

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 VI02

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 2 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 per la nuova linea "Cofre degli Ispicanti" della provincia di Roma N° 42378

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	5
3.3	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	7
3.4	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	14
4.	PALIFICATE DI FONDAZIONE	16
4.1	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI.....	16
	4.1.1 Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo.....	16
	4.1.2 Calcolo della capacità portante	16
4.2	MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO	20
4.3	PARAMETRO A_M E ANDAMENTO DEL MOMENTO LUNGO IL PALO.....	20
4.4	CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI.....	21
5.	VERIFICA RISCHIO POTENZIALE LIQUEFAZIONE DEI TERRENI	23
6.	APPENDICE A: VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI. TABULATI DI CALCOLO PAL ..	25
	6.1.1 Spalla A- Palo $D=1200\text{ mm}$	25
7.	APPENDICE B: PARAMETRO A_M E MOMENTO LUNGO IL PALO. TABULATI DI CALCOLO LPAL	31
	7.1.1 Spalla - $D=1200\text{ mm}$	31

1. PREMESSA

Nella presente relazione si riporta la caratterizzazione geotecnica finalizzata alla verifica delle fondazioni del Viadotto esistente Conche (VI02) 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;
- [DC1]. IA5F03D09RGVI0000001A – Relazione descrittiva sulle fondazioni.
- [DC2]. B1. Linea Ferrandina – Matera Centrale. Relazione geologica geotecnica idrogeologica sugli studi per la scelta del tracciato e per il progetto definitivo. Dicembre, 1984.
- [DC3]. B2. Linea Ferrandina – Matera Centrale. Planimetria ubicazione tracciati ed indagini. Dicembre, 1984.
- [DC4]. B5.1. Linea Ferrandina – Matera Centrale. Stratigrafie dei sondaggi A. Dicembre, 1984.
- [DC5]. B5.2. Linea Ferrandina – Matera Centrale. Stratigrafie dei sondaggi S. Dicembre, 1984.
- [DC6]. 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.

3.1 Indagini geotecniche eseguite

L'opera in esame è ubicata tra le progressive km 9+625.069 e km 9+654.941.

In corrispondenza dell'opera relativamente alla campagna pregressa (1984) è disponibile il sondaggio A26, ubicato nelle vicinanze. Inoltre sono state eseguite le indagini integrative nel 2018/2019 elencate nella seguente tabella. In particolare si osserva:

- S3_DH_50 ubicato in corrispondenza della spalla A del viadotto.
- S3_PZ_30 eseguito nelle vicinanze dell'opera e verrà utilizzato per meglio caratterizzare geotecnicamente le unità intercettate.

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
S3 DH 50	55.0	152.840	7	-	9	2	1	-	DH [55]
S3 PZ 30	30.0	150.291	4	-	9	2	1	-	TA [3÷9]
MASW3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DH [m]: prova Down Hole [profondità prova]									
TA [m]: piezometro a tubo aperto [profondità tratto filtrante]									

Da piezometro installato nel foro di sondaggio S3_PZ_30 si ha livello di falda massimo a quota +149.5 m s.l.m., a profondità di 0.75 m dal p.c.. Dai rilievi di falda in fase perforazione sondaggio S3_DH_50 si ha un livello massimo di acqua a 8.7 m di profondità dal p.c..

3.2 Stratigrafia

Il sondaggio S3_DH_50 appositamente eseguito in corrispondenza della spalla A dell'opera ha confermato la successione stratigrafica, già evidenziata dal sondaggio A26 del 1984, evidenziando la presenza di una copertura di terreno alluvionale recente (unità bb) ed a seguire le argille limose e argilloso marnose da molto consistenti a dure dell'unità ASP (Argille subappennine) fino alla massima profondità investigata (55 m). L'unità bb è costituita da ghiaie sabbiose da moderatamente addensate a ben addensate.

Il livello di falda è assunto cautelativamente a p.c. per la valutazione della portanza dei pali di fondazione; si osserva comunque che dai rilievi di falda in fare perforazione sondaggio S3_DH_50, si ha un livello massimo a 8.7 m di profondità dal p.c..

Di seguito si riporta uno stralcio del nuovo profilo geologico, ricostruito sulla base di tutte le indagini ed uno stralcio del profilo geologico del progetto del 1984.

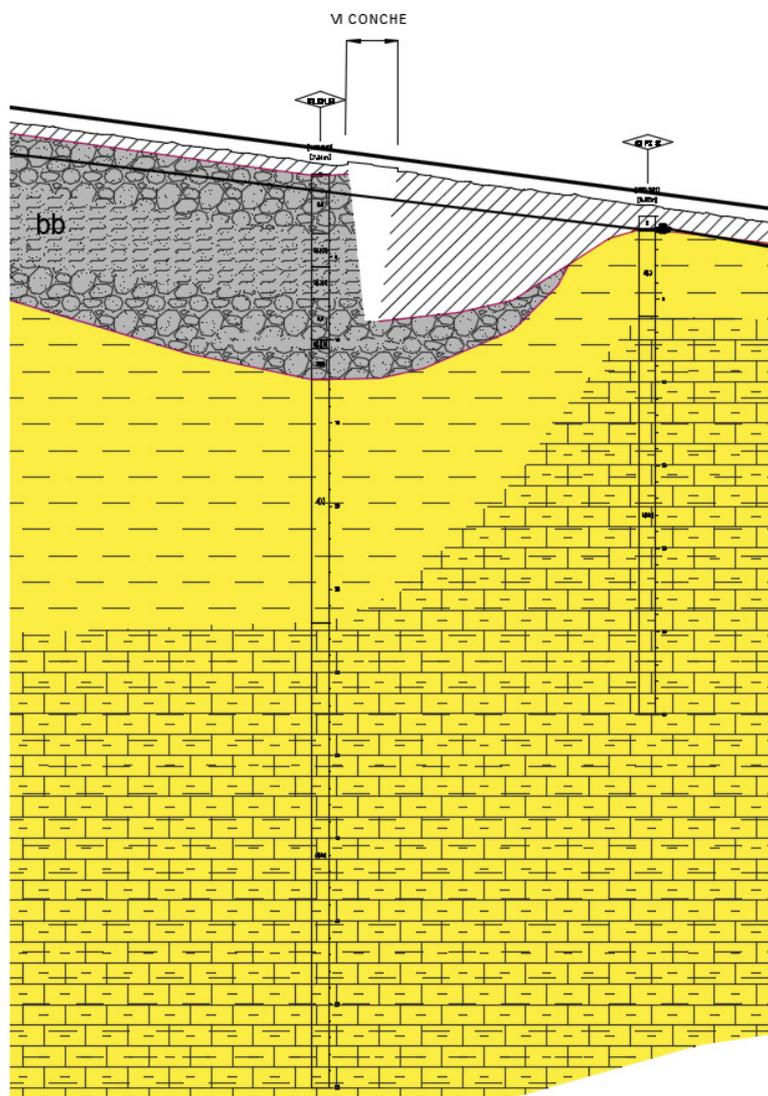


Figura 1 – Profilo geologico

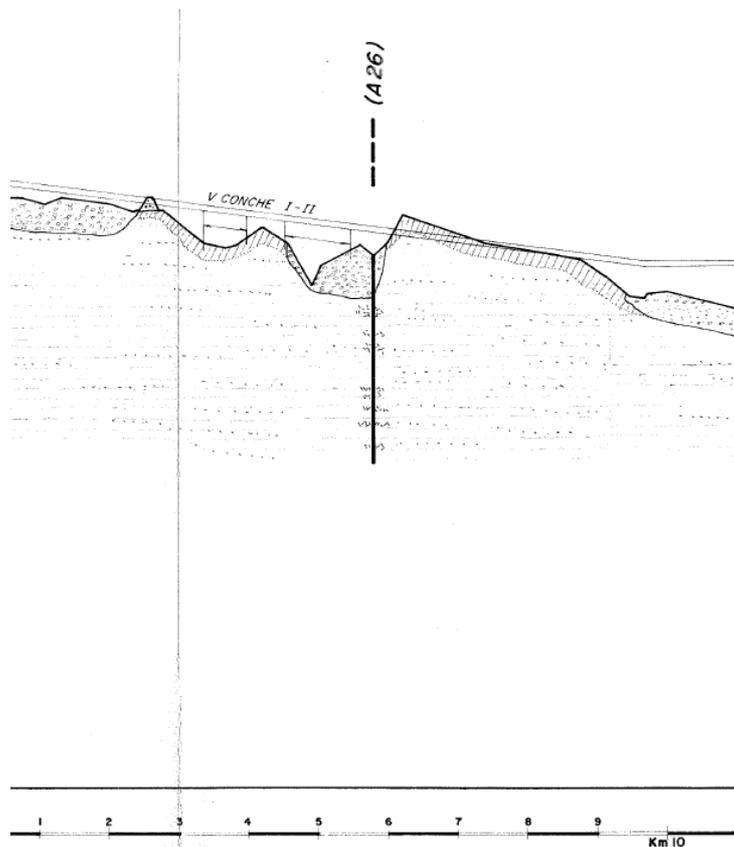


Figura 2 – Profilo geologico 1984

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 l'unità ASP i parametri vengono definiti considerando i risultati delle prove di laboratorio eseguite sull'unità geotecnica di tutti i sondaggi del tracciato in esame..

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

Unità bb – Ghiaie sabbiose (alluvioni recenti)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$V_s = 150 \div 300 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio

$$G_o = 30 \div 150 \text{ MPa}$$

modulo di deformazione a taglio iniziale

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

modulo di deformazione elastico iniziale

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

$$V_s = 300 \div 500 \text{ m/s}$$

velocità delle onde di taglio

$$G_o = 50 \div 250 \text{ MPa}$$

modulo di deformazione a taglio iniziale

$$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$$

modulo di deformazione elastico iniziale

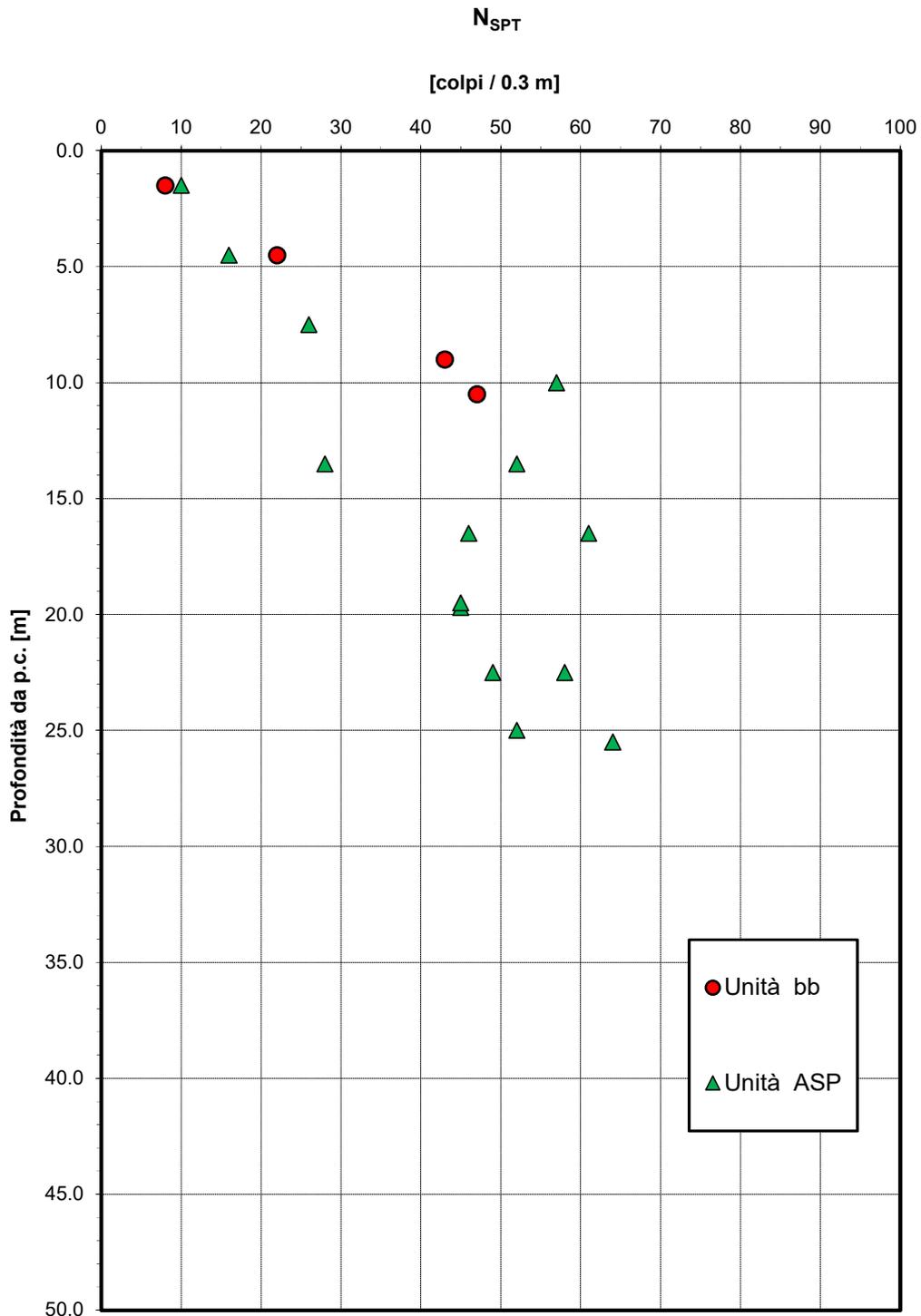


Figura 3 – Valori di N_{SPT}

Densità relativa da prove SPT

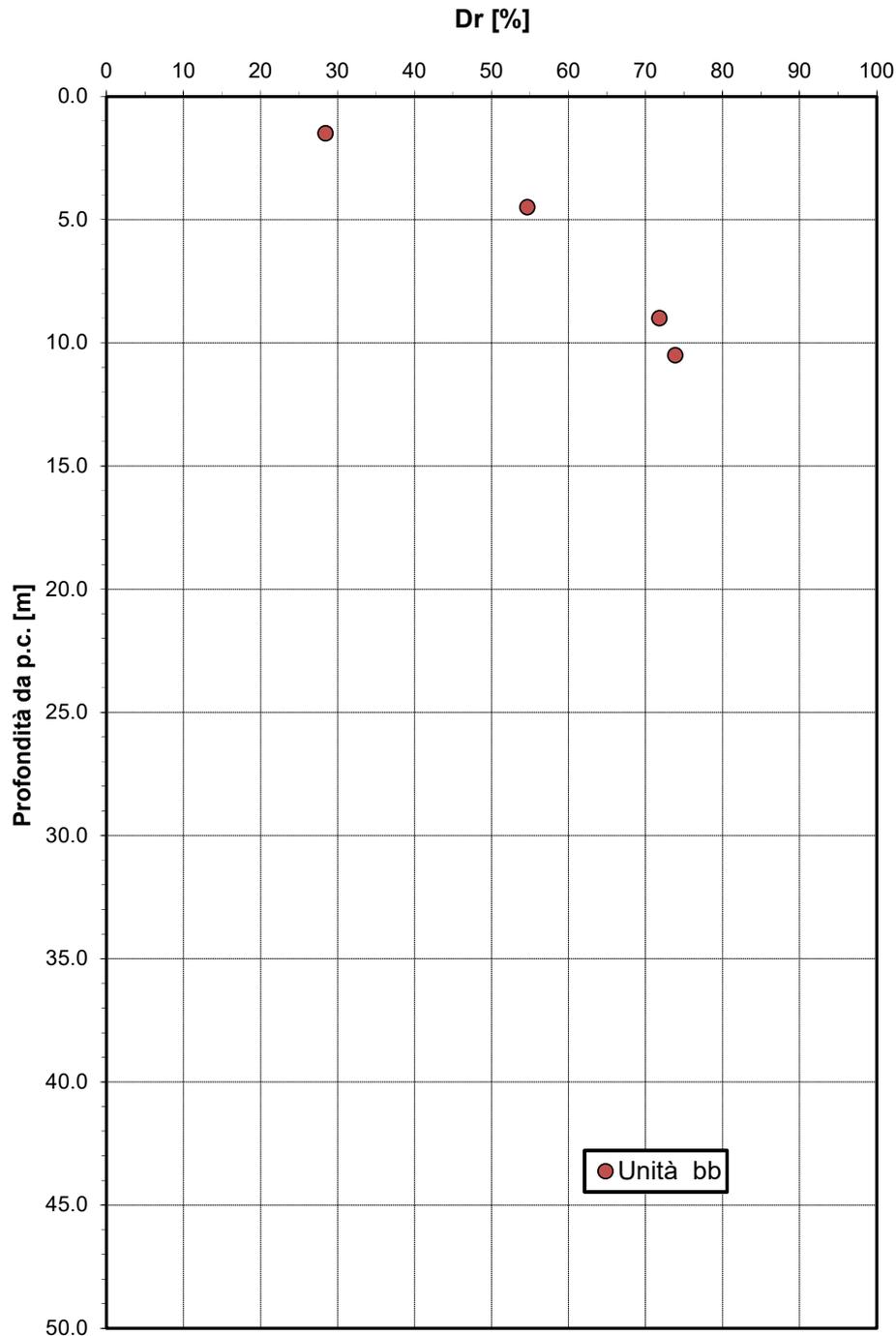


Figura 4 – Densità relativa da prove SPT

Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

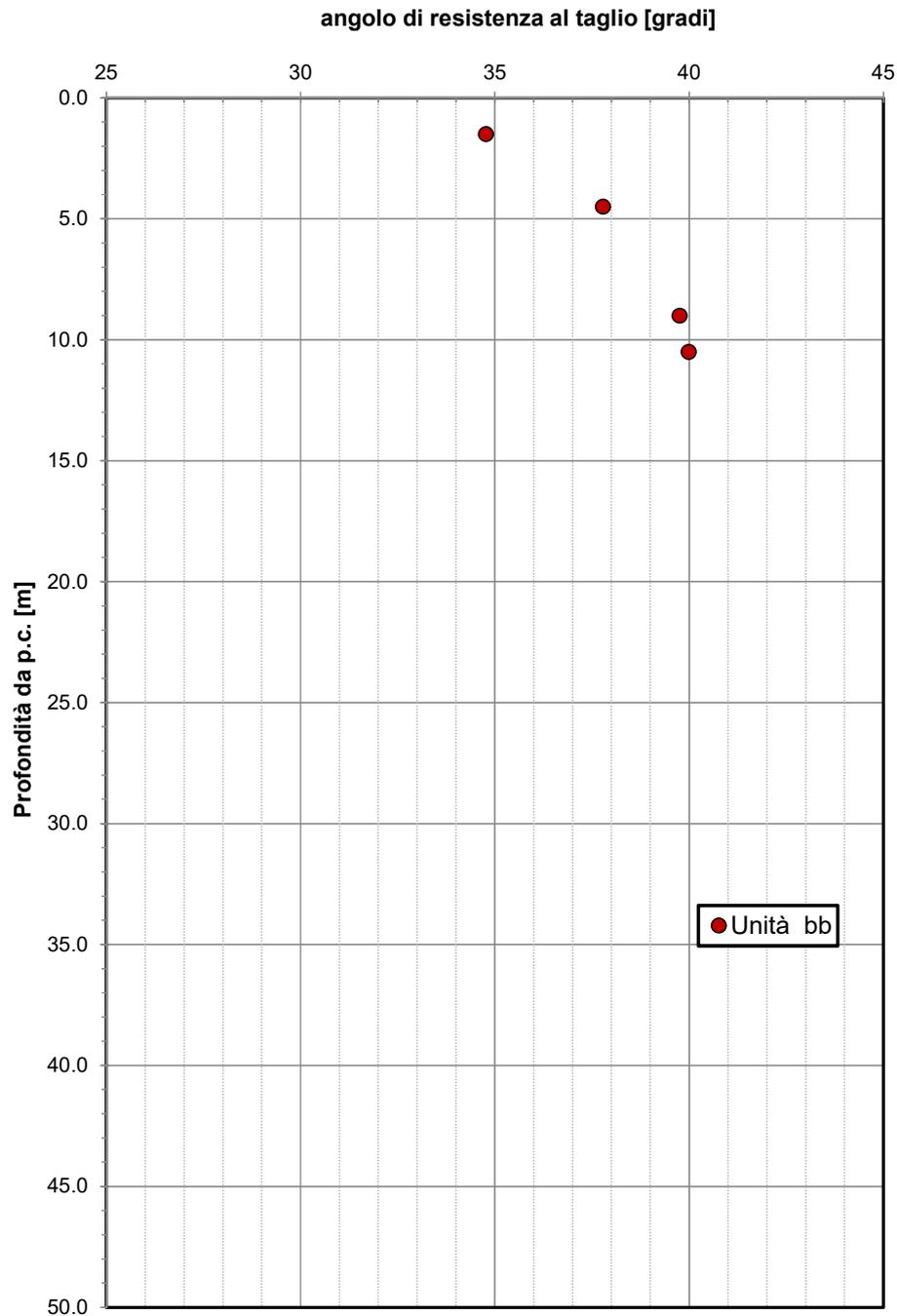


Figura 5 – Angolo di resistenza al taglio da prove SPT

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT e sismiche

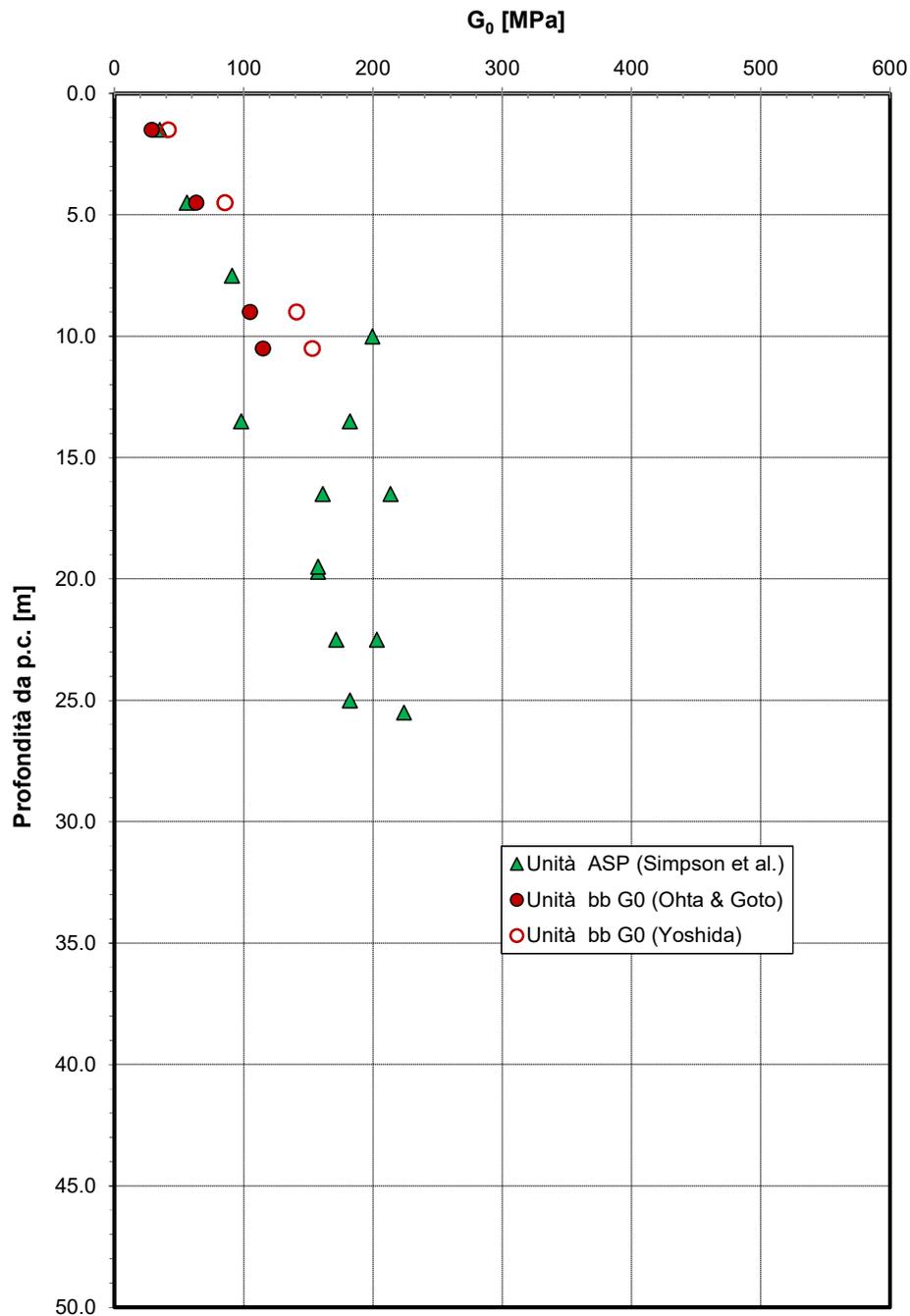


Figura 6 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT

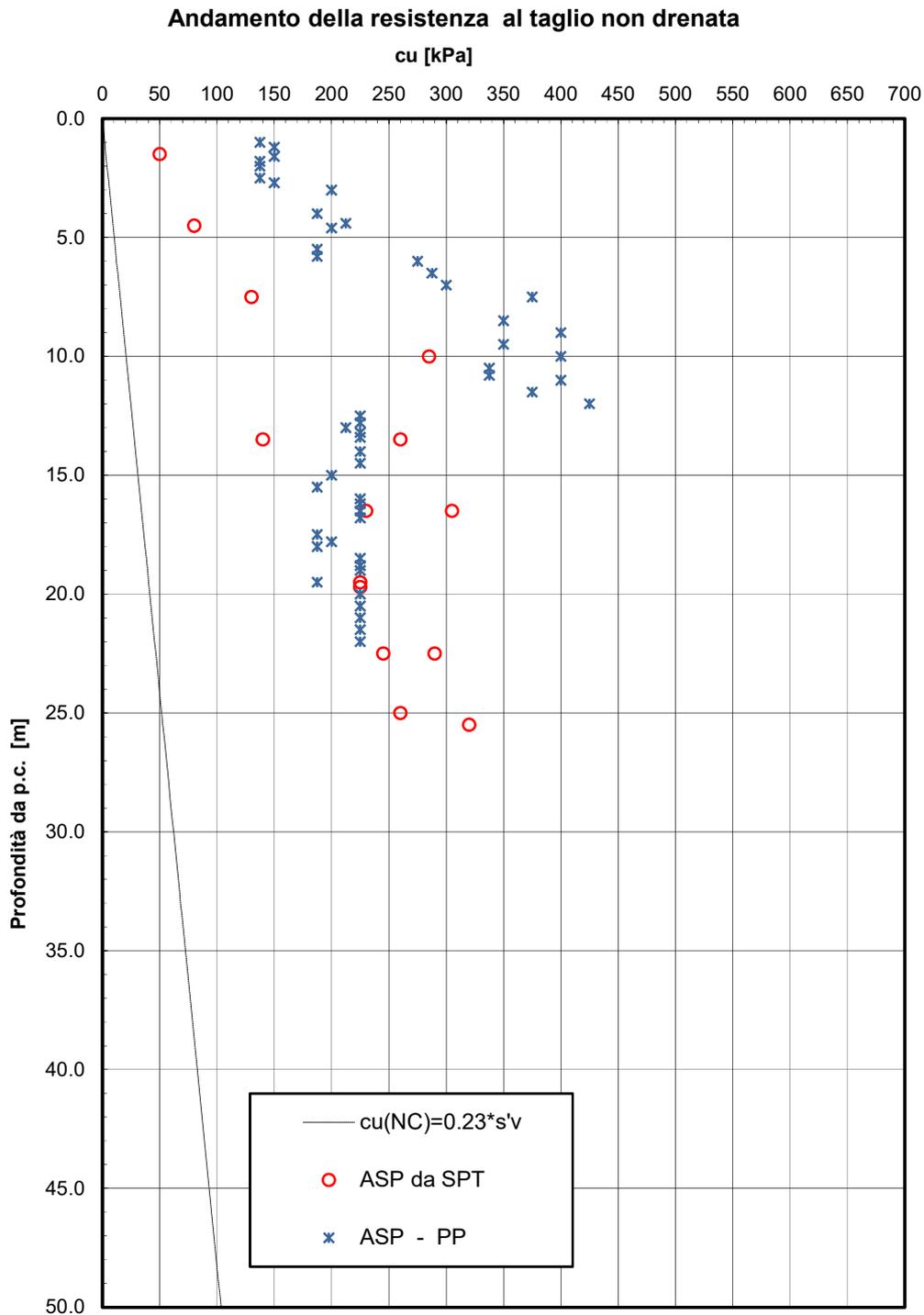


Figura 7 – Resistenza al taglio in condizioni non drenate

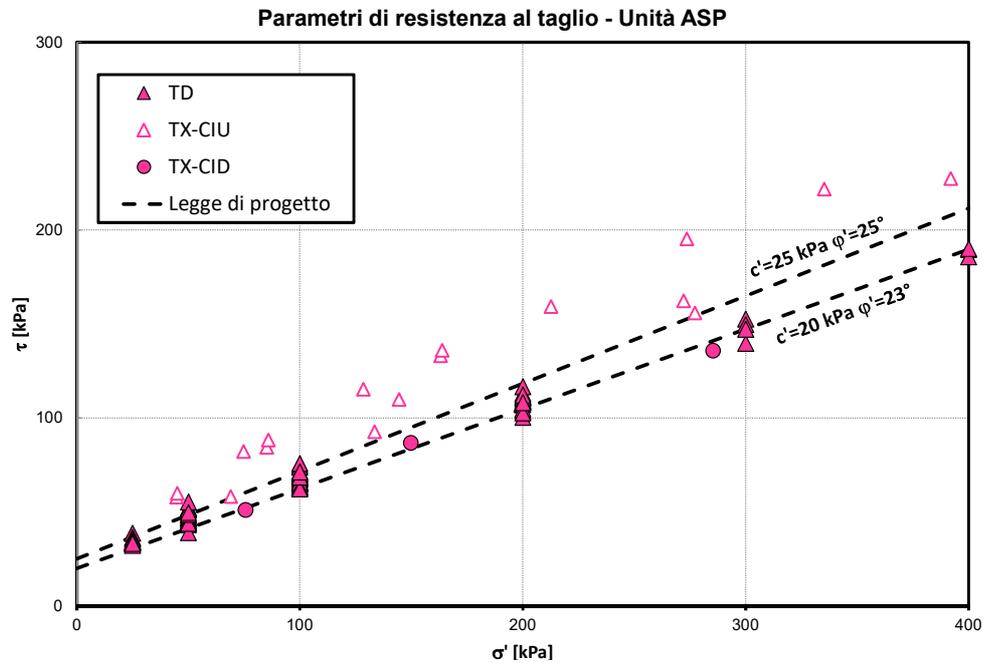


Figura 8 – Parametri di resistenza (tutti i valori dei sondaggi della linea)

3.4 Categoria di sottosuolo

Dall'indagine sismica Down-Hole (S3_DH_50) e dalla Masw3 si definisce una categoria di sottosuolo sismica di tipo C con velocità $V_{s,eq}$ rispettivamente di 248 m/s e 315 m/s (vedasi tabelle seguenti).

Tabella 1 – Masw3

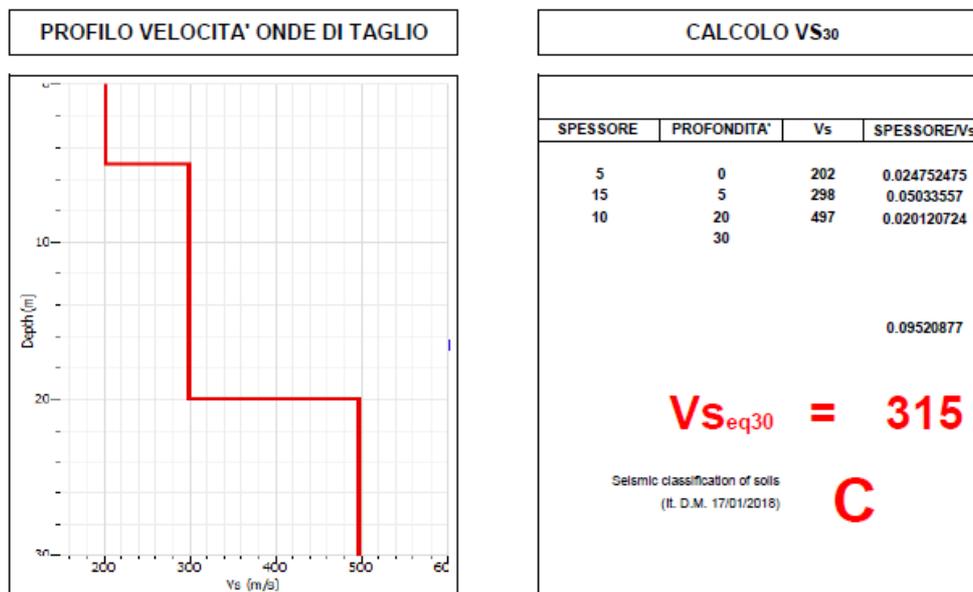
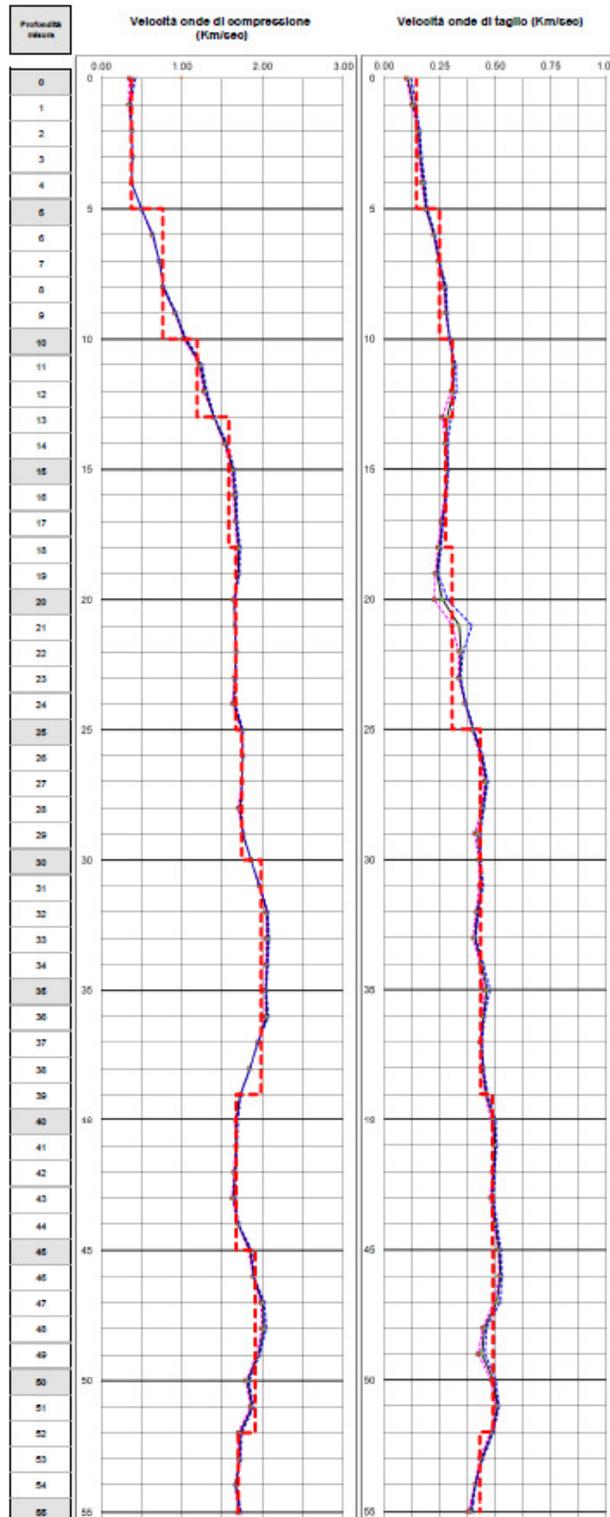


Tabella 2 – S3_DH_50



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 dal sondaggio eseguito per la spalla A. Il sondaggio ha quota boccaforo +152.8 m s.l.m. e il piano campagna in corrispondenza della fondazione è a +145 m s.l.m., quindi si definisce uno spessore di 6 m circa di alluvioni ed a seguire le argille subappenniniche.

Nella seguente tabella si riporta la stratigrafia ed i parametri geotecnici principali per il calcolo della capacità portante dei pali della Spalla A.

Tabella 3 - VI02 - stratigrafia e parametri di calcolo SPA

Profondità [m]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	φ' [°]	q_b [kPa]
da 0.0 a 6.0	bb	19.0	-	38	$24 \cdot \sigma'_v \leq 5800$
da 6.0 a 35.0	ASP	19.0	150 (6 < z < 10m) 200÷250 (10 < z < 20m) 300÷350 (20 < z < 35m)	-	$9 \cdot c_u + \sigma_v$

Dove:
 γ = peso di volume naturale
 c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate
 φ' = angolo di resistenza al taglio
 q_b = portata limite di base
 σ_v = tensione verticale totale
 σ'_v = tensione verticale efficace

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 ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.90$).

- 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 – VI02 - Capacità portante palo SPA D=1200 mm - A1+M1+R3

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

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	611.	0.	611.	274.
.50	22.	733.	3.	751.	337.
1.00	48.	855.	7.	896.	402.
1.50	78.	977.	10.	1045.	469.
2.00	111.	1099.	14.	1197.	538.
2.50	149.	1221.	17.	1354.	609.
3.00	191.	1344.	20.	1514.	683.
3.50	238.	1466.	24.	1680.	759.
4.00	295.	1504.	27.	1771.	802.
4.50	358.	1542.	31.	1869.	849.
5.00	426.	1579.	34.	1971.	898.
5.50	498.	1617.	37.	2078.	950.
6.00	575.	1655.	41.	2189.	1004.
6.50	656.	1693.	44.	2305.	1061.
7.00	743.	1731.	48.	2426.	1120.
7.50	834.	1742.	51.	2525.	1169.
8.00	929.	1851.	54.	2726.	1265.
8.50	1030.	1959.	58.	2931.	1363.
9.00	1135.	2068.	61.	3142.	1464.
9.50	1244.	2177.	64.	3357.	1567.
10.00	1359.	2286.	68.	3577.	1672.
10.50	1478.	2395.	71.	3801.	1780.
11.00	1601.	2504.	75.	4031.	1891.
11.50	1729.	2540.	78.	4192.	1971.
12.00	1862.	2576.	81.	4357.	2054.
12.50	2000.	2613.	85.	4528.	2139.
13.00	2142.	2649.	88.	4703.	2227.
13.50	2289.	2685.	92.	4883.	2317.
14.00	2441.	2721.	95.	5067.	2410.
14.50	2597.	2757.	98.	5256.	2505.
15.00	2758.	2794.	102.	5450.	2603.
15.50	2924.	2830.	105.	5648.	2703.
16.00	3094.	2866.	109.	5851.	2805.
16.50	3269.	2902.	112.	6059.	2910.
17.00	3449.	2938.	115.	6272.	3017.
17.50	3633.	2974.	119.	6489.	3127.
18.00	3822.	3075.	122.	6775.	3268.
18.50	4015.	3175.	126.	7065.	3412.
19.00	4214.	3276.	129.	7360.	3558.
19.50	4417.	3376.	132.	7660.	3706.
20.00	4624.	3477.	136.	7965.	3857.
20.50	4837.	3577.	139.	8274.	4010.
21.00	5053.	3677.	143.	8588.	4166.
21.50	5275.	3705.	146.	8834.	4292.
22.00	5501.	3733.	149.	9084.	4420.
22.50	5727.	3760.	153.	9335.	4548.
23.00	5953.	3788.	156.	9585.	4676.
23.50	6179.	3816.	159.	9836.	4804.
24.00	6405.	3844.	163.	10086.	4932.
24.50	6632.	3871.	166.	10337.	5060.
25.00	6858.	3899.	170.	10587.	5188.

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI02

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0200001	A	18 di 31

25.50	7084.	3927.	173.	10838.	5316.
26.00	7310.	3954.	176.	11088.	5444.
26.50	7536.	3982.	180.	11339.	5572.
27.00	7763.	4010.	183.	11589.	5701.
27.50	7989.	4038.	187.	11840.	5829.
28.00	8215.	4065.	190.	12090.	5957.
28.50	8441.	4093.	193.	12341.	6085.
29.00	8667.	4121.	197.	12591.	6213.
29.50	8894.	4148.	200.	12842.	6341.
30.00	9120.	4176.	204.	13092.	6469.
30.50	9346.	4204.	207.	13343.	6597.
31.00	9572.	4232.	210.	13593.	6725.
31.50	9798.	4259.	214.	13844.	6853.
32.00	10025.	4287.	217.	14094.	6981.
32.50	10251.	4298.	221.	14328.	7102.

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 = $Q_{l1}/FS,1 + Q_{b1}/FS,b - Wp$

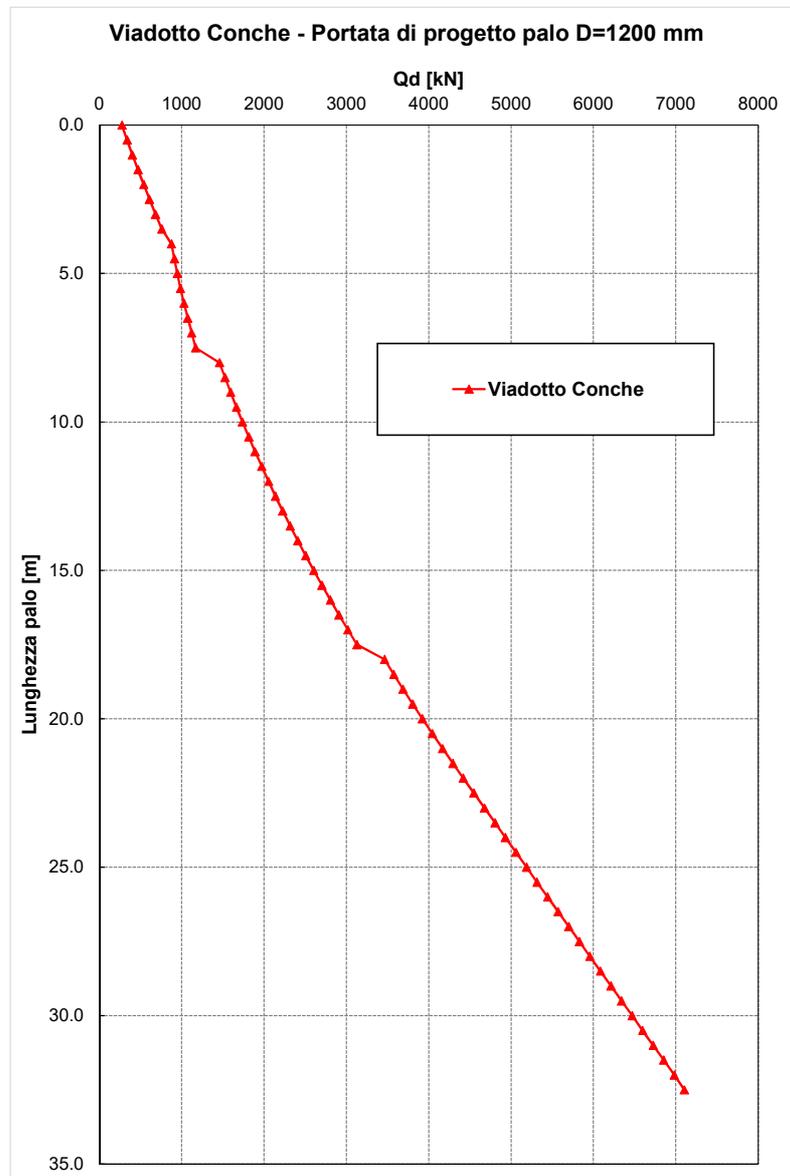


Figura 9 – Capacità portante palo D=1200 mm _SPA

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 $E_{MR} = \xi * c_u \leq E_{MR,max}$ con $\xi = 350$ e $E_{MR,max} = 120000 \text{ kN/m}^2$;
- nei terreni incoerenti: $E_{MR} = kh * z$ con $kh = 8000 \text{ kN/m}^3$ per terreni ghiaioso sabbiosi.

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

Prof. m	E kN/m ²
.00	20000.0
3.50	48000.0
3.51	52500.0
7.50	52500.0
7.51	70000.0
17.50	875000.0
17.51	120000.0
35.00	120000.0

4.3 Parametro α_m e andamento del momento lungo il palo

Per ricavare il parametro α_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 α_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;

α_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 $\alpha_m = M_o / H_o$ ed a seguire gli andamenti di taglio e momento lungo il palo. La valutazione è stata fatta con riferimento ad una lunghezza palo indicativa di 27 m e applicando un taglio a testa palo $H_o=100$ kN.

Tabella 5 – VI02 - Valori di α_m

VI02	α_m [m]
D=1200mm	-2.338

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 – VI02

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	99.99	-233.78	.651	.000	13.57
.84	87.26	-154.50	.627	.053	16.77
1.69	72.07	-87.08	.567	.087	18.98
2.53	55.73	-33.12	.486	.103	19.54
3.38	39.53	6.99	.396	.106	18.63
4.22	24.39	33.75	.309	.100	16.21
5.06	12.53	48.95	.228	.089	11.99
5.91	3.97	55.59	.159	.074	8.37
6.75	-2.15	56.24	.103	.059	5.42
8.10	-7.63	49.70	.040	.035	4.72
9.45	-12.02	35.68	.006	.016	1.41
10.80	-11.33	19.09	-.007	.004	-2.21
12.15	-7.29	6.23	-.008	-.001	-3.46
13.50	-2.72	-.55	-.005	-.002	-2.70
15.75	.45	-2.03	-.001	-.001	-.46
18.00	.37	-.76	.001	.000	.08
20.25	.16	-.14	.001	.000	.08
23.63	.00	.06	.000	.000	.02
27.00	.00	.00	.000	.000	-.02

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 ad un momento di plasticizzazione di 3925.7 kNm relativo ad un palo di diametro $D=1200\text{mm}$ ed armatura composta da $28\phi 30$.

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]	c_u [kPa] (media)	H_{lim} [kN]	H_d [kN]
Spalla	1200	27.0	332	3443.34	1605.3

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 10 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 11 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

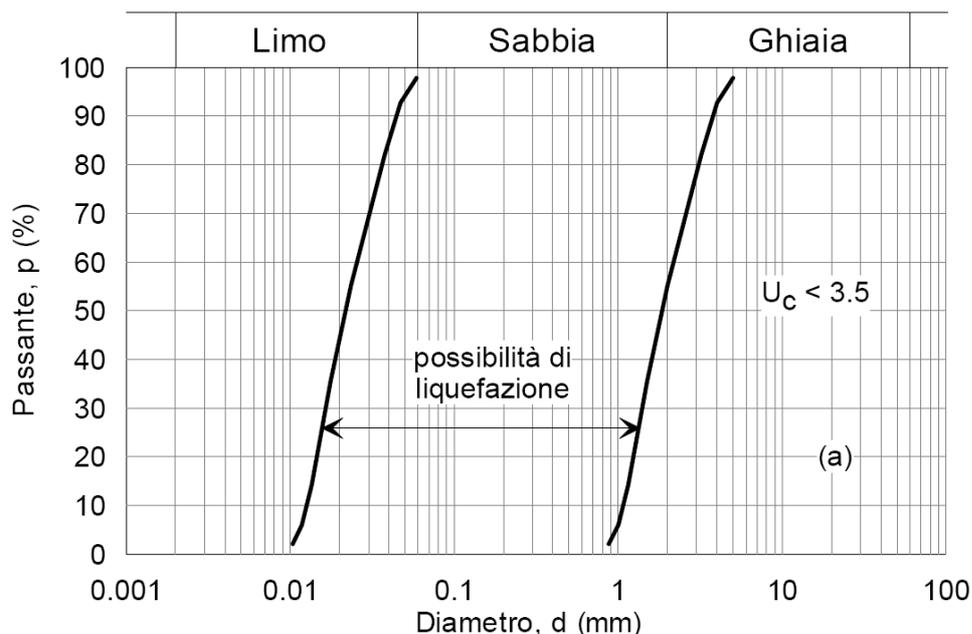


Figura 10. Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c < 3.5$

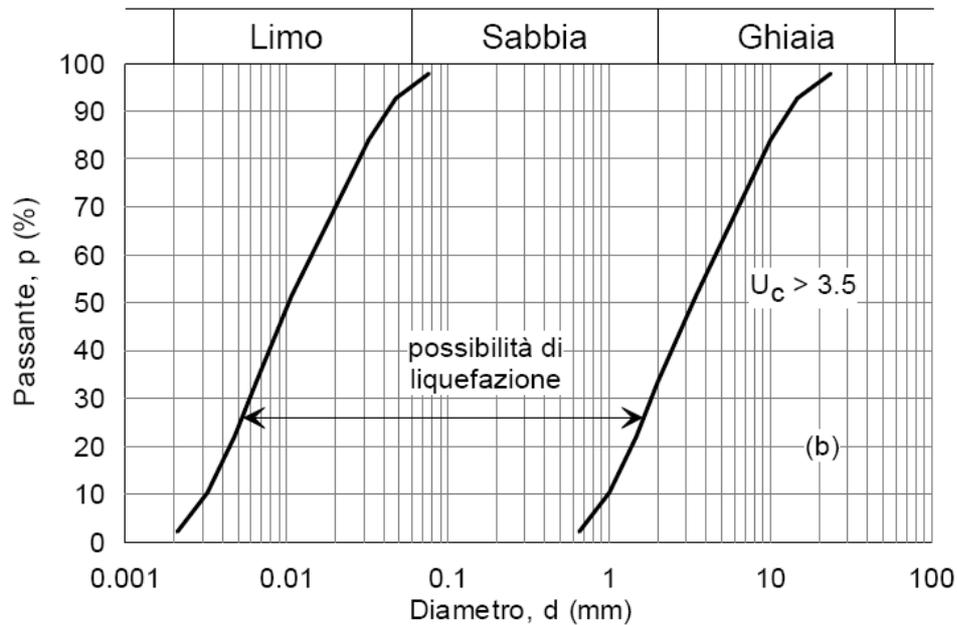


Figura 11. Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c > 3.5$

Per il sito in esame si può escludere il rischio di potenziale liquefazione in quanto i terreni di fondazione sono costituiti da alluvioni grossolane ghiaioso sabbiose ed a seguire deposito argilloso marnoso da consistente a molto duro. Inoltre da rilievo falda in fase perforazione sondaggio, il livello di acqua è a 8.7 m da p.c. e le alluvioni grossolane ghiaioso sabbiose, sotto falda, sono generalmente caratterizzate da alti valori di N_{spt} (43-47 colpi/30 cm).

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

6.1.1 Spalla A- Palo D=1200 mm

*** 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 CONCHE 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 ³
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

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"
quando la $Q_{b,i}$ ad esso attribuibile e' superiore a quella degli
strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * 1.200 = 3.60$ m
entro lo strato se quello sovrastante e' piu' debole

La base del palo deve essere situata almeno: $3.0 * 1.200 = 3.60$ m
sopra lo strato sottostante se esso e' piu' debole

La variazione di Q_b viene assunta lineare dal passaggio di strato

pag./ 3

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

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "bb" (Incoerente) da .00 a 6.00 m

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI02

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0200001	A	26 di 31

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = K * \tan(\delta) * S'v < 150.0 \text{ kPa}$$

$$K = .60 \quad \delta = 38.0 \text{ deg}$$

$$Q_b = 24.0 * S'v < 5800. \text{ kPa}$$

Strato 2 "ASP " (Coesivo) da 6.00 a 10.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \alpha * C_u < 120.0 \text{ kPa}$$

Criterio $\alpha(C_u)$ nel seguito

$$\tau > .23 * S'v$$

$$\tau < .55 * S'v$$

$$Q_b = 9.0 * C_u + S_v$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 150.0 \text{ a } 150.0 \text{ kPa}$$

Strato 3 "ASP " (Coesivo) da 10.00 a 20.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \alpha * C_u < 120.0 \text{ kPa}$$

Criterio $\alpha(C_u)$ nel seguito

$$\tau > .23 * S'v$$

$$\tau < .55 * S'v$$

$$Q_b = 9.0 * C_u + S_v < 3800. \text{ kPa}$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 200.0 \text{ a } 250.0 \text{ kPa}$$

pag./ 4

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

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 4 "ASP " (Coesivo) da 20.00 a 35.00 m

$$G_n = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad G_e = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\tau = \alpha * C_u < 120.0 \text{ kPa}$$

Criterio $\alpha(C_u)$ nel seguito

$$\tau > .23 * S'v$$

$$\tau < .55 * S'v$$

$$Q_b = 9.0 * C_u + S_v < 3800. \text{ kPa}$$

$$C_u \text{ variabile lin. da } 300.0 \text{ a } 350.0 \text{ kPa}$$

pag./ 5

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

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "bb "	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

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

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 CONCHE 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	--	.47	10.5	540.
3.00	27.0	57.0	--	.47	12.7	648.
3.50	31.5	66.5	--	.47	14.8	756.
4.00	36.0	76.0	--	.47	16.9	864.
4.50	40.5	85.5	--	.47	19.0	972.
5.00	45.0	95.0	--	.47	21.1	1080.
5.50	49.5	104.5	--	.47	23.2	1188.
6.00	54.0	114.0	--	.51	27.5	1296.
6.50	58.5	123.5	150.0	.55	32.2	1330.
7.00	63.0	133.0	150.0	.55	34.7	1363.
7.50	67.5	142.5	150.0	.55	37.1	1397.
8.00	72.0	152.0	150.0	.55	39.6	1430.
8.50	76.5	161.5	150.0	.55	42.1	1464.
9.00	81.0	171.0	150.0	.55	44.5	1497.
9.50	85.5	180.5	150.0	.55	47.0	1531.
10.00	90.0	190.0	150.0	.55	49.5	1540.
10.50	94.5	199.5	202.5	.55	52.0	1636.
11.00	99.0	209.0	205.0	.55	54.5	1733.
11.50	103.5	218.5	207.5	.55	56.9	1829.
12.00	108.0	228.0	210.0	.55	59.4	1925.
12.50	112.5	237.5	212.5	.55	61.9	2021.
13.00	117.0	247.0	215.0	.55	64.3	2118.
13.50	121.5	256.5	217.5	.55	66.8	2214.
14.00	126.0	266.0	220.0	.55	69.3	2246.
14.50	130.5	275.5	222.5	.55	71.8	2278.
15.00	135.0	285.0	225.0	.55	74.3	2310.
15.50	139.5	294.5	227.5	.55	76.7	2342.
16.00	144.0	304.0	230.0	.55	79.2	2374.
16.50	148.5	313.5	232.5	.55	81.7	2406.
17.00	153.0	323.0	235.0	.55	84.2	2438.

pag./ 7

LINEA FS FERRANDINA MATERA
VIADOTTO CONCHE 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
17.50	157.5	332.5	237.5	.55	86.6	2470.
18.00	162.0	342.0	240.0	.55	89.1	2502.
18.50	166.5	351.5	242.5	.55	91.6	2534.
19.00	171.0	361.0	245.0	.55	94.1	2566.
19.50	175.5	370.5	247.5	.55	96.5	2598.
20.00	180.0	380.0	250.0	.55	99.0	2630.
20.50	184.5	389.5	301.7	.55	101.5	2719.
21.00	189.0	399.0	303.3	.55	104.0	2808.
21.50	193.5	408.5	305.0	.55	106.4	2896.
22.00	198.0	418.0	306.7	.55	108.9	2985.
22.50	202.5	427.5	308.3	.55	111.4	3074.
23.00	207.0	437.0	310.0	.55	113.9	3163.
23.50	211.5	446.5	311.7	.55	116.3	3252.
24.00	216.0	456.0	313.3	.55	118.8	3276.
24.50	220.5	465.5	315.0	.54	120.0	3301.
25.00	225.0	475.0	316.7	.53	120.0	3325.
25.50	229.5	484.5	318.3	.52	120.0	3350.
26.00	234.0	494.0	320.0	.51	120.0	3374.
26.50	238.5	503.5	321.7	.50	120.0	3399.
27.00	243.0	513.0	323.3	.49	120.0	3423.
27.50	247.5	522.5	325.0	.48	120.0	3448.
28.00	252.0	532.0	326.7	.48	120.0	3472.
28.50	256.5	541.5	328.3	.47	120.0	3497.
29.00	261.0	551.0	330.0	.46	120.0	3521.
29.50	265.5	560.5	331.7	.45	120.0	3546.
30.00	270.0	570.0	333.3	.44	120.0	3570.
30.50	274.5	579.5	335.0	.44	120.0	3595.
31.00	279.0	589.0	336.7	.43	120.0	3619.
31.50	283.5	598.5	338.3	.42	120.0	3644.
32.00	288.0	608.0	340.0	.42	120.0	3668.

pag./ 8

LINEA FS FERRANDINA MATERA
VIADOTTO CONCHE 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
32.50	292.5	617.5	341.7	.41	120.0	3693.
33.00	297.0	627.0	343.3	.40	120.0	3717.
33.50	301.5	636.5	345.0	.40	120.0	3742.
34.00	306.0	646.0	346.7	.39	120.0	3766.
34.50	310.5	655.5	348.3	.39	120.0	3791.
35.00	315.0	665.0	350.0	.38	120.0	3800.

zz = Profondita' da piano campagna
S'v = Tensione verticale efficace

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI02

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0200001	A	29 di 31

Sv = Tensione verticale totale
Cu = Coesione non drenata
Tau = Tensione di adesione laterale limite
qb = Portata di base limite unitaria

pag./ 9

LINEA FS FERRANDINA MATERA
VIADOTTO CONCHE 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.	611.	0.	611.	274.
.50	22.	733.	3.	751.	337.
1.00	48.	855.	7.	896.	402.
1.50	78.	977.	10.	1045.	469.
2.00	111.	1099.	14.	1197.	538.
2.50	149.	1221.	17.	1354.	609.
3.00	191.	1344.	20.	1514.	683.
3.50	238.	1466.	24.	1680.	759.
4.00	295.	1504.	27.	1771.	802.
4.50	358.	1542.	31.	1869.	849.
5.00	426.	1579.	34.	1971.	898.
5.50	498.	1617.	37.	2078.	950.
6.00	575.	1655.	41.	2189.	1004.
6.50	656.	1693.	44.	2305.	1061.
7.00	743.	1731.	48.	2426.	1120.
7.50	834.	1742.	51.	2525.	1169.
8.00	929.	1851.	54.	2726.	1265.
8.50	1030.	1959.	58.	2931.	1363.
9.00	1135.	2068.	61.	3142.	1464.
9.50	1244.	2177.	64.	3357.	1567.
10.00	1359.	2286.	68.	3577.	1672.
10.50	1478.	2395.	71.	3801.	1780.
11.00	1601.	2504.	75.	4031.	1891.
11.50	1729.	2540.	78.	4192.	1971.
12.00	1862.	2576.	81.	4357.	2054.
12.50	2000.	2613.	85.	4528.	2139.
13.00	2142.	2649.	88.	4703.	2227.
13.50	2289.	2685.	92.	4883.	2317.
14.00	2441.	2721.	95.	5067.	2410.
14.50	2597.	2757.	98.	5256.	2505.

pag./ 10

LINEA FS FERRANDINA MATERA
VIADOTTO CONCHE 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
15.00	2758.	2794.	102.	5450.	2603.
15.50	2924.	2830.	105.	5648.	2703.
16.00	3094.	2866.	109.	5851.	2805.
16.50	3269.	2902.	112.	6059.	2910.
17.00	3449.	2938.	115.	6272.	3017.
17.50	3633.	2974.	119.	6489.	3127.
18.00	3822.	3075.	122.	6775.	3268.

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI02

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 0200001	A	30 di 31

18.50	4015.	3175.	126.	7065.	3412.
19.00	4214.	3276.	129.	7360.	3558.
19.50	4417.	3376.	132.	7660.	3706.
20.00	4624.	3477.	136.	7965.	3857.
20.50	4837.	3577.	139.	8274.	4010.
21.00	5053.	3677.	143.	8588.	4166.
21.50	5275.	3705.	146.	8834.	4292.
22.00	5501.	3733.	149.	9084.	4420.
22.50	5727.	3760.	153.	9335.	4548.
23.00	5953.	3788.	156.	9585.	4676.
23.50	6179.	3816.	159.	9836.	4804.
24.00	6405.	3844.	163.	10086.	4932.
24.50	6632.	3871.	166.	10337.	5060.
25.00	6858.	3899.	170.	10587.	5188.
25.50	7084.	3927.	173.	10838.	5316.
26.00	7310.	3954.	176.	11088.	5444.
26.50	7536.	3982.	180.	11339.	5572.
27.00	7763.	4010.	183.	11589.	5701.
27.50	7989.	4038.	187.	11840.	5829.
28.00	8215.	4065.	190.	12090.	5957.
28.50	8441.	4093.	193.	12341.	6085.
29.00	8667.	4121.	197.	12591.	6213.
29.50	8894.	4148.	200.	12842.	6341.

pag./ 11

LINEA FS FERRANDINA MATERA
VIADOTTO CONCHE 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
30.00	9120.	4176.	204.	13092.	6469.
30.50	9346.	4204.	207.	13343.	6597.
31.00	9572.	4232.	210.	13593.	6725.
31.50	9798.	4259.	214.	13844.	6853.
32.00	10025.	4287.	217.	14094.	6981.
32.50	10251.	4298.	221.	14328.	7102.

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 = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - Wp$

7. APPENDICE B: PARAMETRO α_M E MOMENTO LUNGO IL PALO. TABULATI DI CALCOLO LPAL

7.1.1 Spalla - $D=1200$ mm

LINEA FERRANDINA MATERA
VI CONCHE D1200

Lunghezza palo Lp = 27.00 m
 Diametro palo D = 1.20 m
 Modulo elastico palo Ep = 30000000. kPa
 Rigidezza flessionale palo EJ = 3053629. kN*m²

Definizione del modulo di reazione del terreno E

Prof. m	E kN/m ²
.00	20000.0
3.50	48000.0
3.51	52500.0
7.50	52500.0
7.51	70000.0
17.50	875000.0
17.51	120000.0
35.00	120000.0

Azioni/Spostamenti a testa palo

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

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	99.99	-233.78	.651	.000	13.57
.84	87.26	-154.50	.627	.053	16.77
1.69	72.07	-87.08	.567	.087	18.98
2.53	55.73	-33.12	.486	.103	19.54
3.38	39.53	6.99	.396	.106	18.63
4.22	24.39	33.75	.309	.100	16.21
5.06	12.53	48.95	.228	.089	11.99
5.91	3.97	55.59	.159	.074	8.37
6.75	-2.15	56.24	.103	.059	5.42
8.10	-7.63	49.70	.040	.035	4.72
9.45	-12.02	35.68	.006	.016	1.41
10.80	-11.33	19.09	-.007	.004	-2.21
12.15	-7.29	6.23	-.008	-.001	-3.46
13.50	-2.72	-.55	-.005	-.002	-2.70
15.75	.45	-2.03	-.001	-.001	-.46
18.00	.37	-.76	.001	.000	.08
20.25	.16	-.14	.001	.000	.08
23.63	.00	.06	.000	.000	.02
27.00	.00	.00	.000	.000	-.02