 0 1    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	S.Gasperoni	Aprile 2019	M.E.D'Effremo	Aprile 2019	F. Gernone	Aprile 2019	A. Vittozzi Aprile 2019
								ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti (Doc. Ingegneria) - Direzione Tecnica di Roma 11/12/2019

## INDICE

1.	PREMESSA .....	3
2.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
3.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	5
3.1	INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE.....	5
3.2	STRATIGRAFIA .....	7
3.3	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	9
3.4	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO .....	16
4.	PALIFICATE DI FONDAZIONE .....	18
4.1	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI.....	18
	4.1.1 Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo.....	18
	4.1.2 Calcolo della capacità portante .....	18
4.2	MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO .....	20
4.3	PARAMETRO $A_M$ E ANDAMENTO DEL MOMENTO LUNGO IL PALO.....	21
4.4	CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI.....	23
5.	VERIFICA RISCHIO POTENZIALE LIQUEFAZIONE DEI TERRENI .....	24
6.	APPENDICE A: VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI. TABULATI DI CALCOLO PAL ..	26
6.1	PALO D=1200 MM_P1, SPA, P4 .....	26
7.	APPENDICE B: PARAMETRO $A_M$ E MOMENTO LUNGO IL PALO. TABULATI DI CALCOLO LPAL .....	31
7.1	D=1200 MM .....	31

## 1. PREMESSA

Nella presente relazione si riporta la caratterizzazione geotecnica finalizzata alla verifica delle fondazioni del Viadotto esistente Chiesa (VI07) nell'ambito del miglioramento sismico dei viadotti esistenti della linea Ferrandina – Matera.

In particolare verranno affrontati i seguenti aspetti:

- condizioni geotecniche: stratigrafia, parametri geotecnici e falda;
- valutazione della capacità portante verticale dei pali di fondazione;
- definizione del modulo di reazione orizzontale palo-terreno;
- valutazione del parametro alfa (rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita) e andamento del momento e taglio lungo il palo;
- valutazione del carico limite orizzontale dei pali;
- verifica rischio potenziale liquefazione dei terreni.

Tutte le analisi svolte nel seguito sono eseguite in conformità alla normativa italiana vigente sulle opere civili (DM 17/01/2018).

## 2. **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### 2.1 **Normativa di riferimento**

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [N.2]. DM 6/5/2008 – Integrazione al D.M. 14-01-2008 di approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni;
- [N.3]. Specifica RFI del 21/12/11 per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie.

### 2.2 **Documenti di riferimento**

- [DC1]. IA5F03D09RHVI0000001A – Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni;
- [DC2]. IA5F03D09RGVI0000001A – Relazione descrittiva sulle fondazioni.
- [DC1]. B1. Linea Ferrandina – Matera Centrale. Relazione geologica geotecnica idrogeologica sugli studi per la scelta del tracciato e per il progetto definitivo. Dicembre, 1984.
- [DC2]. B2. Linea Ferrandina – Matera Centrale. Planimetria ubicazione tracciati ed indagini. Dicembre, 1984.
- [DC3]. B5.1. Linea Ferrandina – Matera Centrale. Stratigrafie dei sondaggi A. Dicembre, 1984.
- [DC4]. B5.2. Linea Ferrandina – Matera Centrale. Stratigrafie dei sondaggi S. Dicembre, 1984.
- [DC5]. B6.1 e B6.2. Linea Ferrandina – Matera Centrale. Profilo geologico del tracciato definitivo Tav. 1 e Tav. 2. Dicembre, 1984.

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica per il viadotto in esame, valutata sulla base dell'interpretazione delle indagini geotecniche svolte in prossimità dell'opera. In generale lungo la linea Ferrandina – Matera sono disponibili le indagini del progetto del 1984 e le nuove indagini integrative eseguite per il presente progetto del 2018/2019 (ancora in fase di completamento).

#### 3.1 Indagini geotecniche eseguite

L'opera in esame è ubicata tra le progressive km 14+005.491 e km 14+155.311.

Sono disponibili le indagini integrative del 2018/2019 elencate nella seguente tabella. In particolare si osserva che:

- i sondaggi S9\_DH\_50 e S\_CH\_VI07 sono stati eseguiti in corrispondenza del viadotto, rispettivamente spalla A/pila 1 e pila 4;
- i sondaggi S8\_DH\_30 e S5\_10 sono ubicati dopo la fine del viadotto; queste indagini verranno utilizzate per meglio caratterizzare geotecnicamente le unità intercettate.

Nelle vicinanze dell'opera è disponibile un sondaggio della vecchia campagna indagine del 1984 (S10).

Sondaggi / indagini sismiche	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.	n. campioni indisturbati	n. campioni rimaneggiati	N. prove SPT	n. prove Lefranc /Lugeon	n. prove pressiometriche	n. prove dilatometriche	Piezometro TA; CC / Prova DH/CH
S9_DH_50	40.0	129.723	2	-	6	2	1	1	DH[40]
S_CH_VI07 pila 4	24.0	-	-	-	6	-	-	-	CH [24]
S8_DH_30	30.0	133.275	3	1	7	2	1	1	DH[30]
S5_10	10.0	141.567	2	-	4	-	-	-	-
Masw9	-	-	-	-	-	-	-	-	-

DH [m]: prova Down Hole [profondità prova]  
 TA [m]: piezometro a tubo aperto [profondità tratto filtrante]  
 CH [m]: prova Cross-Hole [profondità prova]

Non sono disponibili misure piezometriche in corrispondenza del viadotto in esame. Dal sondaggio S\_CH\_VI07 pila 4 è segnalata presenza di acqua in fare perforazione a 1.6 m di profondità.

Nella seguente tabella si riassumono i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati nei sondaggi in esame.

**PROGETTO DEFINITIVO**

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni  
VI07

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0700001	A	6 di 32

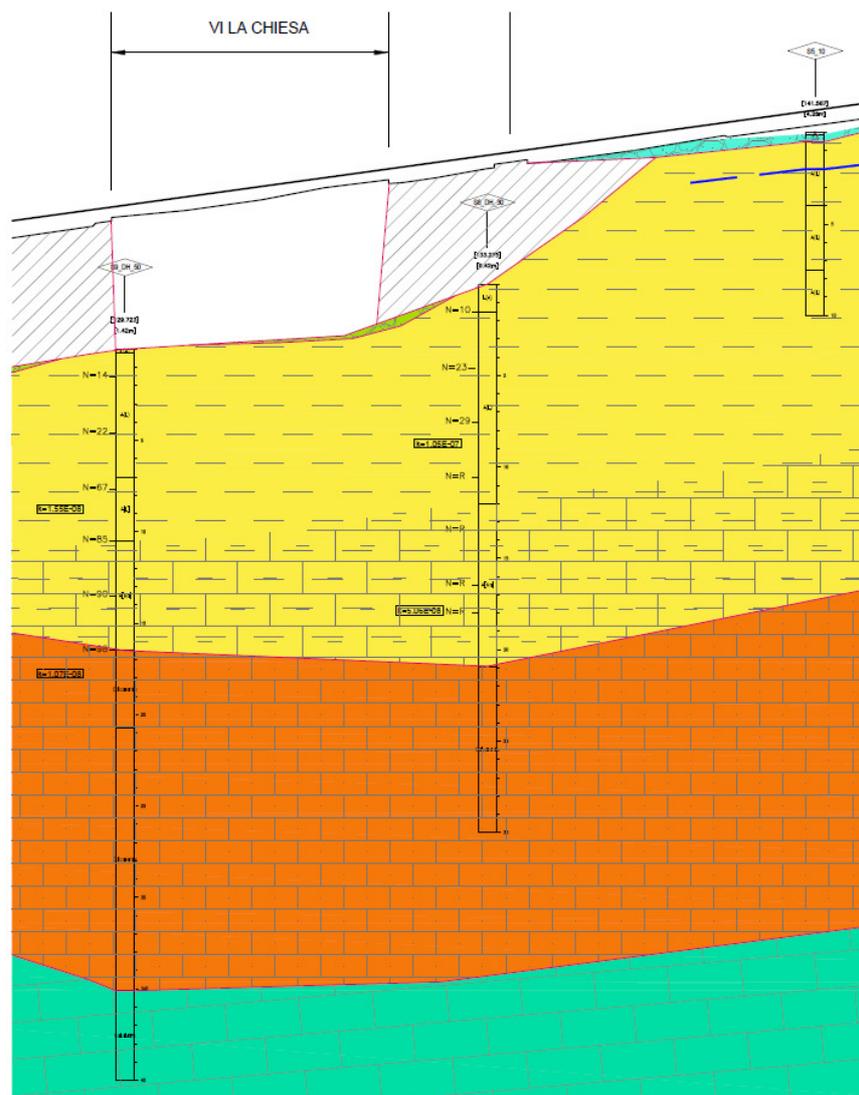
Sondaggio	-	S8_DH_30	S9_DH_50	S9_DH_50	S9_DH_50	S8_DH_30	S8_DH_30	S8_DH_30	S8_DH_30	S8_DH_30	S8_DH_30	S9_DH_50	S9_DH_50	S9_DH_50	S5_10	S5_10
Campione	-	CR1	CR1	CR2	CR3	C11	C12	C13	CR1	Spt1	Spt2	C11	C12	spt3	C11	C12
Tipo	-	rim	rim	rim	rim	ind	ind	ind	rim	rim	rim	ind	ind	rim	0.00	0.00
Unità	-	GRA	GRA	GRA	Cc	ASP	ASP	ASP	GRA	ASP	ASP	ASP	ASP	ASP	ASP	ASP
Prof.	m	29.30	18.75	26.10	35.60	3.20	12.40	19.90	29.30	1.70	4.70	3.25	12.35	7.70	2.65	5.60
<b>Granulometria</b>																
G	%					0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0
S	%					2.0	2.0	3.0		4.0	2.0	5.0	3.0	1.0	1.0	2.0
L+A	%					98.0	98.0	97.0		96.0	98.0	95.0	97.0	98.0	99.0	98.0
L	%					33.0	47.0	43.0		39.0	40.0	49.0	48.0	40.0	42.0	38.0
A	%					65.0	51.0	54.0		57.0	58.0	46.0	49.0	58.0	57.0	60.0
<b>Limiti di Atterberg</b>																
W <sub>L</sub>	%					71.0	48.0	56.0				58.0	56.0		56.0	58.0
W <sub>P</sub>	%					26.0	23.0	22.0				23.0	25.0		26.0	24.0
I <sub>p</sub>	-					1.04	0.99	0.98							0.91	0.92
I <sub>c</sub>	%					45.0	25.0	34.0							30.5	34.0
<b>Caratteristiche fisiche</b>																
γ <sub>N</sub>	kN/m <sup>3</sup>	19.4	19.2	19.4	26.7	19.2	19.8	19.9	19.4			20.1	20.0		18.7	19.1
w <sub>N</sub>	%					24.1	23.4	22.8				20.8	23.1		28.4	26.9
<b>Resistenza a compressione monoassiale</b>																
σ <sub>c</sub>	MPa	2.0	4.4	5.2	33.8				2.0							
<b>Resistenza non drenata</b>																
(TX-UU) c <sub>u</sub>	kPa						229.3	344.5					238.0		124.4	
(TX-ELL) c <sub>u</sub>	kPa															
<b>Resistenza drenata</b>																
(TD) c	kPa						28.9	34.1				24.0	32.3			28.1
(TD) f	°						21.5	20.8				21.5	20.5			20.0

### 3.2 Stratigrafia

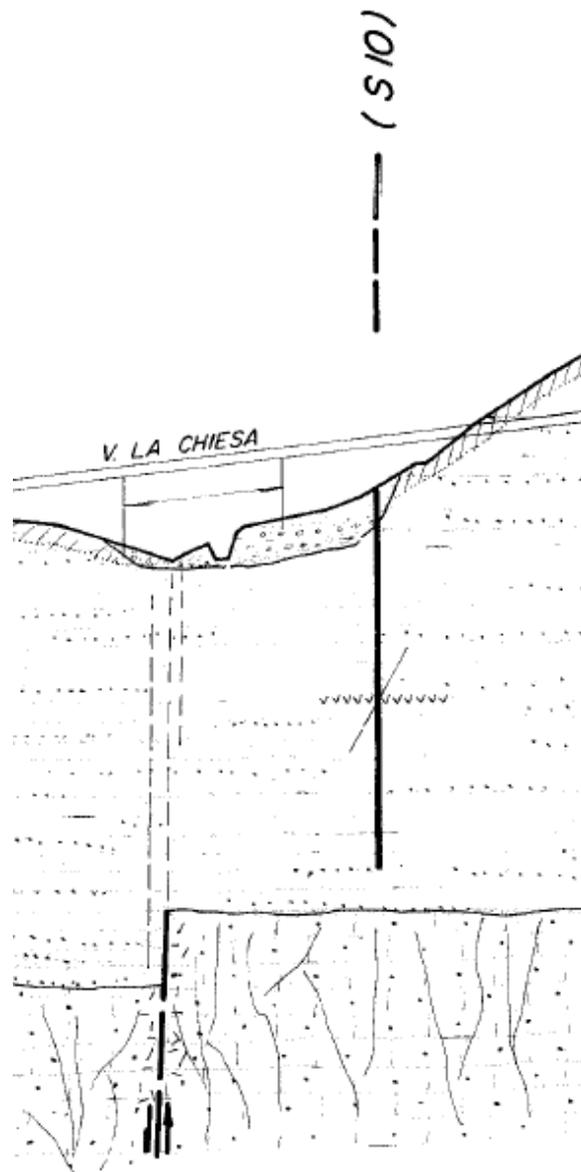
I sondaggi della campagna integrativa del 2018/2019 eseguiti in corrispondenza dell'opera evidenziano la presenza di argille limose da consistenti a molto consistenti dell'unità ASP (Argille subappennine) fino a 16.5 m, poi le calcareniti di gravina (unità GRA) fino a 35.0 m con alterazione da debole a media, poco fratturate (RQD tra 30 e 100%) ed a seguire calcilutite (unità Cc – Calcarea di Altamura) a struttura compatta con alterazione da media ad elevata fino alla massima profondità investigata (40 m) (RQD tra 40 e 100%).

Il livello di falda è assunto cautelativamente a p.c..

Di seguito si riporta uno stralcio del profilo geologico nuovo ricostruito sulla base di tutte le indagini dell'area e del profilo geologico del 1984 (Figura 2) con ubicazione del sondaggio S10.



**Figura 1 – Profilo geologico**



**Figura 2 – Profilo geologico 1984**

### 3.3 Sintesi dei parametri geotecnici di progetto

Nelle figure seguenti si riportano i principali risultati delle indagini eseguite per la definizione dei parametri geotecnici di progetto.

Per la caratterizzazione geotecnica dell'unità GRA, si fa riferimento all'insieme di tutti i risultati di laboratorio dei sondaggi dell'intero tracciato, per avere un maggior numero di dati a disposizione, poiché il deposito è stato descritto nei vari carotaggi con le medesime caratteristiche.

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto per le unità intercettate.

#### Unità ASP – Argille subappennine

$\gamma = 19.0 \div 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 20 \div 25 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 23 \div 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 50 \div 400 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$V_s = 200 \div 500 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 25 \div 350 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1+\nu)$	modulo di deformazione elastico iniziale

#### Unità GRA – Calcareniti di Gravina

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\sigma_c = 0.7 \div 5 (2.5) \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale (valore medio)

Relativamente all'unità Cc (Calcere di Altamura) non è stato caratterizzato, in quanto è intercettato a profondità maggiore di quella di interesse progettuale.

**PROGETTO DEFINITIVO**

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni  
VI07

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0700001	A	10 di 32

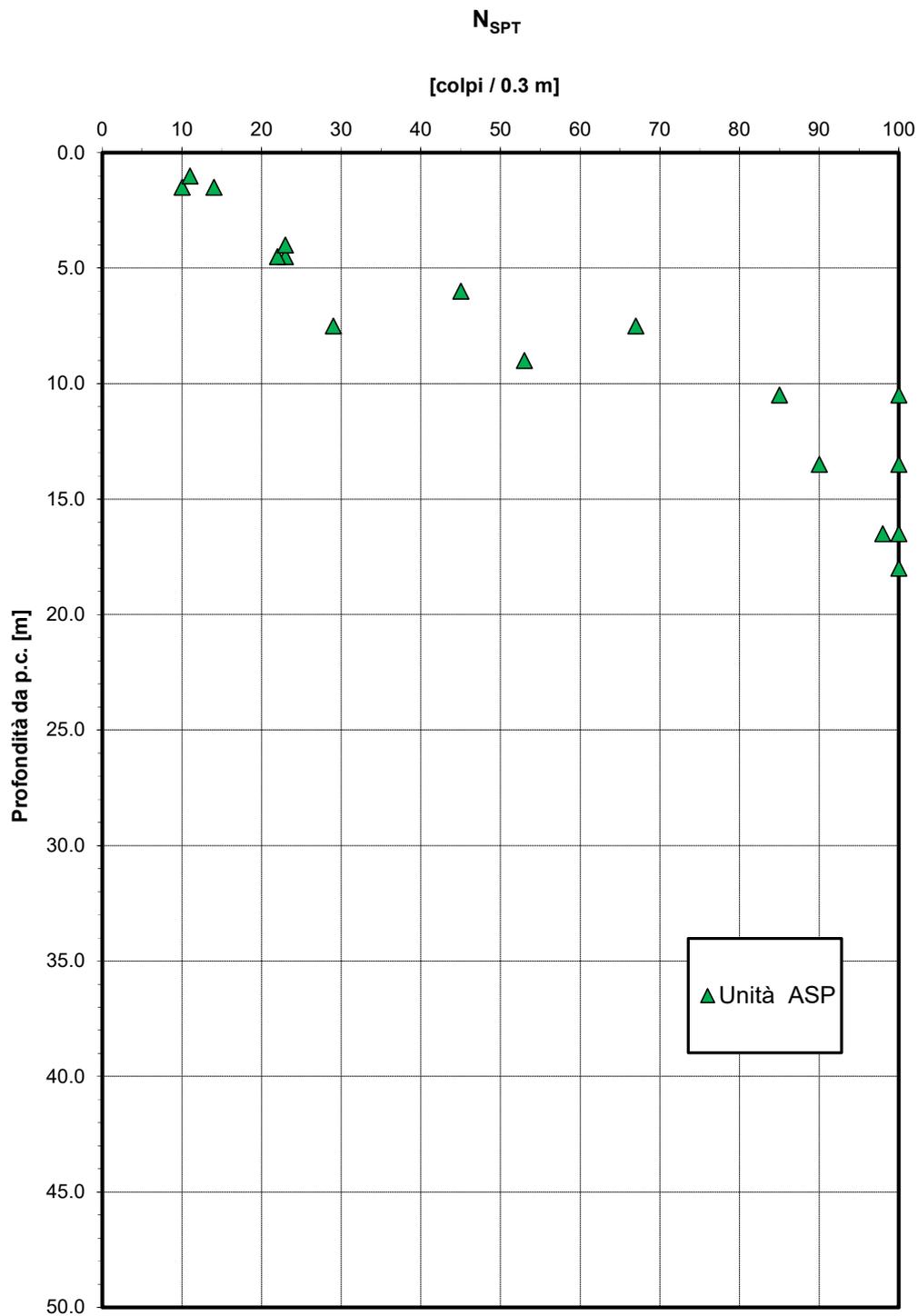
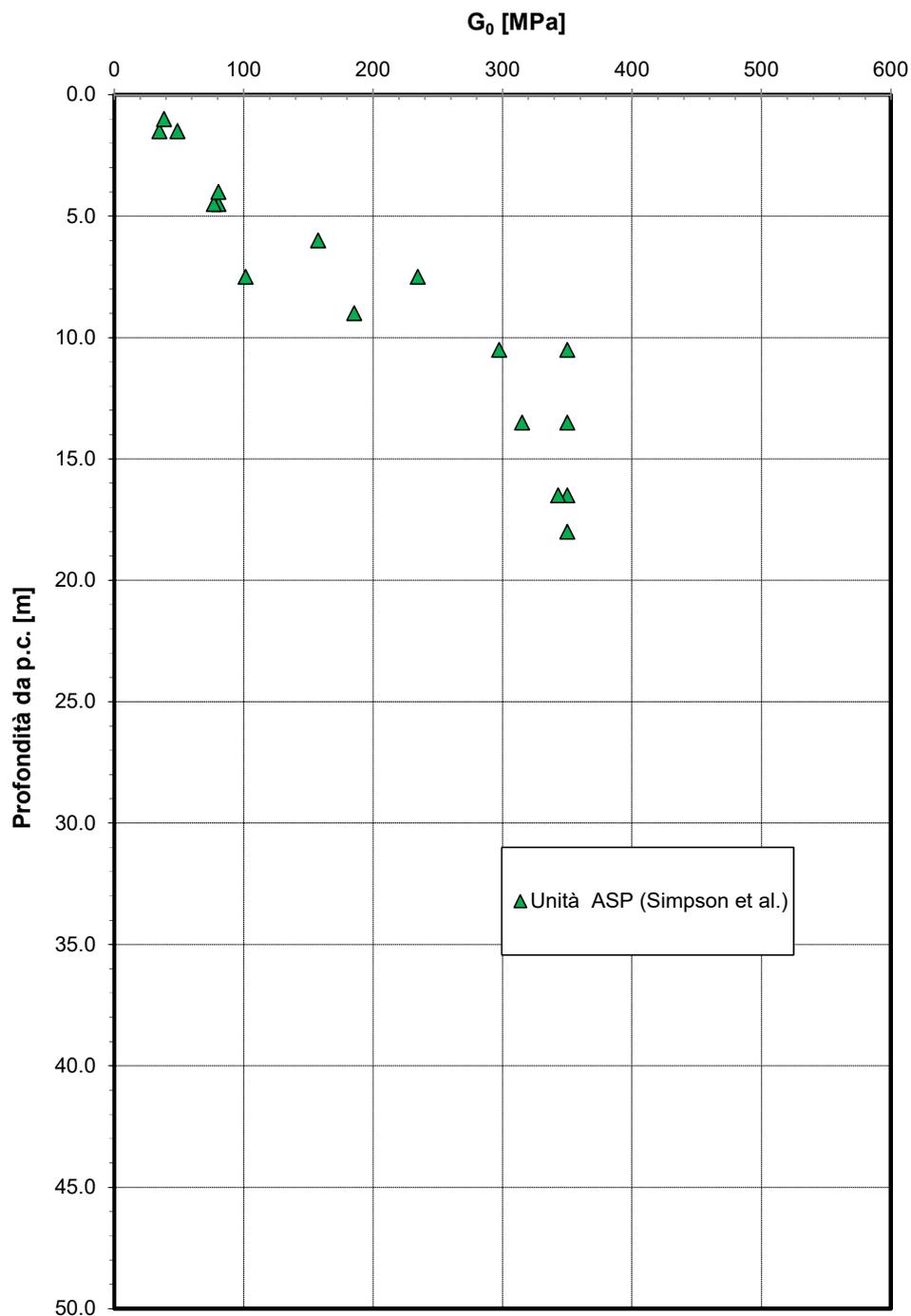


Figura 3 – Valori di  $N_{SPT}$

**Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche**



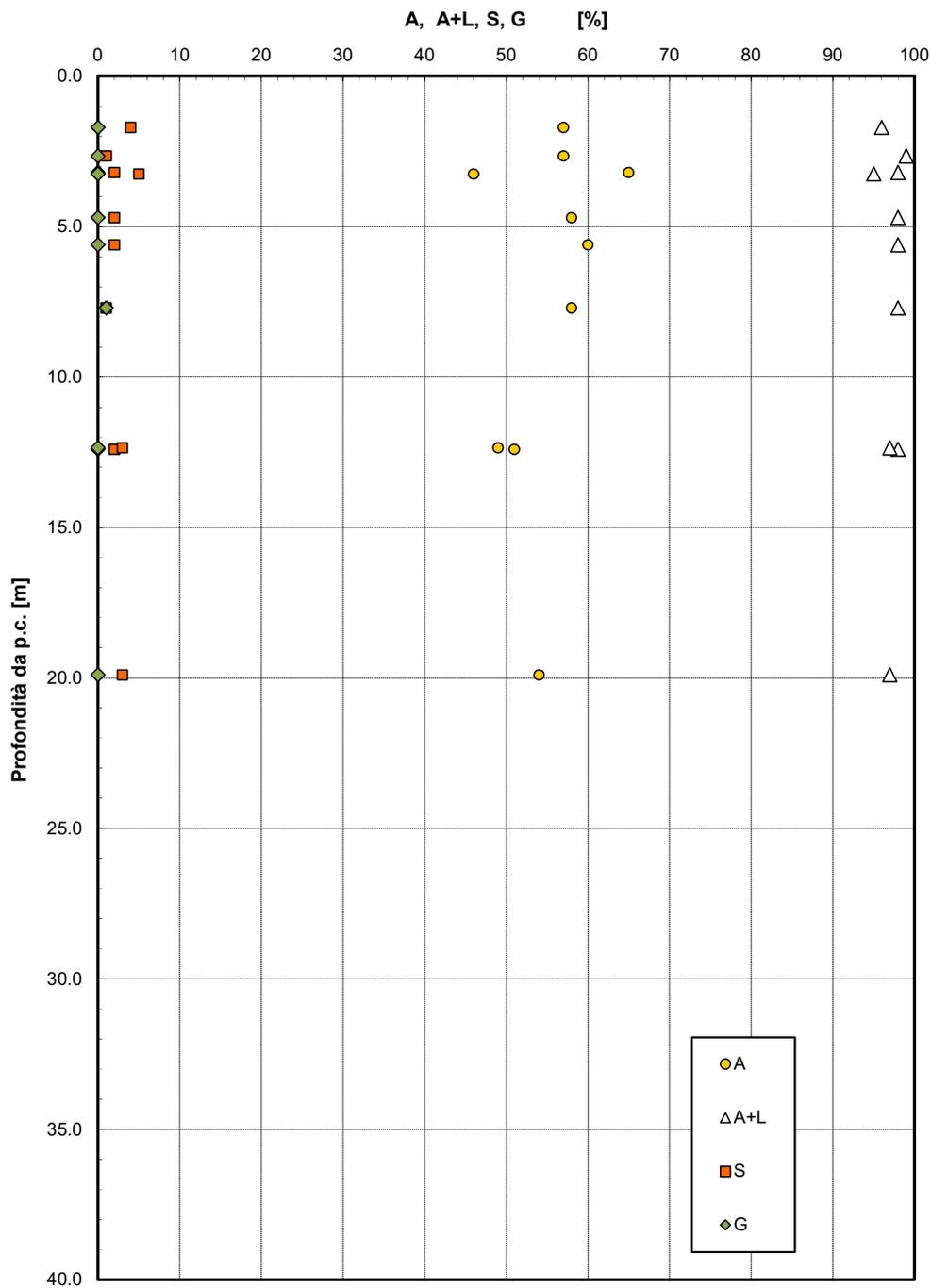
**Figura 4 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT**

**PROGETTO DEFINITIVO**

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni  
VI07

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0700001	A	12 di 32

**Granulometria unità ASP**

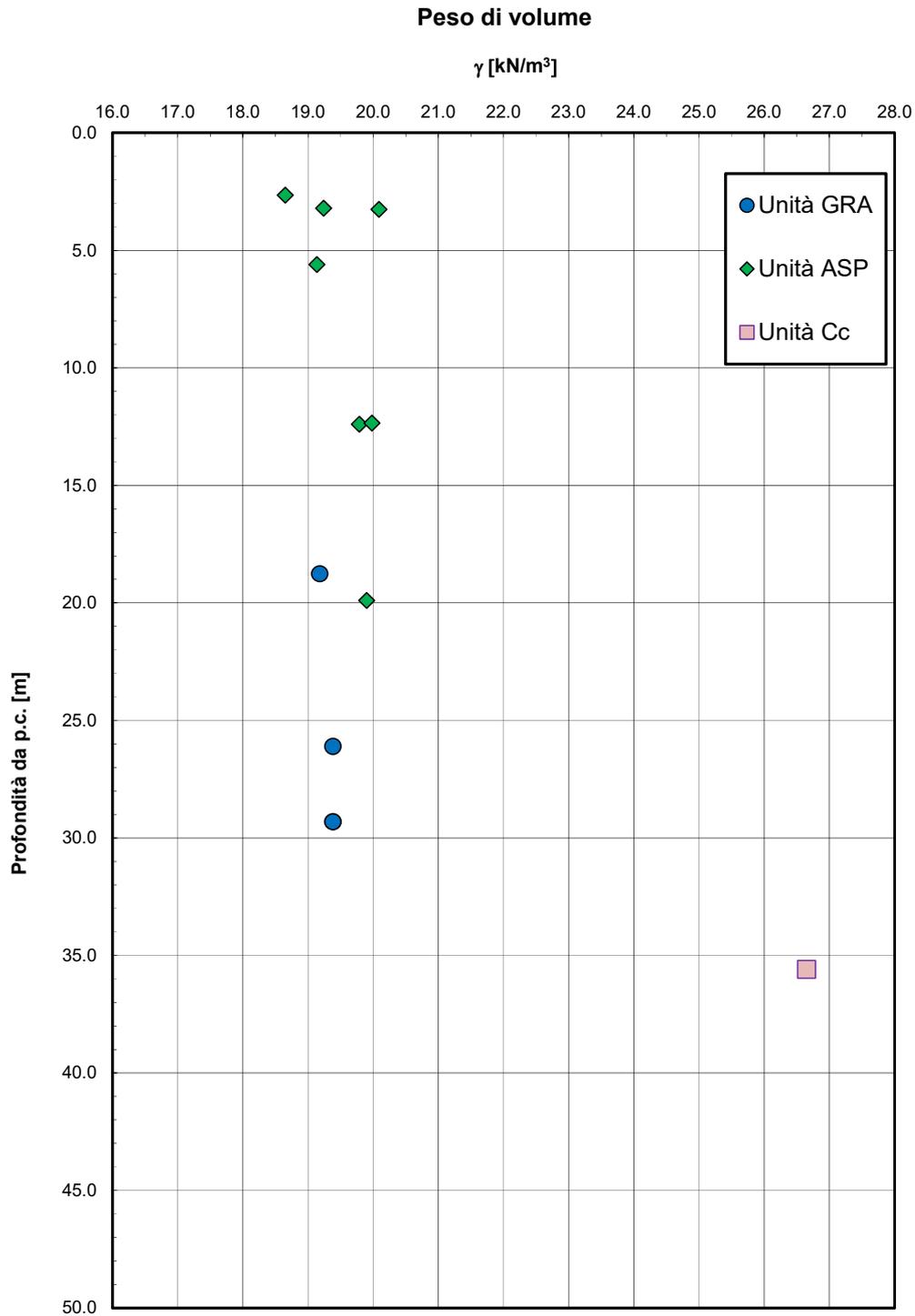


**Figura 5 – Granulometria - Unità ASP**

**PROGETTO DEFINITIVO**

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni  
VI07

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0700001	A	13 di 32



**Figura 6 – Peso di volume**

Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

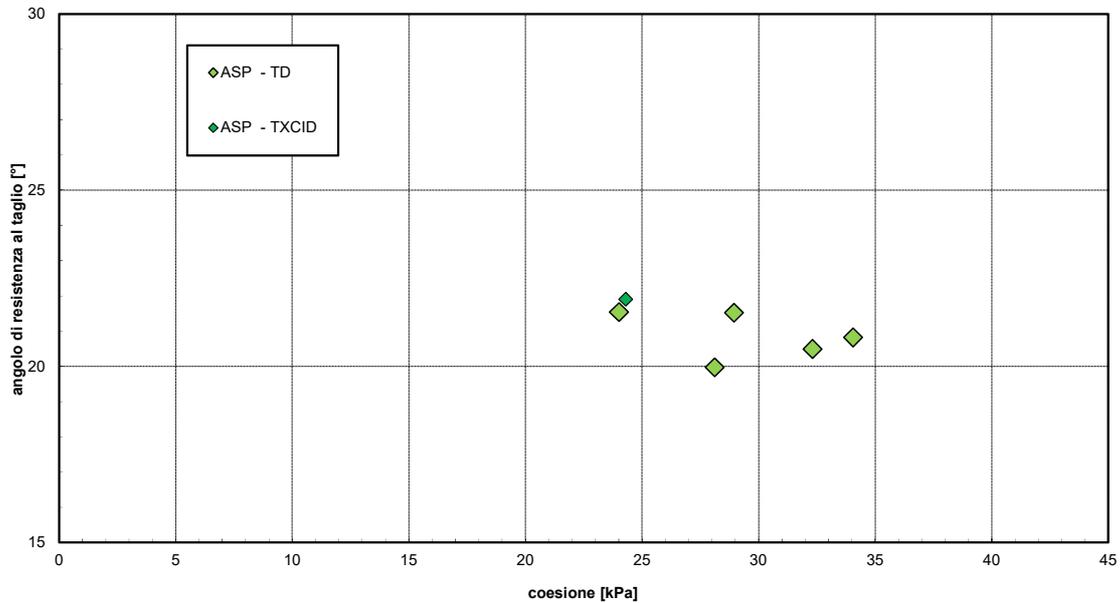


Figura 7 – Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

Parametri di resistenza al taglio - Unità ASP

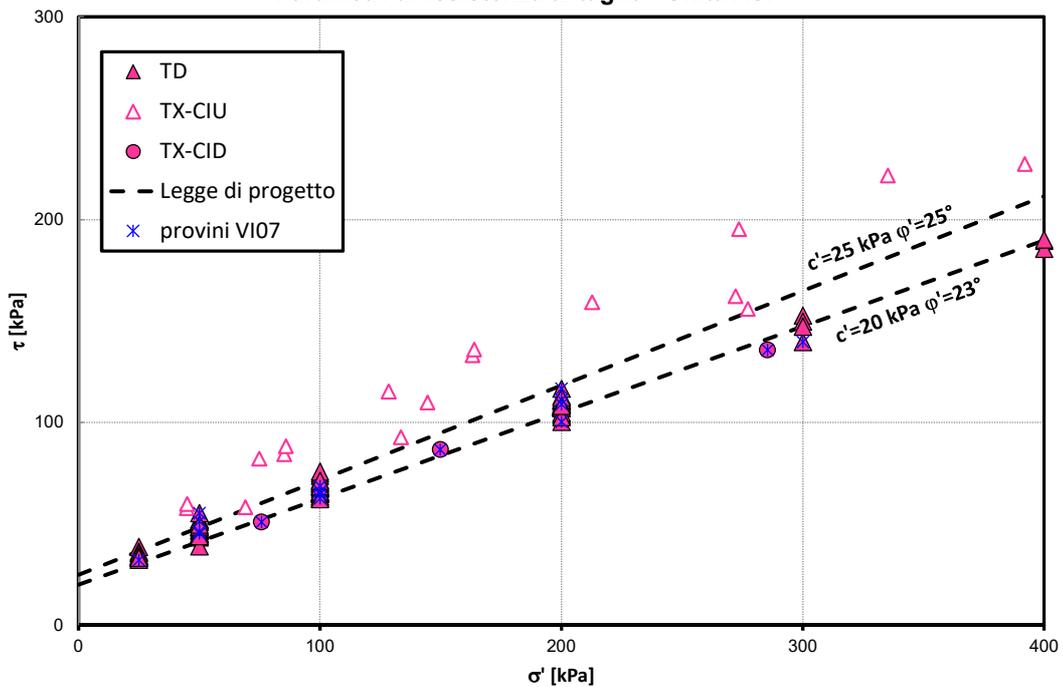
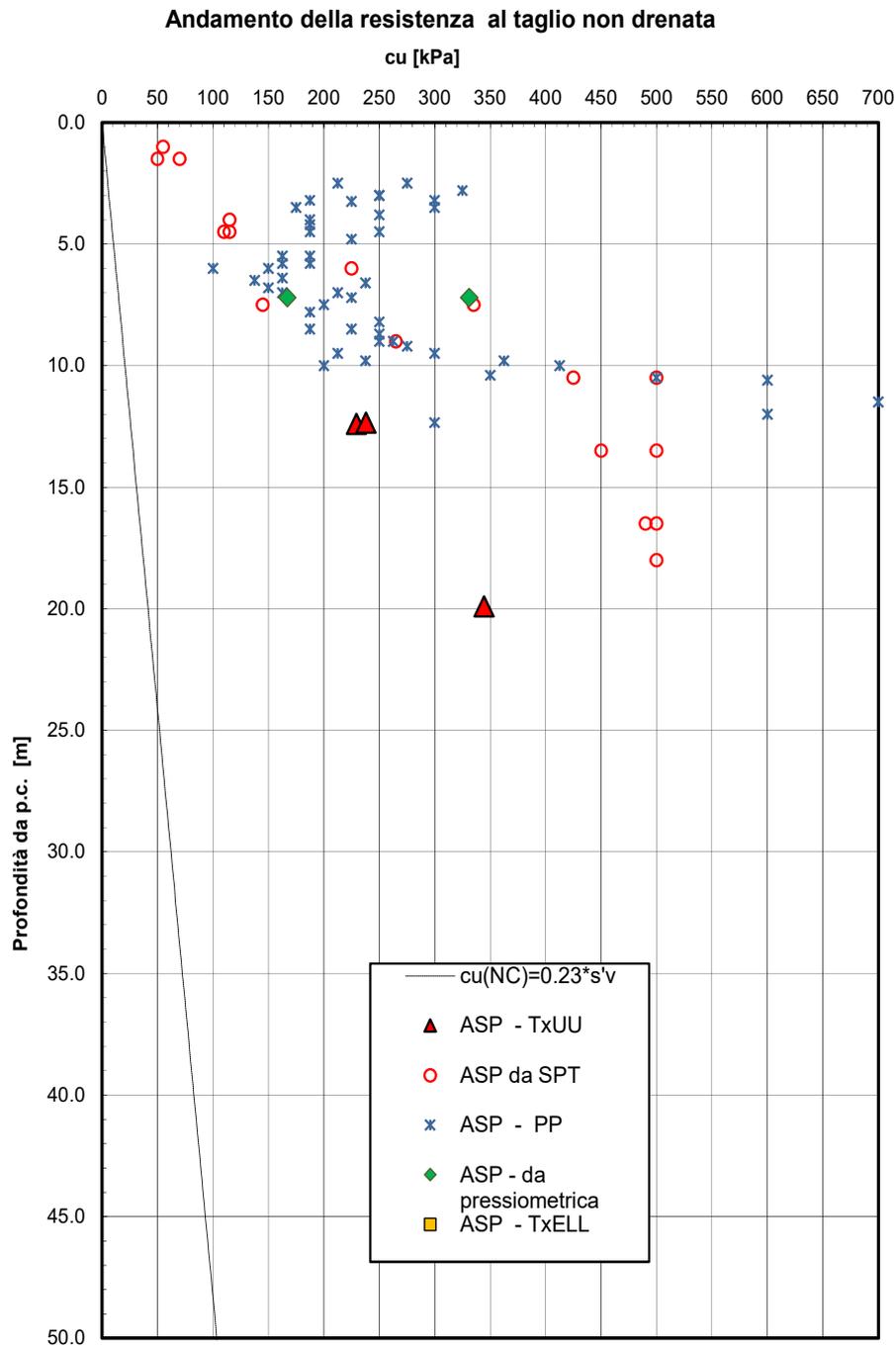


Figura 8 – Parametri di resistenza (tutti i valori dei sondaggi della linea, in blu i soli campioni dei sondaggi del viadotto)



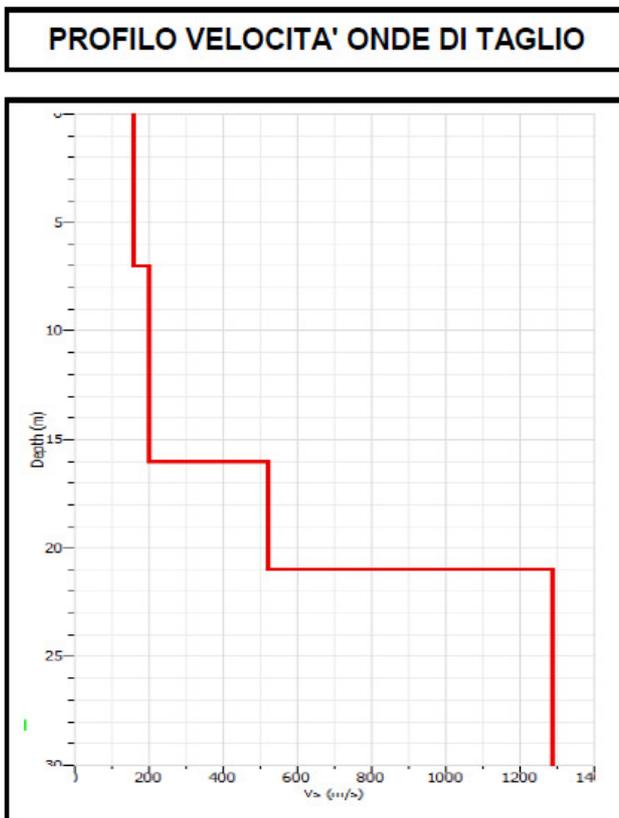
**Figura 9 – Resistenza al taglio in condizioni non drenate**

### 3.4 Categoria di sottosuolo

Dalle indagini sismiche Down-Hole (S9\_DH\_50) e dall'indagine sismica Masw9, si definisce una categoria di sottosuolo sismica di tipo E con valori di  $V_{s,eq}$  pari a:

- MASW9:  $V_{s,eq} = 214$  m/s;
- S9\_DH\_50:  $V_{s,eq} = 226$  m/s.

Tabella 1 – MASW9



**CALCOLO VS<sub>30</sub>**

SPESSORE	PROFONDITA'	$V_s$	SPESSORE/ $V_s$
7	0	161	0.043478261
9	7	200	0.045
5	16	520	0.009615385
9	21	1250	
	30		0.098093645

**$V_{s,eq21} = 214$**

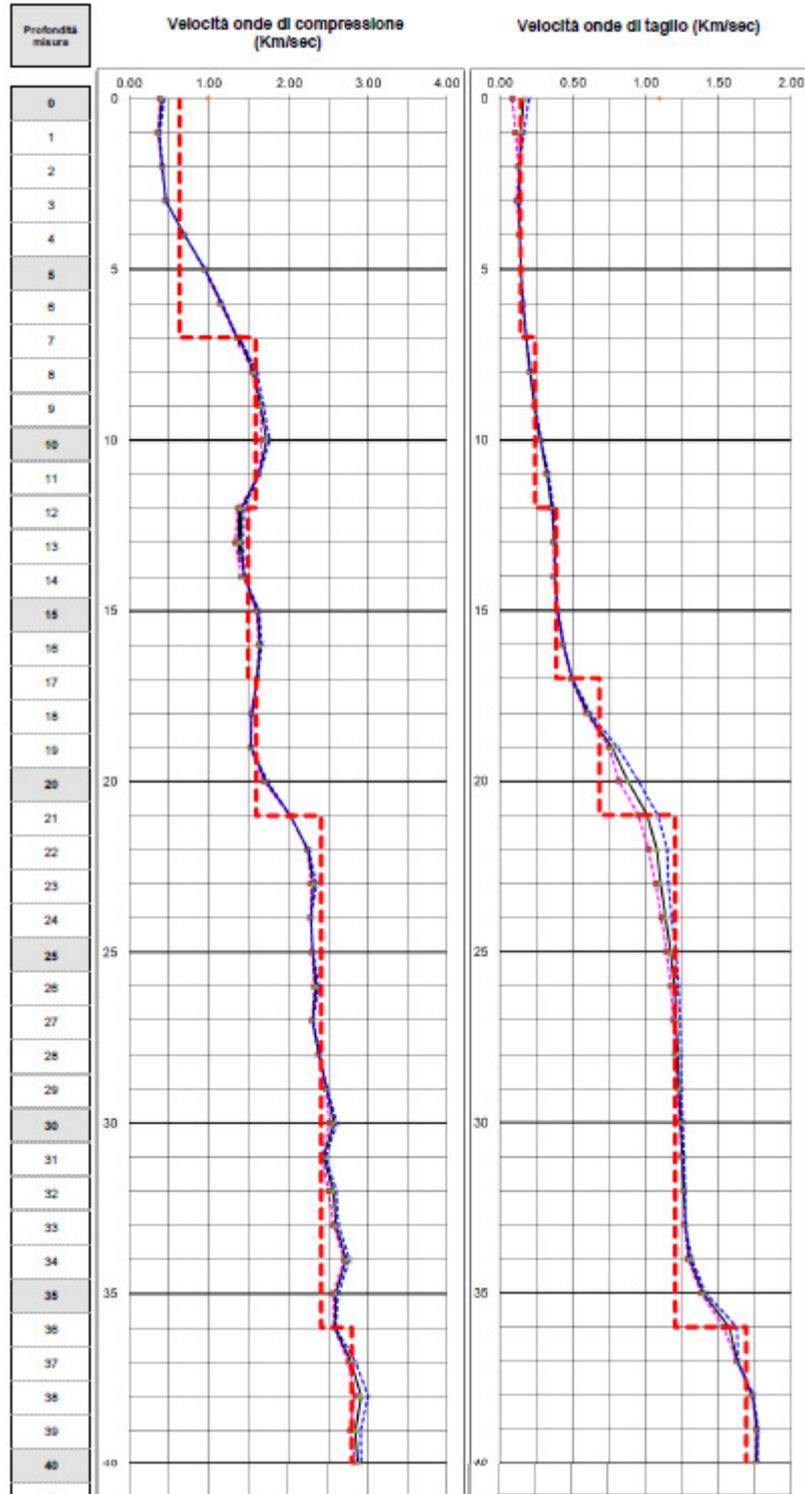
Seismic classification of soils  
(It. D.M. 17/01/2018) **E**

**PROGETTO DEFINITIVO**

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni  
VI07

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0700001	A	17 di 32

**Tabella 2 – S9\_DH\_50**



#### 4. PALIFICATE DI FONDAZIONE

##### 4.1 Capacità portante dei pali

Nel presente capitolo si riporta il calcolo della capacità portante dei pali per l'opera in esame.

Le metodologie di calcolo generali sono illustrate nella Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni (doc. rif. [DC1] a cui si rimanda.

##### 4.1.1 Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo

La capacità portante è definita sulla base della stratigrafia ricostruita dai sondaggi appositamente eseguiti per l'opera: S9\_DH\_50 (Pila P1) e S\_CH\_VI07(Pila 4), che comunque hanno evidenziato il medesimo passaggio stratigrafico tra le Argille subappenniniche e le sottostanti calcareniti (a 16.5 m di profondità da p.c. locale).

Nella seguente tabella si riporta la stratigrafia ed i parametri geotecnici principali per il calcolo della capacità portante dei pali dell'opera in esame.

**Tabella 3 - VI07 – stratigrafia e parametri di calcolo (pile P1 e P4)**

Profondità [m]	Unità geotecnica	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Cu [kPa]	$\tau$ [kPa]	qb [kPa]
da 0.0 a 16.5	ASP	19.0	50÷100 (0.0 < z < 5.0m) 150÷200 (5.0 < z < 10) 230 (10.0 < z < 15.0) 350 (15.0 < z < 16.5m)	-	9·cu + $\sigma_v$
da 16.5 a 25.0	GRA	19.0	-	200	5000

Dove:  
 $\gamma$  = peso di volume naturale  
 cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate  
 qb = portata limite di base  
 $\tau$  = tensione di adesione laterale limite

##### 4.1.2 Calcolo della capacità portante

La capacità portante per le fondazioni del viadotto è stata valutata per pali trivellati D=1200 mm, considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

- N. 2 verticali di indagine, da cui  $\xi_3 = 1.65$ ,
- $F_{SL}$  = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ( $=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.9$ ).
- $F_{SB}$  = fattore di sicurezza per la portata di base ( $=\xi_3 \cdot \gamma_b = 2.23$ ).

Inoltre si è considerato cautelativamente:

- testa palo a 2.5 m di profondità dal p.c.;
- falda a p.c..

In **Appendice A** si riportano i tabulati di calcolo completi.

**Tabella 4 – VI07 - Capacità portante palo P1, SPA, P4 D=1200 mm - A1+M1+R3**

LINEA FS FERRANDINA MATERA  
 VIADOTTO CHIESA PORTANZA PALO D=1200- A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q1l kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	817.	0.	817.	366.
.50	26.	879.	3.	901.	404.
1.00	56.	940.	7.	990.	444.
1.50	91.	1002.	10.	1083.	487.
2.00	131.	1064.	14.	1181.	532.
2.50	175.	1125.	17.	1283.	580.
3.00	224.	1696.	20.	1899.	858.
3.50	278.	1758.	24.	2011.	910.
4.00	336.	1819.	27.	2128.	965.
4.50	399.	1881.	31.	2249.	1023.
5.00	467.	1942.	34.	2375.	1083.
5.50	539.	2004.	37.	2506.	1145.
6.00	616.	2066.	41.	2641.	1210.
6.50	697.	2127.	44.	2781.	1277.
7.00	784.	2189.	48.	2925.	1347.
7.50	875.	2251.	51.	3074.	1419.
8.00	970.	2567.	54.	3483.	1607.
8.50	1071.	2577.	58.	3590.	1662.
9.00	1176.	2588.	61.	3703.	1718.
9.50	1285.	2599.	64.	3820.	1777.
10.00	1400.	2610.	68.	3941.	1839.
10.50	1519.	2620.	71.	4068.	1903.
11.00	1642.	2631.	75.	4199.	1970.
11.50	1770.	2642.	78.	4334.	2039.
12.00	1903.	2653.	81.	4475.	2110.
12.50	2041.	2663.	85.	4620.	2184.
13.00	2183.	3896.	88.	5991.	2808.
13.50	2330.	3906.	92.	6145.	2887.
14.00	2510.	3917.	95.	6332.	2983.
14.50	2859.	5655.	98.	8415.	3942.
15.00	3236.	5655.	102.	8789.	4137.
15.50	3613.	5655.	105.	9163.	4332.
16.00	3990.	5655.	109.	9536.	4527.
16.50	4367.	5655.	112.	9910.	4722.
17.00	4744.	5655.	115.	10283.	4917.
17.50	5121.	5655.	119.	10657.	5112.
18.00	5498.	5655.	122.	11031.	5307.
18.50	5875.	5655.	126.	11404.	5502.
19.00	6252.	5655.	129.	11778.	5697.
19.50	6629.	5655.	132.	12151.	5892.
20.00	7006.	5655.	136.	12525.	6087.
20.50	7383.	5655.	139.	12899.	6282.
21.00	7760.	5655.	143.	13272.	6477.
21.50	8137.	5655.	146.	13646.	6672.
22.00	8514.	5655.	149.	14019.	6867.
22.50	8891.	5655.	153.	14393.	7062.

Lp = Lunghezza utile del palo

Q1l = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto =  $Q1l/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$

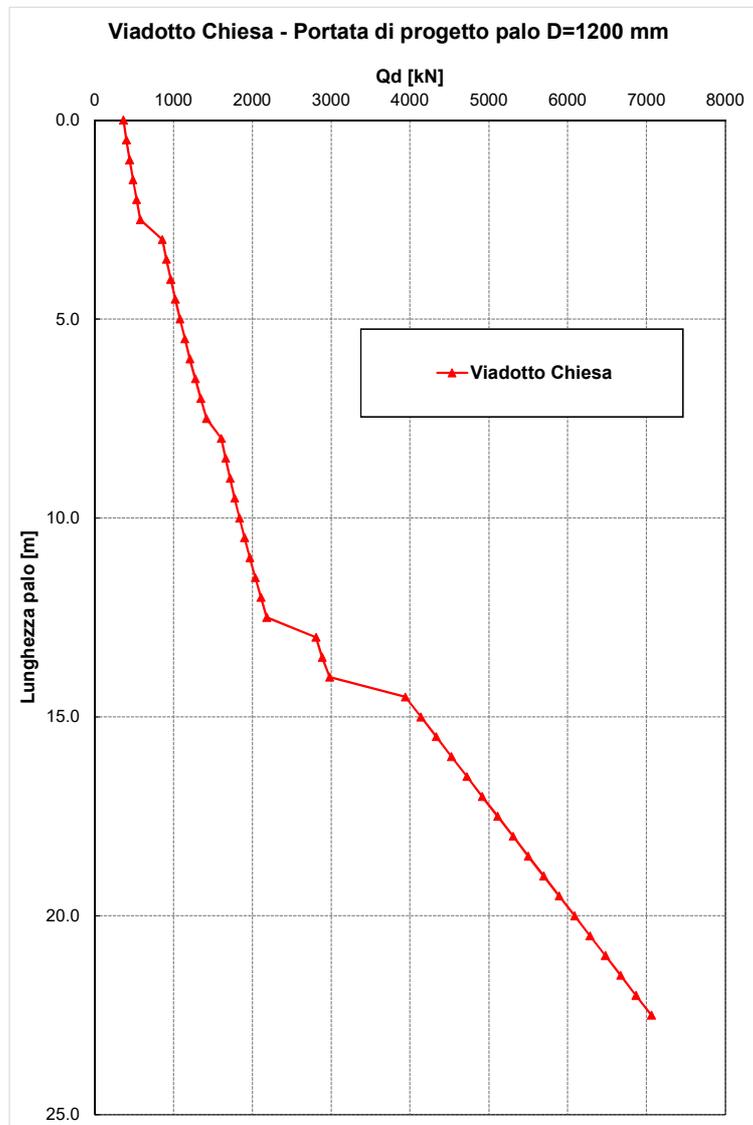


Figura 10 – Capacità portante palo D=1200 mm\_P1, SPA, P4

#### 4.2 Modulo di reazione orizzontale del terreno

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno viene effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno ( $E_{MR}$ ) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo ( $p$ ) ed il corrispondente spostamento orizzontale ( $y$ ):  $E_{MR} = p / y$ . Definito il coefficiente di sottofondo alla Winkler ( $K_W$ ), per un palo di diametro  $D$ , si ha questa relazione con il modulo di reazione orizzontale palo-terreno:

$$E_{MR} = K_W \cdot D$$

Le metodologie di calcolo sono riportate nella Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni (doc. rif. [DC1]).

In particolare per la valutazione del modulo di reazione orizzontale palo-terreno, si considera:

nei depositi coesivi:  $E_{MR} = \xi * cu \leq E_{MR,max}$  con  $\xi = 350$ ;  $E_{MR,max} = 120000 \text{ kN/m}^2$ ;  $cu =$  definito come da Tabella 3;

nel substrato si definisce il valore massimo:  $E_{MR,max} = 120000 \text{ kN/m}^2$ .

Si riporta di seguito il profilo del modulo di reazione orizzontale palo-terreno, definito da testa palo.

Prof. m	E kN/m <sup>2</sup>
.00	17500.0
2.50	35000.0
2.51	52500.0
7.50	70000.0
7.51	80500.0
12.50	80500.0
12.51	120000.0
35.00	120000.0

### 4.3 Parametro $\alpha_m$ e andamento del momento lungo il palo

Per ricavare il parametro  $\alpha_m$  (rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita) si ricorre al metodo di Matlock e Reese (1956) che, utilizzando il metodo delle differenze finite, hanno risolto il problema del palo soggetto ad un carico orizzontale, mediante l'impiego di parametri adimensionali.

Nel caso in esame, considerando l'andamento del modulo di reazione orizzontale palo-terreno  $E_{MR}$  definito nel precedente paragrafo, si ricava il valore del parametro  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = M_0 / H_0$$

essendo:

$H_0$  = azione tagliante in testa palo [F];

$M_0$  = azione flettente, conseguente ad  $H_0$ , in testa al palo;

$\alpha_m$  = rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita [L];

Le metodologie di calcolo generali sono riportate nella Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni (doc. rif. [DC1]). Nella seguente tabella si riportano i valori del parametro alfa  $\alpha_m = M_0 / H_0$  ed a seguire l'andamento di taglio e momento lungo il palo.

**Tabella 5 – VI07 - Valori di  $\alpha_m$**

Dpalo	$\alpha_m$ [m]
D=1200mm	-2.40

Nelle seguenti tabelle si riporta l'andamento di taglio e momento lungo il fusto del palo; tutti i tabulati di calcolo sono riportati in **Appendice B**.

**Tabella 6 – Andamento di taglio e momento lungo il palo D=1200 mm – VI07**

Sollecitazioni, deformazioni e pressioni mobilitate  
lungo il fusto del palo

prof. m	T kN	M kN*m	Yp mm	Rp mRad	Pr kN/m
.00	100.03	-239.81	.646	.000	11.62
.56	92.93	-185.46	.634	.039	13.60
1.13	84.69	-135.44	.603	.069	15.31
1.69	75.75	-90.26	.559	.089	16.38
2.25	66.43	-50.27	.504	.102	16.77
2.81	53.58	-16.24	.445	.108	23.83
3.38	40.83	10.21	.384	.109	21.31
3.94	29.60	29.90	.323	.105	18.60
4.50	19.29	43.73	.266	.098	15.83
5.40	7.67	55.73	.184	.083	11.54
6.30	-.95	58.37	.117	.066	7.69
7.20	-6.38	54.75	.065	.050	4.47
8.10	-9.48	47.38	.027	.034	2.19
9.00	-10.50	38.18	.002	.022	.16
10.50	-9.32	22.85	-.019	.007	-1.49
12.00	-6.78	10.70	-.022	-.001	-1.78
13.50	-3.31	2.90	-.017	-.004	-2.09
15.75	-.27	-.51	-.006	-.005	-.77
18.00	.00	.00	.004	-.005	.52

#### 4.4 Carico limite orizzontale dei pali

Per la valutazione del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita. Le metodologie di calcolo sono riportate nella Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni (doc. rif. [DC1]).

Il fattore di sicurezza di normativa per la verifica a carico orizzontale è  $FS = \gamma_T \cdot \xi_3 = 1.30 \cdot 1.65 = 2.145$  (da normativa vigente per verifica A1+M1+R3). Quindi la resistenza di progetto è valutata a partire dalla resistenza caratteristica (calcolata con Broms), fattorizzata con FS, da cui:  $H_d = H_{lim} / 2.145$ .

Il valore caratteristico della resistenza ( $H_{lim}$ ) è stato valutato con riferimento ai seguenti momenti di plasticizzazione:

- Spalle (D=1200mm, armatura 28 $\phi$ 30):  $M_y$  pari a 3925.7 kNm
- Pile (D=1200mm, armatura 18 $\phi$ 24):  $M_y$  pari a 1777.7 kNm

Nella seguente tabella si riportano i valori di progetto del carico limite orizzontale ( $H_{lim}$ ) e del carico limite di progetto ( $H_d$ ), valutati per diverse lunghezze palo.

Fondazioni	Diametro palo [mm]	L palo [m]	Cu [kPa] (media)	Hlim [kN]	Hd [kN]
SPALLE	1200	18.0	240	3238.16	1509.6
PILE	1200	18.0	240	1674.66	780.7

## 5. VERIFICA RISCHIO POTENZIALE LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

In questo capitolo si valuta il rischio di potenziale liquefazione dei terreni del sito in esame, problematica che si pone quando la falda freatica si trova in prossimità del piano campagna ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

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 assenza di manufatti (condizioni di free-field-campo libero) minori di 0.1 g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  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 Figura 11 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  ed in Figura 12 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .

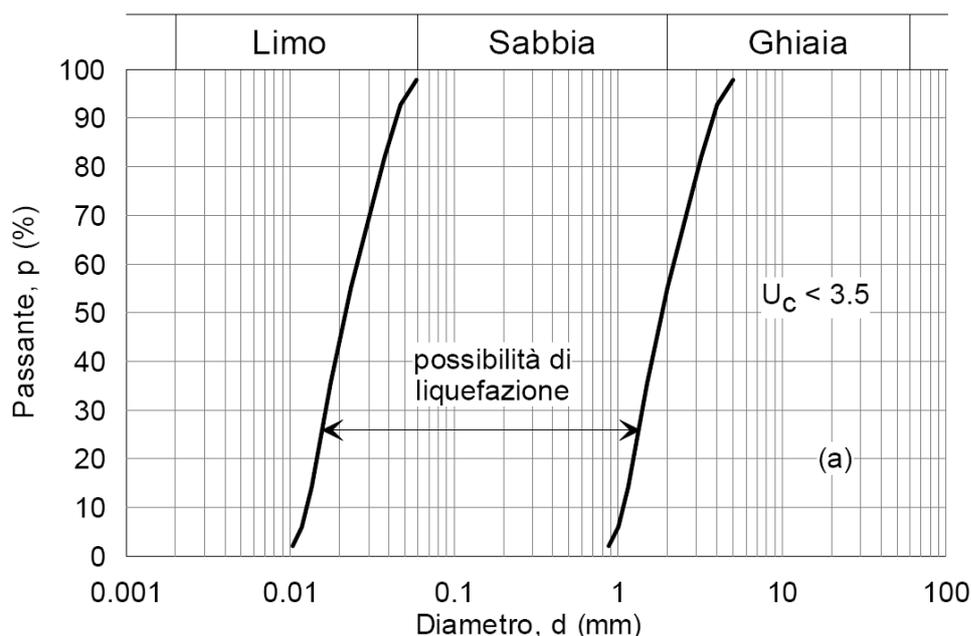
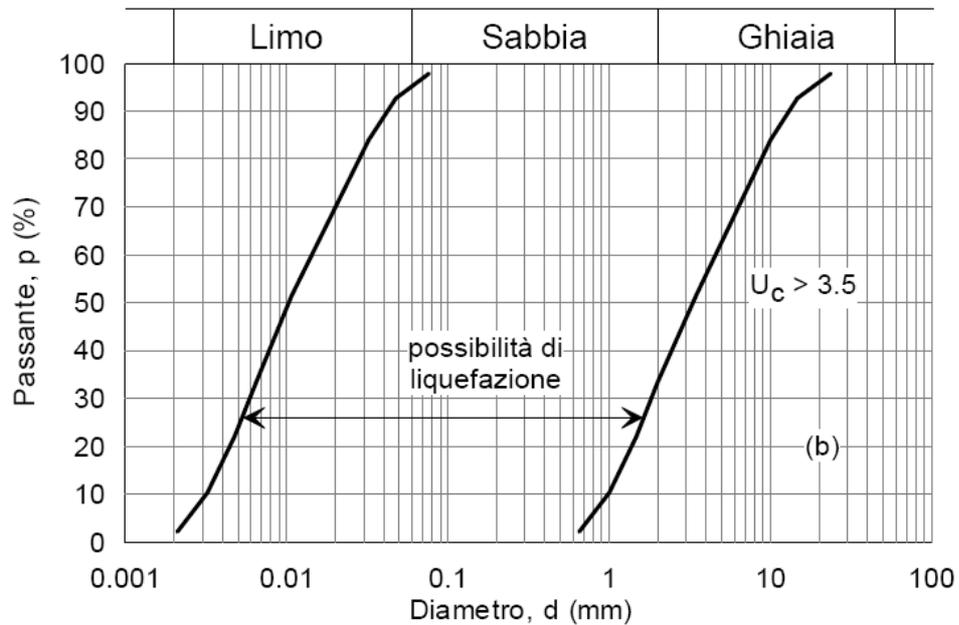


Figura 11. Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per  $U_c < 3.5$



**Figura 12. Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per  $U_c > 3.5$**

Per il sito in esame si può escludere il rischio di potenziale liquefazione in quanto i terreni di fondazione sono costituiti prevalentemente da deposito argilloso marnoso da consistente a molto consistente ed a seguire substrato roccioso.

**PROGETTO DEFINITIVO**

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni  
VI07

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0700001	A	26 di 32

## 6. APPENDICE A: VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI. TABULATI DI CALCOLO PAL

### 6.1 Palo D=1200 mm\_P1, SPA, P4

\*\*\* P A L \*\*\*  
Programma per l'analisi della capacita' portante  
assiale di un palo di fondazione

(C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)  
ottobre 2006

pag./ 2

LINEA FS FERRANDINA MATERA  
VIADOTTO CHIESA PORTANZA PALO D=1200- A1+M1+R3

Quota testa palo da p.c. = 2.50 m  
Quota falda da p.c. = .00 m  
Peso di volume del palo = 6.00 kN/m<sup>3</sup>  
Fattore di sicurezza portata laterale = 1.90 (FS,l)  
Fattore di sicurezza portata di base = 2.23 (FS,b)

Elemento cilindrico, Diametro fusto = 1200. mm

pag./ 3

LINEA FS FERRANDINA MATERA  
VIADOTTO CHIESA PORTANZA PALO D=1200- A1+M1+R3

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "ASP " (Coesivo) da .00 a 5.00 m

Gn = 19.0 kN/m<sup>3</sup> Ge = 9.0 kN/m<sup>3</sup>  
Tau = alfa \* Cu < 120.0 kPa  
Criterio alfa(Cu) nel seguito  
Tau > .23 \* S'v  
Tau < .55 \* S'v

Qb = 9.0 \* Cu + Sv

Cu variabile lin. da 50.0 a 100.0 kPa

Strato 2 "ASP " (Coesivo) da 5.00 a 10.00 m

Gn = 19.0 kN/m<sup>3</sup> Ge = 9.0 kN/m<sup>3</sup>

**PROGETTO DEFINITIVO**

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni  
VI07

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0700001	A	27 di 32

$Tau = \alpha * Cu < 120.0 \text{ kPa}$   
 Criterio  $\alpha(Cu)$  nel seguito  
 $Tau > .23 * S'v$   
 $Tau < .55 * S'v$

$Qb = 9.0 * Cu + Sv$

$Cu$  variabile lin. da 150.0 a 200.0 kPa

Strato 3 "ASP " (Coesivo) da 10.00 a 15.00 m

$Gn = 19.0 \text{ kN/m}^3$        $Ge = 9.0 \text{ kN/m}^3$

$Tau = \alpha * Cu < 120.0 \text{ kPa}$   
 Criterio  $\alpha(Cu)$  nel seguito  
 $Tau > .23 * S'v$   
 $Tau < .55 * S'v$

$Qb = 9.0 * Cu + Sv < 3800. \text{ kPa}$

$Cu$  variabile lin. da 230.0 a 230.0 kPa

Strato 4 "ASP " (Coesivo) da 15.00 a 16.50 m

$Gn = 19.0 \text{ kN/m}^3$        $Ge = 9.0 \text{ kN/m}^3$

$Tau = \alpha * Cu < 120.0 \text{ kPa}$   
 Criterio  $\alpha(Cu)$  nel seguito  
 $Tau > .23 * S'v$   
 $Tau < .55 * S'v$

$Qb = 9.0 * Cu + Sv < 3800. \text{ kPa}$

$Cu$  variabile lin. da 350.0 a 350.0 kPa

Strato 5 "GRA " (Incoerente) da 16.50 a 25.00 m

$Gn = 19.0 \text{ kN/m}^3$        $Ge = 9.0 \text{ kN/m}^3$

$Tau$  variabile lin. da 200.0 a 200.0 kPa

$Qb$  variabile lin. da 5000. a 5000. kPa

pag./ 5

LINEA FS FERRANDINA MATERA  
 VIADOTTO CHIESA PORTANZA PALO D=1200- A1+M1+R3

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "ASP "	1.00	1.00	1.00
2 "ASP "	1.00	1.00	1.00
3 "ASP "	1.00	1.00	1.00
4 "ASP "	1.00	1.00	1.00
5 "GRA "	1.00	1.00	-

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

**PROGETTO DEFINITIVO**

 Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni  
 VI07

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0700001	A	28 di 32

 Per terreni coesivi: Criterio  $\tau = \alpha \cdot C_u$ 

Cu kPa	alfa -
.0	.90
25.0	.90
25.1	.80
50.0	.80
51.0	.60
75.0	.60
75.1	.40
300.0	.40

pag./ 6

 LINEA FS FERRANDINA MATERA  
 VIADOTTO CHIESA PORTANZA PALO D=1200- A1+M1+R3

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
2.50	22.5	47.5	75.0	.55	12.4	723.
3.00	27.0	57.0	80.0	.55	14.9	777.
3.50	31.5	66.5	85.0	.55	17.3	832.
4.00	36.0	76.0	90.0	.55	19.8	886.
4.50	40.5	85.5	95.0	.55	22.3	941.
5.00	45.0	95.0	100.0	.55	24.8	995.
5.50	49.5	104.5	155.0	.55	27.2	1500.
6.00	54.0	114.0	160.0	.55	29.7	1554.
6.50	58.5	123.5	165.0	.55	32.2	1609.
7.00	63.0	133.0	170.0	.55	34.7	1663.
7.50	67.5	142.5	175.0	.55	37.1	1718.
8.00	72.0	152.0	180.0	.55	39.6	1772.
8.50	76.5	161.5	185.0	.55	42.1	1827.
9.00	81.0	171.0	190.0	.55	44.5	1881.
9.50	85.5	180.5	195.0	.55	47.0	1936.
10.00	90.0	190.0	200.0	.55	49.5	1990.
10.50	94.5	199.5	230.0	.55	52.0	2270.
11.00	99.0	209.0	230.0	.55	54.5	2279.
11.50	103.5	218.5	230.0	.55	56.9	2289.
12.00	108.0	228.0	230.0	.55	59.4	2298.
12.50	112.5	237.5	230.0	.55	61.9	2308.
13.00	117.0	247.0	230.0	.55	64.3	2317.
13.50	121.5	256.5	230.0	.55	66.8	2327.
14.00	126.0	266.0	230.0	.55	69.3	2336.
14.50	130.5	275.5	230.0	.55	71.8	2346.
15.00	135.0	285.0	230.0	.55	74.3	2355.
15.50	139.5	294.5	350.0	.55	76.7	3445.
16.00	144.0	304.0	350.0	.55	79.2	3454.
16.50	148.5	313.5	350.0	.95	140.8	3464.
17.00	153.0	323.0	--	1.31	200.0	5000.
17.50	157.5	332.5	--	1.27	200.0	5000.
18.00	162.0	342.0	--	1.23	200.0	5000.
18.50	166.5	351.5	--	1.20	200.0	5000.
19.00	171.0	361.0	--	1.17	200.0	5000.
19.50	175.5	370.5	--	1.14	200.0	5000.
20.00	180.0	380.0	--	1.11	200.0	5000.
20.50	184.5	389.5	--	1.08	200.0	5000.
21.00	189.0	399.0	--	1.06	200.0	5000.
21.50	193.5	408.5	--	1.03	200.0	5000.
22.00	198.0	418.0	--	1.01	200.0	5000.
22.50	202.5	427.5	--	.99	200.0	5000.
23.00	207.0	437.0	--	.97	200.0	5000.
23.50	211.5	446.5	--	.95	200.0	5000.

**PROGETTO DEFINITIVO**

 Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni  
 VI07

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0700001	A	29 di 32

24.00	216.0	456.0	--	.93	200.0	5000.
24.50	220.5	465.5	--	.91	200.0	5000.
25.00	225.0	475.0	--	.89	200.0	5000.

zz = Profondita' da piano campagna  
 S'v = Tensione verticale efficace  
 Sv = Tensione verticale totale  
 Cu = Coesione non drenata  
 Tau = Tensione di adesione laterale limite  
 qb = Portata di base limite unitaria

LINEA FS FERRANDINA MATERA  
 VIADOTTO CHIESA PORTANZA PALO D=1200- A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	817.	0.	817.	366.
.50	26.	879.	3.	901.	404.
1.00	56.	940.	7.	990.	444.
1.50	91.	1002.	10.	1083.	487.
2.00	131.	1064.	14.	1181.	532.
2.50	175.	1125.	17.	1283.	580.
3.00	224.	1696.	20.	1899.	858.
3.50	278.	1758.	24.	2011.	910.
4.00	336.	1819.	27.	2128.	965.
4.50	399.	1881.	31.	2249.	1023.
5.00	467.	1942.	34.	2375.	1083.
5.50	539.	2004.	37.	2506.	1145.
6.00	616.	2066.	41.	2641.	1210.
6.50	697.	2127.	44.	2781.	1277.
7.00	784.	2189.	48.	2925.	1347.
7.50	875.	2251.	51.	3074.	1419.
8.00	970.	2567.	54.	3483.	1607.
8.50	1071.	2577.	58.	3590.	1662.
9.00	1176.	2588.	61.	3703.	1718.
9.50	1285.	2599.	64.	3820.	1777.
10.00	1400.	2610.	68.	3941.	1839.
10.50	1519.	2620.	71.	4068.	1903.
11.00	1642.	2631.	75.	4199.	1970.
11.50	1770.	2642.	78.	4334.	2039.
12.00	1903.	2653.	81.	4475.	2110.
12.50	2041.	2663.	85.	4620.	2184.
13.00	2183.	3896.	88.	5991.	2808.
13.50	2330.	3906.	92.	6145.	2887.
14.00	2510.	3917.	95.	6332.	2983.
14.50	2859.	5655.	98.	8415.	3942.
15.00	3236.	5655.	102.	8789.	4137.
15.50	3613.	5655.	105.	9163.	4332.
16.00	3990.	5655.	109.	9536.	4527.
16.50	4367.	5655.	112.	9910.	4722.
17.00	4744.	5655.	115.	10283.	4917.
17.50	5121.	5655.	119.	10657.	5112.
18.00	5498.	5655.	122.	11031.	5307.
18.50	5875.	5655.	126.	11404.	5502.
19.00	6252.	5655.	129.	11778.	5697.
19.50	6629.	5655.	132.	12151.	5892.
20.00	7006.	5655.	136.	12525.	6087.
20.50	7383.	5655.	139.	12899.	6282.
21.00	7760.	5655.	143.	13272.	6477.
21.50	8137.	5655.	146.	13646.	6672.
22.00	8514.	5655.	149.	14019.	6867.
22.50	8891.	5655.	153.	14393.	7062.

Lp = Lunghezza utile del palo  
 Ql1 = Portata laterale limite  
 Qb1 = Portata di base limite  
 Wp = Peso efficace del palo  
 Qu = Portata totale limite  
 Qd = Portata di progetto =  $Ql1/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$



Nuova linea Ferrandina – Matera La Martella per il collegamento di  
Matera con la rete ferroviaria nazionale

**PROGETTO DEFINITIVO**

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni  
VI07

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0700001	A	30 di 32

## 7. APPENDICE B: PARAMETRO $\alpha_M$ E MOMENTO LUNGO IL PALO. TABULATI DI CALCOLO LPAL

### 7.1 D=1200 mm

LINEA FERRANDINA MATERA  
VI CHIESA D1200

Lunghezza palo                    Lp =            18.00 m  
Diametro palo                    D =            1.20 m  
Modulo elastico palo            Ep =            30000000. kPa  
Rigidità flessionale palo        EJ =            3053629. kN\*m<sup>2</sup>

Definizione del modulo di reazione del terreno E

Prof. m	E kN/m <sup>2</sup>
.00	17500.0
2.50	35000.0
2.51	52500.0
7.50	70000.0
7.51	80500.0
12.50	80500.0
12.51	120000.0
35.00	120000.0

Azioni/Spostamenti a testa palo

Forza orizzontale                To =            100.00 kN  
Rigidità a traslazione          Kyo =            0. kN/m  
Rotazione                         Rpo =            .000 mRad

LINEA FERRANDINA MATERA  
VI CHIESA D1200

Sollecitazioni, deformazioni e pressioni mobilitate  
lungo il fusto del palo

prof. m	T kN	M kN*m	Yp mm	Rp mRad	Pr kN/m
.00	100.03	-239.81	.646	.000	11.62
.56	92.93	-185.46	.634	.039	13.60
1.13	84.69	-135.44	.603	.069	15.31
1.69	75.75	-90.26	.559	.089	16.38
2.25	66.43	-50.27	.504	.102	16.77
2.81	53.58	-16.24	.445	.108	23.83
3.38	40.83	10.21	.384	.109	21.31

**PROGETTO DEFINITIVO**

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni  
VI07

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0700001	A	32 di 32

3.94	29.60	29.90	.323	.105	18.60
4.50	19.29	43.73	.266	.098	15.83
5.40	7.67	55.73	.184	.083	11.54
6.30	-.95	58.37	.117	.066	7.69
7.20	-6.38	54.75	.065	.050	4.47
8.10	-9.48	47.38	.027	.034	2.19
9.00	-10.50	38.18	.002	.022	.16
10.50	-9.32	22.85	-.019	.007	-1.49
12.00	-6.78	10.70	-.022	-.001	-1.78
13.50	-3.31	2.90	-.017	-.004	-2.09
15.75	-.27	-.51	-.006	-.005	-.77
18.00	.00	.00	.004	-.005	.52

-----