

COMMITTENTE:



ALTA Sorveglianza:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC VERONA - PADOVA

SUB TRATTA VERONA – VICENZA

1° SUB LOTTO VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

RELAZIONE

IV CAVALCAFERROVIA: IV05 CAVALCAFERROVIA AL Km 14+743

RELAZIONE GEOTECNICA.

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.	SCALA:
ATI bonifica Progettista integratore	Consorzio IRICAV DUE Project Manager		-
Franco Persio Bocchetto Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n°8664 – Sez. A settore Civile ed Ambientale			

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I N O D	0 0	D	I 2	R B	I V 0 5 0 X	0 0 1	B

ATI bonifica		

Progettazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	Tipo di Emissione	C.Grossi	Giugno 2015	P.Ascari	Giugno 2015	V.Pastore	Giugno 2015	
B	Per istruttoria Italferr	C.Grossi	06-08-2015	P.Ascari	06-08-2015	V.Pastore	06-08-2015	

File: IN0D00DI2RBIV050X001B	CUP: J41E9100000009	n. Elab.:
	CIG: 3320049F17	

INDICE

1	INTRODUZIONE	2
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
2.1	DOCUMENTI PROGETTUALI.....	3
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	4
2.3	BIBLIOGRAFIA TECNICA.....	4
3	BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
4	INDAGINI DISPONIBILI	7
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AREA.....	10
6	PALI.....	14
6.1	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE.....	14
6.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	14
6.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	14
6.2.1.1	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE	15
6.2.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	17
6.3	TIPI DI PALO	17
6.4	STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA.....	17
6.5	CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI.....	19
6.6	PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE	30
6.6.1	CARICO LIMITE ULTIMO PER CARICHI ORIZZONTALI	30
6.6.2	INTERAZIONE PALO TERRENO	31
6.6.3	AZIONI SUL PALO PER LE VERIFICHE STRUTTURALI SLU	32
6.6.4	SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE.....	33
7	RILEVATI DI APPROCCIO	43
7.1	DEFINIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE	43
7.2	ANALISI DI STABILITA'.....	43
7.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	43
7.2.2	VERIFICHE EFFETTUATE E RISULTATI	45
	ALLEGATO A – Tabulati di calcolo	51

1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica del Cavalcaferrovia al km 14+743.10 "Buggia" facente parte del 1° Lotto funzionale della Linea AV/AC Verona-Padova, ed in particolare del 2° lotto costruttivo Verona Montebello Vicentino.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTI PROGETTUALI

- [1] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione idrogeologica – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0002001
- [2] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geotecnica generale & addendum – 2° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005002
- [3] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geotecnica – Rilevati e trincee con opere di sostegno e sottovia - 2° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005006
- [4] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione sismica – Elaborato n° IN0D00DI2RH000000001
- [5] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Profilo geotecnico in scala 1:5000/500 – Elaborato n° IN0D00DI2F5GE0002004
- [6] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Cavalcaferrovia – Cavalcaferrovia al km 14+743 – Profilo geotecnico in scala 1:2000/1:200 del CVF – Elaborato n° IN0D00DI2F6IV0500005
- [7] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Planimetria con classificazione sismica del territorio – Elaborato da n° IN0D00DI2P4000000001 a n° IN0D00DI2P4000000004
- [8] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione stratigrafie dei sondaggi – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0000001
- [9] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione prove penetrometriche statiche – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0000002

[10] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione prove di laboratorio – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0000005

2.2 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

[11] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.

[12] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

[13] CEN [Comité Européen de Normalisation, 2003]. Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance. Document EN 1998-1, Brussels.

[14] RFI – Manuale di progettazione – Documento n° RFI-DINIC-MA-CS-00-001-C del 20 Settembre 2004.

[15] RFI – Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie – Documento n° RFI-DTC-INC-CS-SP-IFT-001-A del 21 Dicembre 2011

[16] RFI. Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili. Parte II. Sezione 5. Opere in terra e scavi. Rev. A del 30 Giugno 2014.

2.3 **BIBLIOGRAFIA TECNICA**

[17] Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985). “Piling Engineering”. Surrey University Press, Glasgow and London, Halsted Press, a division of John Wiley & Sons, New York.

[18] Berezantsev W.HG. (1965), “Design of Deep Foundations”, Proc. 6th ICSMFE, Montreal. Vol.II

[19] Berezantsev W.HG. (1970), “Calculation of the Construction Basis”, Leningrad.

[20] Boulanger, R.W., Kutter, B.L., Brandenburg, S.J., Singh, P., Chang, D. (2003) “Pile foundations in liquefied and laterally spreading ground during earthquakes: centrifuge experiments & analyses” Centre of Geotechnical Modelling, Report n° UCD/CGM-03/01, University of California Davis, USA.

- [21] Fioravante, V., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M.B. and Pedroni, S. (1995). "Load carrying capacity of large diameter bored piles in sand and gravel". Proc. 10th ARCSMFE, 2, 3-15.
- [22] Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M.B., Pedroni, S. and Salgado, R. et al (1994). "Tip displacement of drilled shafts in sands". in Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. Ed. A.T. Yeung and G.Y. Felio, ASCE, GSP40, New York, 2, 1039-1057.
- [23] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n°26+
- [24] Lancellotta R. Costanzo D. e Foti S. "Progettazione Geotecnica secondo l'Eurocodice 7 (UNI EN 1997) e le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)" Hoepli ed.
- [25] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [26] Reese L.C., O'Neill M.W. (1988) "Drilled shaft: construction procedures and design methods" Publication N.FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C..
- [27] Robertson, P.K., Seed, R.B. and Stokoe, K.H. II (2001), "Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 127, n° 10, pp.817-833.
- [28] Knappett, J.A., Madabhushi, S.P.G. (2008b) "Designing against pile tip bearing capacity failure in liquefiable soils" Proc. 2nd BGA Int. Conf. on Foundations, 2, 1237-1246.
- [29] Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2007) "SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils" 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Invited Lectures, Pitilakis, K.D. editor, Springer, Netherlands, 1-22.
- [30] Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2008) "Soil liquefaction during earthquakes" Earthquake Engineering Research Institute, MNO-12.

[31] Viggiani (1999), "Fondazioni" Hevelius Edizioni

3 BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il cavalcaferrovia in oggetto si trova nel comune di Belfiore, si sviluppa per una lunghezza complessiva di circa 175 m e permette lo scavalco della ferrovia in corrispondenza della progressiva km 14+743.10. Il piano campagna in corrispondenza del cavalca ferrovia in oggetto è circa alla +24÷+24.5 m slm.

4 INDAGINI DISPONIBILI

La Figura 1 e la Figura 2 riportano rispettivamente uno stralcio della planimetria ubicazione indagini eseguite nell'area del cavalcaferrovia in oggetto e la sezione geotecnica riportata nel dettaglio nel Doc.Rif.[6].

Le indagini qui esaminate sono riportate in Tabella 1

Tabella 1: Elenco delle indagini considerate per la progettazione geotecnica.

Progressiva (km ≈)	Sondaggio o prova CPTU (Denomin.)	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza sondaggio/CPTU (m)	Piezometro installato C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tube Aperto ⁽²⁾
14+870	CPTU33 e CPTU33bis	2014/2015	24.9	28.37	-
14+880	CPTU34 e CPTU34bis	2014/2015	24.0	27.25	-
14+880	CPTU35 e CPTU35bis	2014/2015	24.0	25.93	-
14+880	SP22	2014/2015	24.0	35.00	-
14+890	SPA23	2014/2015	24.1	20.00	TA (6m→20m)
14+940	CPTU37 e CPTU37bis	2014/2015	24.2	11.17	-

⁽¹⁾ = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande
⁽²⁾ = Tra parentesi il tratto finestrato

Nei Doc.Rif.[8], Doc.Rif.[9] e Doc.Rif.[10] sono riportati gli originali dei risultati delle indagini, nonché i risultati di dettaglio delle prove di laboratorio.

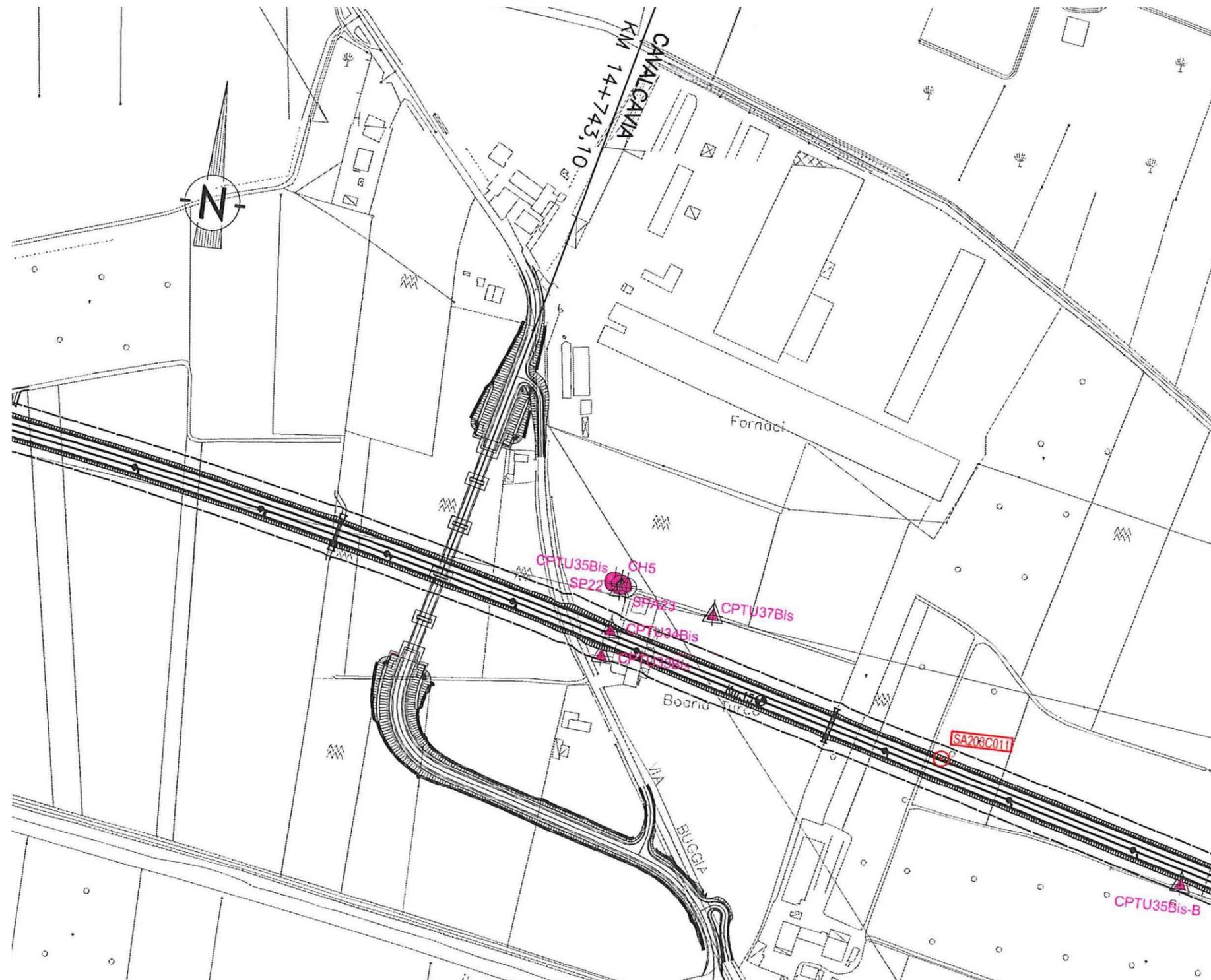


Figura 1 – Planimetria

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBIV050X001-B	Pag 10 di 76

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AREA

Per una definizione delle caratteristiche geotecniche del sito ed in particolare per la definizione dei valori dei parametri geotecnici utilizzati per il dimensionamento dei pali di fondazione delle opere del Lotto 2, si rimanda alla relazione di caratterizzazione geotecnica generale di cui al Doc.Rif.[2].

Di seguito si riporta una descrizione della situazione stratigrafica dell'area del Cavalcaferrovia in oggetto.

- Da p.c. e fino ad una profondità pari a 4.5÷5.0 m sono presenti terreni di natura limosa, debolmente argillosa. I dati penetrometrici indicano valori di resistenza alla punta q_c tipicamente dell'ordine del 1 MPa. Si nota generalmente una tendenza alla presenza di una crosta (essiccata in sommità) dell'ordine di un metro di spessore, con q_c anche fino a 1.5÷2.0 MPa, seguita da strati più teneri, sotto falda, con valori di q_c che scendono anche a 0.5÷0.7 MPa. I valori resistenza al taglio non drenata, sono riportati in Figura 3. I valori maggior sono da intendersi come riferibili alla crosta superficiale. Tipicamente i valori si decrementano con la profondità, raggiungendo il minimo alla base dello strato.
- Al di sotto di tale livello superficiale, e per uno spessore pari a circa 6 m, sono presenti ghiaie con sabbia, con valori di SPT medi compresi fra 20 e 50 colpi/30 cm.
- Al di sotto, per spessori pari a circa 6.0 m sono presenti sabbie medie fini con valori medi di q_c pari a circa 15 MPa per i primi 1.5÷2.0 m, che diventano 5 MPa a base strato.
- Dalla base di tale livello e per uno spessore di circa 6.5 m, nel sondaggio SP22 si rinviene uno strato di limo argilloso sabbioso.
- Al di sotto, e fino alla massima profondità indagata (35 m da pc), sono invece presenti sabbie medie e fini. In tale strato non sono disponibili valori di SPT.

Per quanto concerne la quota di falda in Tabella 2 si riportano le letture piezometriche eseguite in tutta l'area circostante nel periodo Novembre 2014 – Marzo 2015, esse mostrano una profondità della falda variabile tra circa 0.2÷2.0 m da p.c.. Per le considerazioni sulla falda si veda la relazione idrogeologica al Doc.Rif.[1].

Tabella 2: Lotto 2 – Letture piezometriche

Tratta AV/AC Verona Padova - 2° Lotto Costruttivo Km 10+045 - 19+159 - Campagna Indagine geologica 2014										
Progressiva	Opera	Sigla	Profondità (m)	13/11/2014	26/11/2014	17/12/2014	18/01/2015	18/02/2015	27/03/2015	
				m da p.c.						
10-231	CVF (SoN)	SFA15	20					-2.02	-1.52	
11-474.22	Fonte Illasi	SFA18						-2.62	-2.22	
11-712.74 *	Fonte Illasi	SFAA19	20		-1.14	-1.02	-1.38	-1.30	-1.32	REDOLESCENZA
					-1.12	-1.12	-1.42	-1.42	-1.50	REDOLESCENZA
12-321	Sottovia	SFA20	20	-1.50	-2.02	-1.97	-2.20	-2.11	-2.02	
12+3.02.23	Fonte sul canale	SFA20bis	20		-0.22	-0.22	-0.50	-0.42	-0.32	
12-227	CVF (SoN) *	SFA21	22	-1.20	-0.50	-0.30	-0.51	-0.52	-0.42	
14-532	CV (Bucina (SoS) *	SFA22	20		-1.32	-1.12	-1.22	-1.42	-1.22	
15-122	Sottovia	SFA24	20					-1.32	-1.22	
17-422	Sottovia	SFA25	20			-0.30	-0.22	-0.52	-0.42	
17-230	Sottovia	SFA26	20							
17-992	Sottovia	SFA27	20		-0.22	-0.52	-0.22	-0.72	-0.22	

Nell'area del cavalcavia ferroviario in oggetto, le analisi di liquefazione sulle CPT profonde, CPTU33e33bis, CPTU34e34bis e CPTU35E35bis (si vedano Figura 13÷Figura 15), evidenziano chiaramente che il banco sabbioso sotto le ghiaie, sopra descritto nella successione stratigrafica, posto circa fra i 10.5 e 16.5 m di profondità viene portato a liquefazione sotto l'azione sismica, mentre come si osserva dalle analisi, le sabbie a profondità superiori a 16.5 m da p.c. circa sviluppano sovrappressioni in seguito all'evento sismico. Vista la profondità di tale strato, nell'area in oggetto non sono stati previsti interventi di consolidamento.

La stratigrafia di calcolo considerata per il dimensionamento dei pali di fondazione è riportata al Capitolo 6, unitamente ai criteri di calcolo e alla definizione della metodologia di dimensionamento delle palificate stesse. Si fa presente che la stratigrafia di calcolo fa riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici assunti, considerando inoltre una successione stratigrafica ragionevolmente cautelativa. Nei calcoli relativi al palo singolo si è tenuto in conto degli stati potenzialmente liquefacibili nel calcolo della capacità portante,

andando ad abbattere le portate per attrito laterale e di base, come indicato in dettaglio nel capitolo 6. Per quanto riguarda invece il comportamento dei pali nei confronti dei carichi orizzontali, essendo lo strato liquefacibile ad una profondità pari a 10.5 m da p.c. e sotto uno strato di ghiaie, caratterizzato quindi da un elevato modulo di reazione orizzontale, la stratigrafia assunta è ritenuta dagli scriventi sufficientemente conservativa per gli scopi di questa fase progettuale e la presenza o meno di tale strato liquefacibile non ha conseguenze significative in termini di comportamento del palo nei confronti dei carichi orizzontali.

Per quanto concerne invece i rilevati di approccio, le verifiche di stabilità e la stratigrafia di calcolo utilizzata, si rimanda al Capitolo 7.

**Coesione non drenata da prove CPTU in accordo a Lunne T,
Roberson P.K., Powell J.J.M., (1997)**

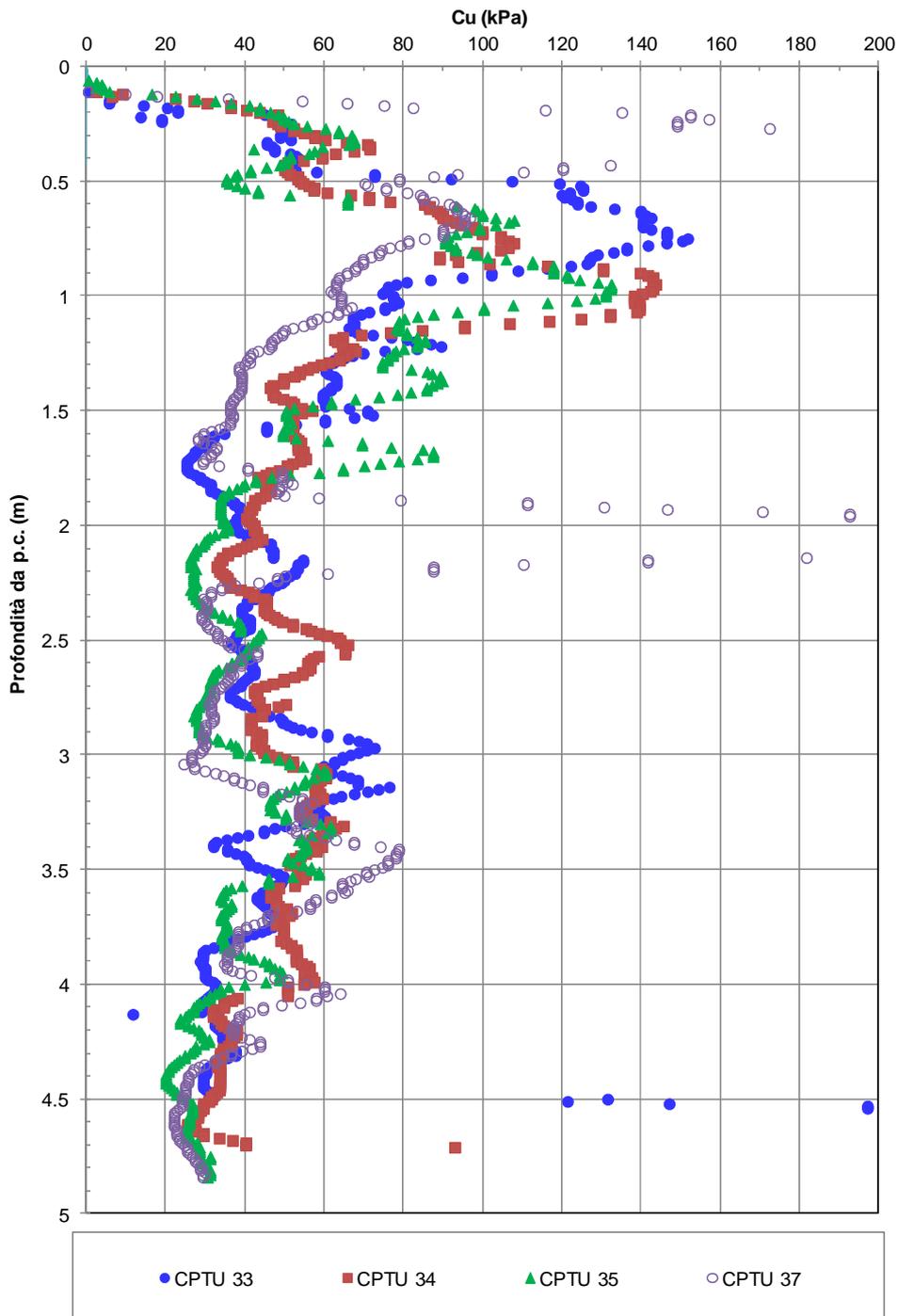


Figura 3 - Coesione non drenata calcolata da prove CPTU in accordo a Lunne T,
Roberson P.K., Powell J.J.M., 1997

6 PALI

6.1 DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

Per la definizione delle palificate di fondazione, in accordo con i progettisti strutturali, si è proceduto nel seguente modo:

1. definizione delle resistenze del palo singolo, in accordo alle NTC 2008 (Doc. Rif. [11]). Il dettaglio di tale calcolo si riporta al punto 6.5;
2. verifica della palificata, da parte del progettista strutturale utilizzando le combinazioni di carico di Normativa, e ricavando il carico sui pali della palificata facendo riferimento al programma PIGLET, GROUP (o simile), tenendo quindi conto dell'effetto penalizzante del gruppo di pali.
3. Definizione della lunghezza del palo facendo riferimento al palo più caricato (usualmente il palo di spigolo), e verifiche strutturali delle armature, sempre con riferimento al palo più caricato.

Considerando anche le modalità di calcolo della resistenza del palo singolo qui riportate, si ritiene che tale approccio sia, nel suo complesso, da considerarsi cautelativo. Il progetto di dettaglio delle palificate verrà redatto in sede di Progetto Esecutivo, sulla base di una più dettagliata campagna di indagine.

6.2 PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

6.2.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In accordo alla normativa nazionale NTC2008 (Doc. Rif. [11]) per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [11]})$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare. Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto E_d tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par. 6.2.3.1 del Doc. Rif. [11]).

6.2.1.1 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE

In accordo a quanto definito nel Par. 6.4.3.1 delle NTC2008 (Doc. Rif. [11]), per fondazioni su pali, devono essere prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

- stabilità globale;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

SLU di tipo strutturale (STRU), relative a condizioni di:

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Tutte le verifiche (GEO/STRU) di cui sopra, devono essere svolte considerando almeno uno dei seguenti approcci (Par. 6.4.3.1 delle NTC 2008):

Approccio 1 (DA1):

Combinazione 1 (C1): A1 + M1 + R1

Combinazione 2 (C2): A2 + M1 + R2

Approccio 2 (DA2):

Combinazione 1: A1 + M1 + R3

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, e Tab. 6.4.II delle NTC 2008 (Doc. Rif. [11]) e per comodità riportati rispettivamente nella Tabella 3 e Tabella 4 del presente documento.

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2008, Doc.Rif.[11], deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla Tabella 3.

In condizioni sismiche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 7.11. delle NTC2008, Doc.Rif.[11], tutti i coefficienti sulle azioni A1 e A2 sono posti pari a 1 (par.7.11.1).

Le raccomandazioni per la progettazione delle fondazioni profonde riportate nel presente documento sono basate sull'Approccio 1 (DA1) delle NTC 2008 (Doc. Rif. [11], vedi anche Doc. Rif.[12]).

Tabella 3: Tab. 6.2.I, NTC 2008 (Doc.Rif.[11])

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_E (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 4: Tab. 6.4.II, NTC 2008 (Doc.Rif.[11])

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

6.2.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per quanto riguarda lo stato limite di servizio (SLE), deve essere verificato che gli effetti attesi delle azioni caratteristiche (cedimenti, rotazioni, vibrazioni) sulle strutture proposte (o quelli indotti, se il caso, sulle strutture adiacenti) siano inferiori al massimo di quelli consentiti. Le analisi dovranno essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità.

6.3 TIPI DI PALO

Considerando i costi e la facilità di costruzione, le condizioni geologiche e idrogeologiche del sito, è stato considerato l'impiego di pali trivellati in calcestruzzo armato, gettati in opera.

In questa relazione, è stata determinata la capacità portante del singolo palo per tre differenti diametri $D = 1000$ mm, $D = 1200$ mm, $D = 1500$ mm.

Nello schema di calcolo la testa palo è posta a 2.5 m dal piano campagna.

6.4 STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA

Sulla base dei dati di indagine disponibili lungo lo sviluppo dell'opera e sulla base di quanto detto al Capitolo 5, di seguito si riportano la stratigrafia di calcolo ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni considerati. Si

ribadisce che tali valori fanno riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici ricavati dai risultati delle indagini disponibili.

Tabella 5: Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo.

	Da	a	γ	ϕ'_k	c'_k	C_{Uk}	δ	$q_{b,ult}$	k_H
	(m p.c.)	(m p.c.)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	kN/m ³
Limo argilloso	0.0	4.5	18.5	-	-	50	-	$9 \cdot C_{Uk}$	-
Ghiaie sabbiose	4.5	10.5	18.5	38	0	-	38	3500	15000
Sabbia ⁽¹⁾	10.5	12.0	18.5	34	0	-	34	450	12000
Sabbia ⁽¹⁾	12.0	16.5	18.5	34	0	-	34	108	12000
Limo argilloso	16.5	23.0	18.5	-	-	100	-	$9 \cdot C_{Uk}$	-
Sabbia ⁽²⁾	23.0	26.0	18.5	34	0	-	34	2075 ⁽²⁾	12000
Sabbia ⁽²⁾	26.0	28.0	18.5	34	0	-	34	2225 ⁽²⁾	
Sabbia	Da 28.0 in poi		18.5	34	0	-	34	3000	12000

⁽¹⁾ Strato liquefacibile ($r_u=1$), i valori di $q_{b,ult}$ per tale strato sono calcolati come indicato al paragrafo 6.5

⁽²⁾ Strato $r_u < 1$, nel caso specifico è stato considerato:
 $r_u=0.3$ da 23.0 a 26.0 m da p.c.;
 $r_u=0.2$ da 26.0 a 28.0 m da p.c.;
i valori di $q_{b,ult}$ per tale strato sono abbattuti come indicato al paragrafo 6.5 partendo da un valore caratteristico pari ai 2500 kPa.
 $r_u = \Delta u / \sigma_{v0}' =$ rapporto di sovrappressione interstiziale (si veda paragrafo 6.5)

con:

γ = peso di volume naturale;

ϕ'_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito;

c'_k = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate;

C_{Uk} = valore caratteristico della coesione non drenata;

δ = valore caratteristico dell'angolo d'attrito tra palo e terreno;

$q_{b,ult}$ = valore assunto per la resistenza ultima di base in accordo a quanto indicato al paragrafo 6.5;

k_H = valore assunto per l'incremento del modulo di reazione orizzontale con la profondità per i materiali sabbioso-ghiaiosi.

Nelle analisi l'altezza di falda è stata considerata coincidente con il p.c. (si veda relazione idrogeologica Doc.Rif.[1]).

6.5 CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI

In conformità con la normativa NTC2008 (Doc. Rif.[11]), la resistenza geotecnica di progetto del palo soggetto a carichi di compressione $R_{c,d}$ e di trazione $R_{t,d}$ è stata ottenuta partendo dal valore di resistenza caratteristico a compressione $R_{c,k}$ e a trazione $R_{t,k}$, applicando i coefficienti parziali indicati nella Tab. 6.4.II del Doc. Rif.[11] (Tabella 4 del presente documento).

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_{R2}}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{R2}}$$

In particolare, per i pali trivellati in calcestruzzo gettati opera:

$\gamma_{R2} = 1.45$ per la resistenza laterale in compressione;

$\gamma_{R2} = 1.6$ per la resistenza laterale in trazione;

$\gamma_{R2} = 1.7$ per la resistenza di base.

I valori caratteristici a compressione del palo $R_{c,k}$ e a trazione $R_{t,k}$, sono ottenuti applicando i fattori di correlazioni ξ_3 e ξ_4 (si veda Tab. 6.4.IV del Doc. Rif.[11], Tabella 6 nel presente documento) alla resistenza a compressione $R_{c,cal}$ e a trazione $R_{t,cal}$ calcolati partendo dai risultati delle indagini geotecniche. In particolare:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t;cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

I valori di ξ_3 e ξ_4 da utilizzare nelle analisi sono funzione dal numero di sondaggi indipendenti che sono stati considerati per valutare la resistenza del palo per ogni area omogenea o struttura.

Per l'opera in questione si è scelto di considerare, come riportato al Capitolo 5, una stratigrafia di calcolo che fa riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici, considerando una successione stratigrafica ragionevolmente cautelativa. Si è quindi ritenuto che il valore di resistenza di calcolo così ottenuto rappresenti un minimo fra quelli possibili. Si è ritenuto di utilizzare un coefficiente pari a $\xi_4=1.55$.

Tabella 6: Tab. 6.4.IV, NTC 2008 (Doc.Rif.[11])

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Le resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ sono state determinate sulla base delle seguenti relazioni:

$$R_{c,cal} = Q_{c,ult} = Q_{ult,lat} + Q_{ult,base}$$

$$R_{t,cal} = Q_{t,ult} = Q_{ult,lat}$$

con:

$Q_{c,ult}$ = resistenza alla base ultima del singolo palo in compressione;

$Q_{t,ult}$ = resistenza alla base ultima del singolo palo in trazione;

$Q_{ult,shaft}$ = resistenza laterale ultima;

$Q_{ult,base}$ = resistenza alla base ultima.

Per i **terreni non liquefacibili** la resistenza ultima laterale e di base sono state valutate come segue:

- Calcolo della resistenza laterale ultima τ_{lim}

Terreni coesivi

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot C_{uk} \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

α = coefficiente ricavato sulla base di quanto riportato in Figura 4;

C_{uk} = resistenza a taglio non drenata come riportato in Tabella 5.

Terreni sabbiosi

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = k \cdot \tan \delta \cdot \sigma'_{v0} \leq \tau_{us,max} \text{ kPa}$$

dove:

k = coefficiente di spinta laterale, considerato pari a 0.7 per i pali trivellati;

δ = angolo d'attrito tra palo e terreno come riportato in Tabella 5;

σ'_{v0} = tensione verticale alla quota di riferimento.

I valori massimi di $\tau_{us,max}$ sono stabiliti in accordo alle indicazioni di Reese & Wright [1977] (vedi anche Gwizdala [1984]) nel caso di pali trivellati a fango, sulla base delle seguenti espressioni:

$$\tau_{us,max} = 3 \cdot NSPT \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} \leq 53 \text{ colpi/30 cm}$$

$$\tau_{us,max} = 142 + 0.32 \cdot NSPT \text{ kPa} \quad \text{per } N_{SPT} > 53 \text{ colpi/30 cm}$$

Per comodità di calcolo, e laddove $NSPT \geq 50$ per il tratto di interesse, si porrà:

$$\tau_{us,max} = 150 \text{ kPa}$$

- Calcolo della resistenza ultima di base $q_{b,ult}$:

Terreni coesivi

$$q_{b,ult} \text{ (kPa)} = 9 \cdot Cu_k$$

Terreni sabbiosi

Il valore di $q_{b,ult}$ è stato stabilito considerando un rapporto fra il cedimento della base del palo ed il diametro del palo pari al 10%

Quando disponibili dati penetrometrici, si è considerato (Fioravante et al. (1995) e Ghionna et al. (1994) Lancellotta et al. (2011))

$$q_{bcr, 0.1} \cong 0.15 \div 0.18 q_c$$

Quando disponibili dati SPT, si sono utilizzate le indicazioni di Reese e O'Neill, 1988, Fioravante et al., 1995:

$$q_{bcr, 0.1} = 75 NSPT < 4000 \text{ kPa}$$

Tali dati sono in ottimo accordo con le indicazioni di Berezantzev (1965), e riportate da AGI, 1984.

I valori assunti nel calcolo per i diversi strati sono riportati nella Tabella 5.

Per i **terreni liquefacibili** di tipo sabbioso, la perdita temporanea di capacità portante assiale dei pali è stata valutata riducendo le portate di attrito laterale unitarie (τ_{lim}) e le portate di base unitarie ($q_{gross,lim}$). Nel caso specifico la riduzione delle resistenze laterali e di base è stata valutata in accordo ai seguenti criteri e equazioni (Boulanger et al., 2003; Doc.Rif.[20] e Knappett & Madabhushi, 2008b, Doc.Rif.[28]):

- Strati dove $r_u = 1$

$$\tau_{lim,RIE} = s_{ur}$$

$$q_{gross,lim,RIE} = 9 \cdot s_{ur}$$

dove:

$r_u = \Delta u / \sigma'_{v0}$ = rapporto di sovrappressione interstiziale determinato in accordo a quanto descritto nel Doc.Rif.[4].

L'andamento di r_u con la profondità è riportato nelle analisi di liquefazione (si vedano Figura 13÷Figura 15).

s_{ur} = resistenza non drenata dei materiali per le analisi di liquefazione, calcolata sulla base di quanto indicato da [Idriss & Boulanger, 2007](#) , Doc.Rif.[29].

- Strati dove $r_u < 1$

$$\tau_{lim,RIE} = \tau_{lim} \cdot (1 - r_u)$$

$$q_{gross,lim,RIE} = q_{b,ult} \cdot (1 - r_u)^{\frac{3 - \sin \varphi'}{3 \cdot (1 + \sin \varphi')}}$$

dove:

$$\tau_{lim} \text{ (kPa)} = k \cdot \tan \delta \cdot \sigma'_{v0} \leq \tau_{us,max} \text{ kPa}$$

$\tau_{us,max}$ e $q_{b,ult}$ in accordo a quanto sopra riportato per i terreni non liquefacibili

I valori assunti nel calcolo per i diversi strati sono riportati nella Tabella 5.

Nei terreni stratificati, come quelli dell'area in oggetto, costituiti da alternanze di strati coesivi e di sabbie o ghiaie, la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi è stata

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBIV050X001-B	Pag 23 di 76

abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura 5.

Le stime delle resistenze geotecniche di progetto dei pali soggetti a carichi verticali a compressione $R_{c,d}$ e trazione $R_{t,d}$ sono riportate in Figura 6 e Figura 7. In Tabella 7, Tabella 8 e Tabella 9 per entrambe le combinazioni, sono riportati i valori numerici delle resistenze di progetto $R_{c,d}$ e $R_{t,d}$. Nell' Allegato A sono forniti i tabulati di calcolo che riportano i valori della portata laterale ultima e della portata di base, ricavati in accordo ai criteri esplicitati nei paragrafi precedenti, utilizzati per la determinazione delle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$.

Si ricorda che, in accordo a quanto riportato al paragrafo 6.2.1.1, i valori rappresentati considerano anche il peso del palo. Nella condizione di resistenza a compressione è stato assunto come carico permanente sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente favorevole.

Si ricorda che le resistenze di progetto consigliate dovranno essere confrontate con i carichi di progetto a testa pali (considerando i coefficienti parziali γ_A sulle azioni caratteristiche).

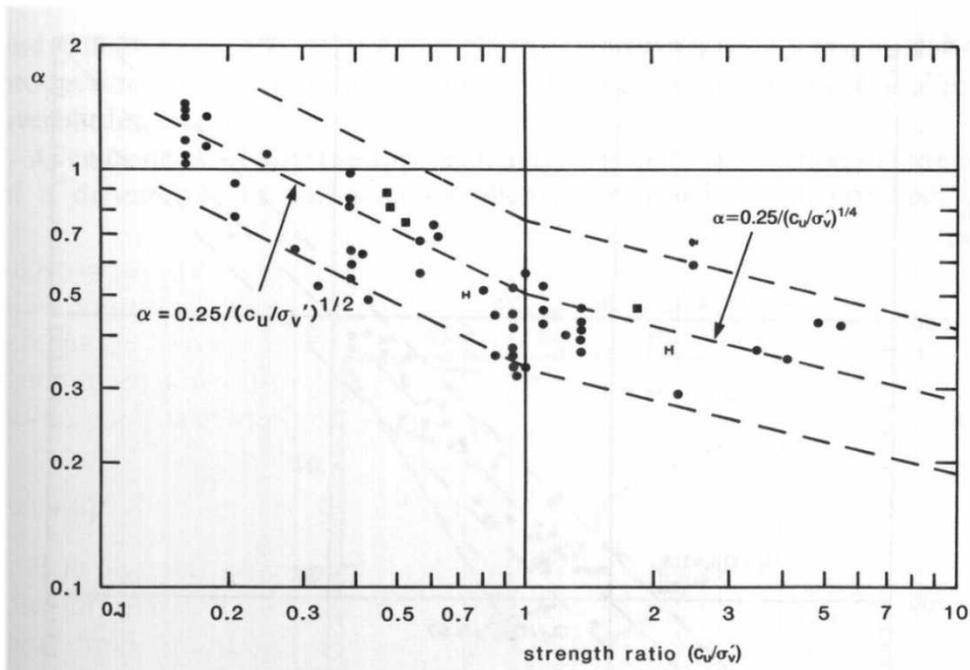


Figura 4 – Valore di α in funzione del rapporto c_u/σ'_v (da Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985))

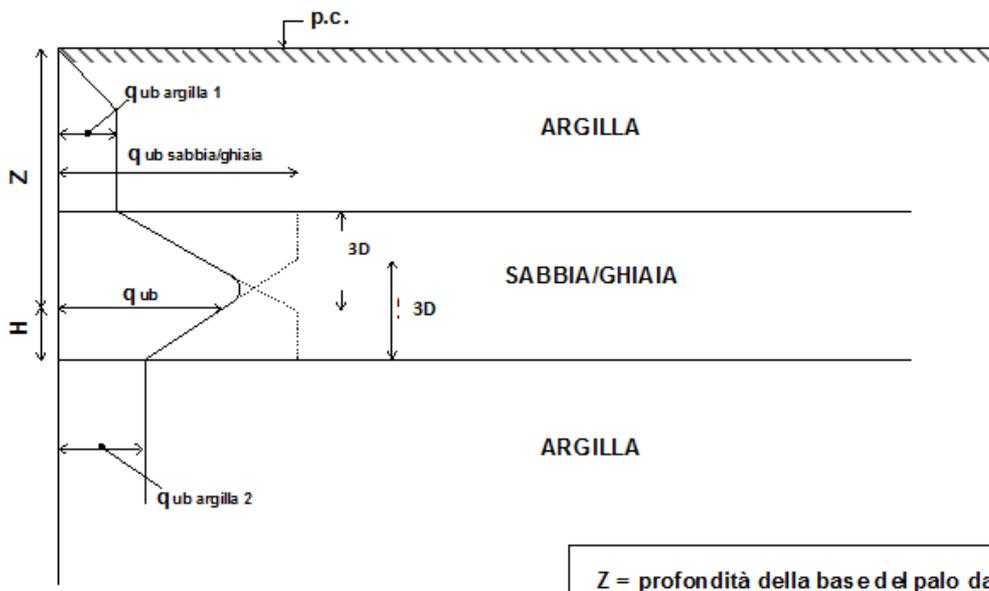


Figura 5 - Criterio di valutazione della pressione ultima di base (q_{ub}) in terreni stratificati

Tabella 7: Resistenza di progetto palo singolo Approccio 1 , Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M1+R2) –Diametro palo D=1000 mm

L palo (kN)	Approccio 1 Combinazione 1 STRU (A1+M1+R1)		Approccio 1 Combinazione 2 GEO (A2+M1+R2)	
	R _d , compressione (kN)	R _d , trazione (kN)	R _d , compressione (kN)	R _d , trazione (kN)
20	1630	1420	1066	976
21	1840	1539	1201	1055
22	2202	1704	1430	1162
23	2563	1869	1658	1270
24	2845	2039	1840	1381
25	3057	2226	1984	1502
26	3358	2422	2180	1628
27	3717	2646	2414	1773
28	4083	2876	2653	1921
29	4385	3106	2853	2070
30	4621	3337	3016	2218
31	4857	3568	3178	2367
32	5093	3798	3340	2515
33	5329	4029	3502	2664
34	5565	4260	3665	2813
35	5801	4490	3827	2961
36	6037	4721	3989	3110
37	6273	4952	4151	3258
38	6509	5182	4314	3407
39	6746	5413	4476	3556
40	6982	5644	4638	3704
41	7218	5874	4800	3853
42	7454	6105	4962	4001
43	7690	6336	5125	4150
44	7926	6567	5287	4298
45	8162	6797	5449	4447
46	8398	7028	5611	4596
47	8634	7259	5774	4744
48	8870	7489	5936	4893
49	9106	7720	6098	5041
50	9342	7951	6260	5190

dove
 R_d,compressione = Resistenza di design in compressione
 R_d, trazione = Resistenza di design a trazione

Tabella 8: Resistenza di progetto palo singolo Approccio 1 , Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M1+R2) –Diametro palo D=1200 mm

L palo (kN)	Approccio 1 Combinazione 1 STRU (A1+M1+R1)		Approccio 1 Combinazione 2 GEO (A2+M1+R2)	
	R _d , compressione (kN)	R _d , trazione (kN)	R _d , compressione (kN)	R _d , trazione (kN)
20	2031	1761	1318	1228
21	2282	1906	1478	1325
22	2714	2107	1751	1457
23	3146	2308	2024	1589
24	3625	2515	2325	1725
25	3878	2742	2496	1873
26	4255	2979	2741	2028
27	4685	3251	3020	2204
28	5122	3530	3305	2384
29	5561	3810	3591	2565
30	5858	4089	3794	2747
31	6140	4369	3987	2928
32	6422	4649	4180	3109
33	6703	4928	4374	3290
34	6985	5208	4567	3471
35	7266	5487	4761	3652
36	7548	5767	4954	3833
37	7829	6047	5147	4015
38	8111	6326	5341	4196
39	8392	6606	5534	4377
40	8674	6886	5727	4558
41	8956	7165	5921	4739
42	9237	7445	6114	4920
43	9519	7725	6307	5101
44	9800	8004	6501	5283
45	10082	8284	6694	5464
46	10364	8564	6888	5645
47	10645	8843	7081	5826
48	10927	9123	7274	6007
49	11208	9402	7468	6188
50	11490	9682	7661	6369

dove

 R_d,compressione = Resistenza di design in compressione

 R_d, trazione = Resistenza di design a trazione

Tabella 9: Resistenza di progetto palo singolo Approccio 1 , Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M1+R2) –Diametro palo D=1500 mm

L palo (kN)	Approccio 1 Combinazione 1 STRU (A1+M1+R1)		Approccio 1 Combinazione 2 GEO (A2+M1+R2)	
	R _d , compressione (kN)	R _d , trazione (kN)	R _d , compressione (kN)	R _d , trazione (kN)
20	2679	2307	1718	1641
21	2990	2494	1916	1767
22	3527	2750	2255	1938
23	4064	3007	2594	2108
24	4927	3271	3125	2283
25	5240	3560	3336	2474
26	5742	3862	3660	2672
27	6276	4207	4007	2898
28	6820	4561	4361	3129
29	7365	4916	4716	3361
30	7911	5271	5070	3592
31	8259	5626	5309	3824
32	8608	5980	5549	4056
33	8957	6335	5788	4288
34	9305	6690	6027	4519
35	9654	7045	6266	4751
36	10003	7400	6506	4983
37	10352	7755	6745	5214
38	10700	8109	6984	5446
39	11049	8464	7223	5678
40	11398	8819	7463	5910
41	11747	9174	7702	6141
42	12096	9529	7941	6373
43	12444	9884	8180	6605
44	12793	10239	8420	6836
45	13142	10593	8659	7068
46	13491	10948	8898	7300
47	13839	11303	9137	7532
48	14188	11658	9376	7763
49	14537	12013	9616	7995
50	14885	12368	9855	8227

dove
 R_d,compressione = Resistenza di design in compressione
 R_d, trazione = Resistenza di design a trazione

CVF al km 14+743
Resistenza di progetto (R_d) del palo singolo
PALO TRIVELLATO
Approccio 1 - Combinazione 1 - STRU (A1+M1+R1)

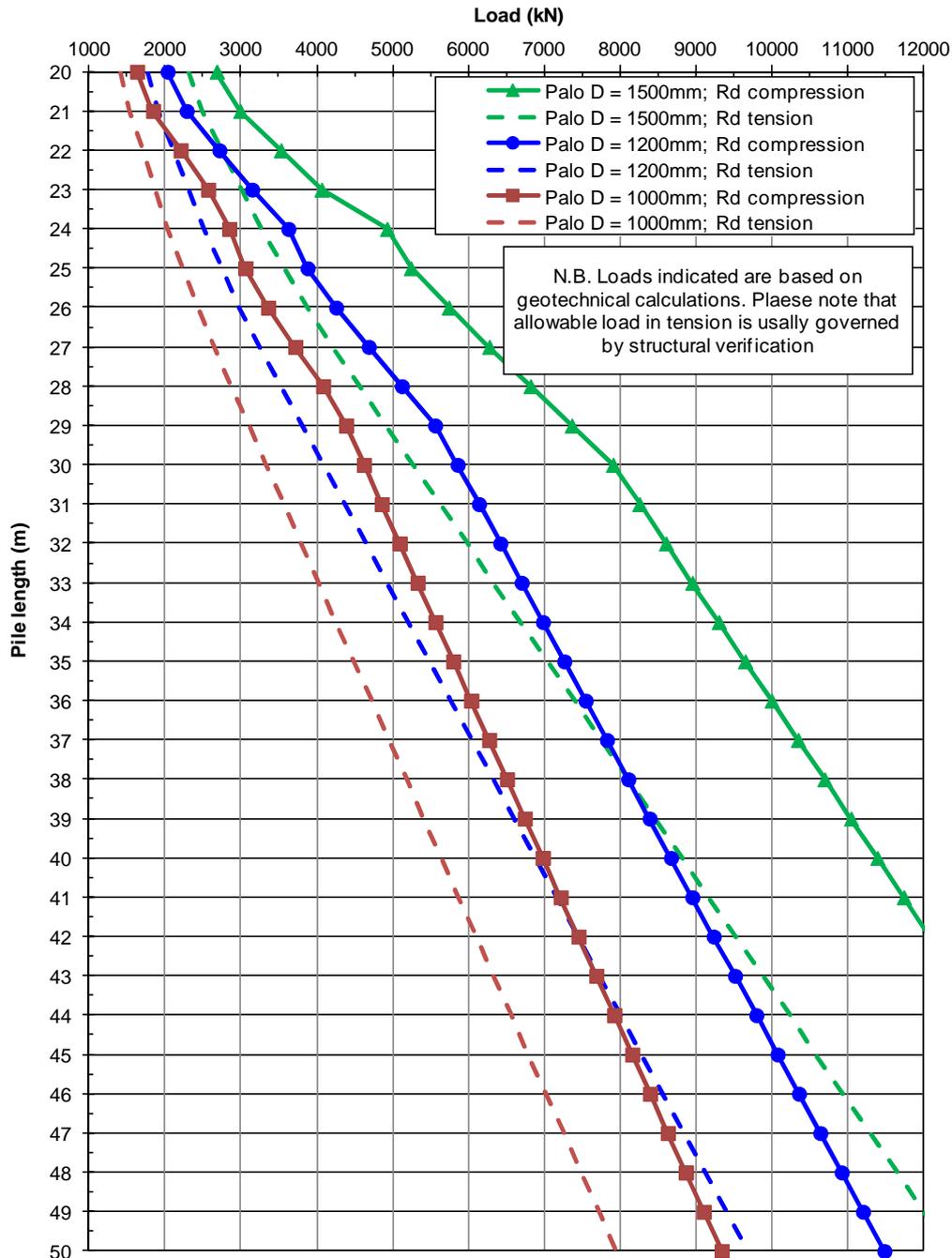


Figura 6: DA1-C1: Resistenza di progetto

CVF al km 14+743
Resistenza di progetto (R_d) del palo singolo
PALO TRIVELLATO
Approccio 1 - Combinazione 2 - GEO (A2+M1+R2)

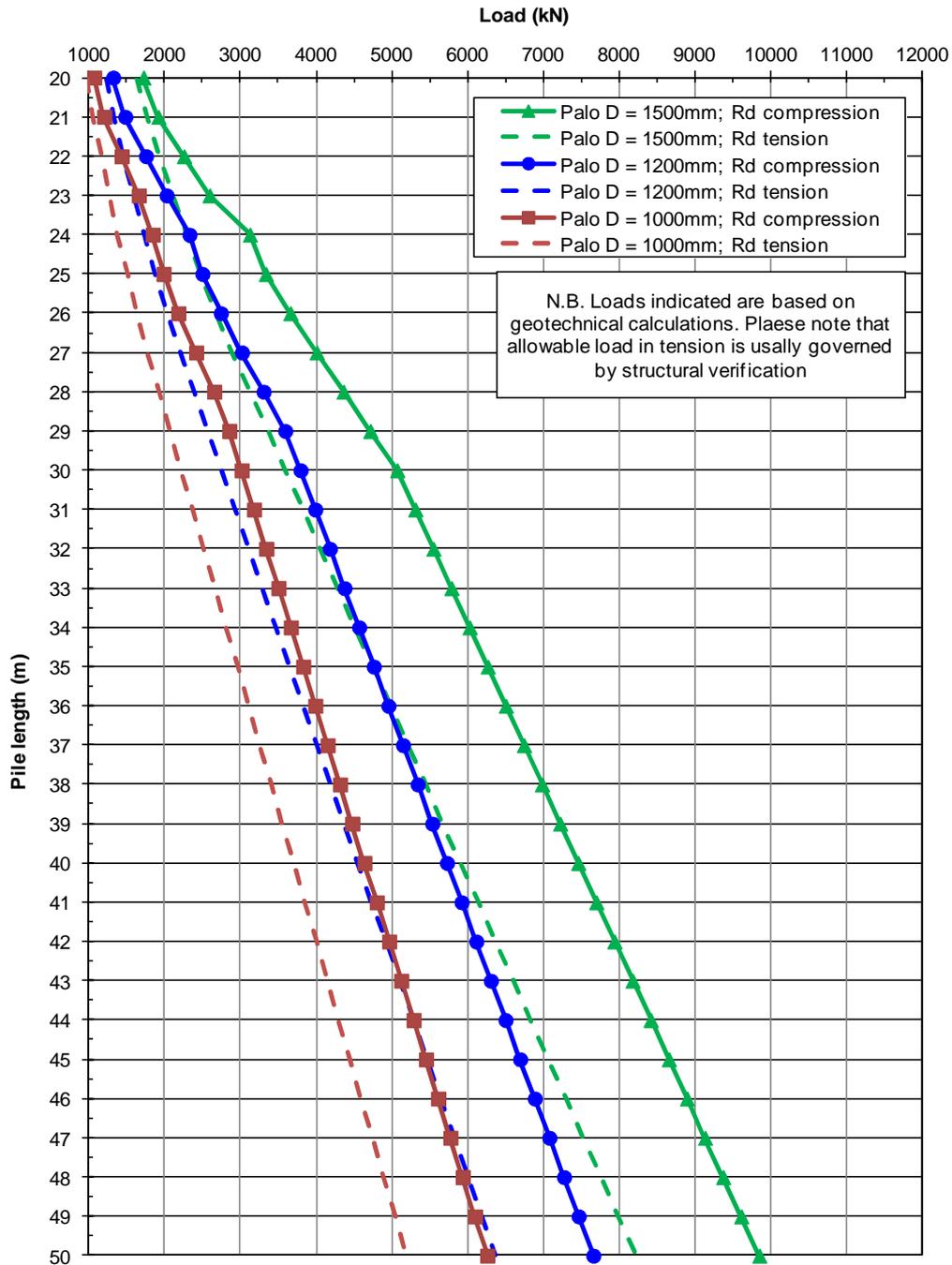


Figura 7: DA1-C2: Resistenza di progetto

6.6 PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE

6.6.1 CARICO LIMITE ULTIMO PER CARICHI ORIZZONTALI

In accordo alle indicazioni di letteratura (si veda ad esempio Viggiani (1999)) un palo si comporta come rigido quando $L/T < 2$, flessibile quando $L/T > 4$, essendo L la lunghezza del palo e T la sua lunghezza elastica, definita come:

$$T = \left(\frac{E_p J}{n_h} \right)^{0.2}$$

Essendo

E_p modulo di Young del palo

J = momento di inerzia del palo

n_h = parametro che tiene conto della rigidità orizzontale del terreno.

I valori di T sono calcolati nel paragrafo seguente.

Per le strutture esaminate nel presente progetto, i valori di T sono tipicamente, per pali del 1500, dell'ordine di 3-3.5m.

Le lunghezze attese del palo sono tali quindi per cui il rapporto L/T è tipicamente dell'ordine di 10, e pertanto il palo si comporta come flessibile. Gli stessi valori sono tipici anche dei pali del 1200. Non sono quindi possibili traslazioni orizzontali rigide dell'intero corpo della palificata. Si segnala comunque che le traslazioni orizzontali calcolate della testa del palo sono dell'ordine di qualche millimetro, e quindi ben lontane (di circa tre ordini di grandezza) da quelle che mobilitano la resistenza ultima del terreno nelle condizioni in esame.

Pertanto, la rottura della palificata per carichi orizzontali può avvenire solo nel caso del raggiungimento della condizione di cerniera plastica in testa, ed è quindi limitata dalle verifiche strutturali.

Pertanto, in accordo a quanto previsto dalle NTC 2008, al punto 6.4.3.1, la verifica geotecnica non viene ritenuta pertinente al caso in questione, e quindi non è stata condotta.

6.6.2 INTERAZIONE PALO TERRENO

Lo studio dell'interazione palo-terreno sotto carichi orizzontali è stata condotta in accordo all'approccio proposto da Matlock e Reese (1960), basato sul modello di Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione del terreno E_s . E_s non è un parametro del terreno e non può essere direttamente correlato con il modulo di Young, dato che è un parametro di interazione terreno-struttura. In particolare, per le analisi sono stati adottati i seguenti parametri e la seguente relazione (Elson, 1984):

Terreni a grana fine

$$E_h = 400 \cdot c_u \quad (\text{FL}^{-2})$$

c_u = coesione non drenata,

Terreni a grana grossa (materiale di riempimento)

$$E_h = k_h \cdot z \quad (\text{FL}^{-2})$$

dove:

E_h = modulo di reazione orizzontale del terreno a specifiche profondità;

z = profondità da piano finito;

k_h = incremento del modulo di reazione orizzontale con la profondità come riportato in Tabella 5.

La rigidità del palo è stata tenuta in conto considerando un modulo del calcestruzzo del palo pari a 25000 MPa.

Il calcolo è stato eseguito considerando una lunghezza di palo pari a 35 m. Tuttavia considerato che il comportamento del palo soggetto a carichi orizzontali dipende solamente dalle caratteristiche degli strati di terreno fino a profondità pari a 10÷12 volte il diametro del palo stesso, i risultati possono essere estesi a lunghezze di palo maggiori di quelle analizzate.

Nelle analisi la connessione della testa palo alla fondazione è stata considerata a “testa incastrata”.

6.6.3 AZIONI SUL PALO PER LE VARIFICHE STRUTTURALI SLU

Per la condizione, “testa incastrata”, sono stati calcolato lungo il fusto del palo il momento adimensionale M_{ad} ed il taglio adimensionale F_{ad} .

Le relazioni utilizzate sono le seguenti

$$F = A_v * F_{0,d} + \frac{B_v * M_{0,d}}{T}$$

azione di taglio:

$$M = A_m * F_{0,d} * T + B_m * M_{0,d}$$

momento flettente

essendo:

$M_{0,d}$, $F_{0,d}$ = momento flettente e taglio a testa palo

α = rapporto tra momento e taglio a testa palo

T = lunghezza elastica del palo, legata alla rigidezza flessionale del palo e al modulo di reazione orizzontale del palo secondo la seguente relazione

$$T = \left(\frac{EJ}{E_{s,0}} \right)^{0.25}$$

A_y , B_y , A_s , B_s , A_v , B_v , A_m , B_m coefficienti adimensionali legati alle caratteristiche del terreno, del palo;

EJ = rigidezza flessionale del palo.

La stratigrafia di calcolo è riportata in Tabella 5.

In Figura 8 e Figura 9 si riportano gli andamenti per profondità crescenti a partire dalla testa del palo in termini di momento adimensionale $M_{ad} = M_d / M_{0,d}$ e taglio adimensionale $F_{ad} = F$ per condizioni di “testa incastrata”.

Gli stessi risultati, insieme al valore di $\alpha = M_0/F_0$ sono riportati in Tabella 10, Tabella 11 e Tabella 12. In Tabella 13, Tabella 14 e Tabella 15 si riportano i coefficienti adimensionali legati alle caratteristiche del terreno, del palo e la lunghezza elastica T .

Il momento flettente di progetto sulla sezione del palo a specifiche profondità dovrà essere valutato come segue:

$$M_d = M_{ad} \cdot M_{0,d}$$

dove:

$M_{0,d}$ = momento flettente di progetto a testa palo, opportunamente fattorizzato in accordo alla combinazione DA1-C1 per verifiche strutturali SLU.

Inoltre, per la condizione “testa incastrata”, il momento flettente a testa palo può essere calcolato come segue:

$$M_{0,d} = - \alpha \cdot F_{0,d}$$

dove:

$F_{0,d}$ = azione di taglio di progetto, opportunamente fattorizzata in accordo alla combinazione DA1-C1 per verifiche strutturali SLU.

6.6.4 SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE

Lo spostamento orizzontale a testa palo è riportato in Figura 10 e viene calcolato come segue:

$$d = A_y F_{0,k} T^3/EJ + B_y M_{0,k} T^2/EJ$$

dove:

A_y, B_y = coefficienti adimensionali di flessibilità a testa palo (vedi Tabella 13, Tabella 14 e Tabella 15);

EJ = rigidezza flessionale del palo;

T = lunghezza elastica del palo, legata alla rigidezza flessionale del palo e al modulo di reazione orizzontale del palo (vedi Tabella 13, Tabella 14 e Tabella 15);

$F_{0,k}$ = valore di progetto dell’azione di taglio a testa palo (per verifiche SLE);

$M_{0,k}$ = valore di progetto del momento flettente a testa palo (per verifiche SLE).

Per condizioni di “testa incastrata” $M_{0,k} = \alpha \cdot M_{0,k}$, con α riportati nella Tabella 10, Tabella 11 e Tabella 12.

Tabella 10: D = 1000 mm – Momento flettente e del taglio normalizzati – Testa palo incastrata

Z (m)	M/M ₀ (-)	F/F ₀ (-)	$\alpha = -M_0/F_0$ (m)
0.0	1.000	1.000	1.701
1.1	0.442	0.742	
2.2	0.038	0.498	
3.3	-0.186	0.217	
4.4	-0.256	0.023	
5.5	-0.230	-0.081	
6.6	-0.163	-0.111	
7.7	-0.094	-0.096	
8.8	-0.042	-0.064	
10.5	0.002	-0.023	
12.3	0.011	0.000	
14.0	0.007	0.004	
15.8	0.004	0.003	
17.5	0.001	0.002	
20.4	-0.001	0.000	
23.3	-0.001	0.000	
26.3	0.000	0.000	
30.6	0.000	0.000	
35.0	0.000	0.000	

Tabella 11: D = 1200 mm – Momento flettente e del taglio normalizzati – Testa palo incastrata

Z (m)	M/M ₀ (-)	F/F ₀ (-)	$\alpha = -M_0/F_0$ (m)
0.0	1.000	1.000	2.025
1.1	0.516	0.795	
2.2	0.137	0.590	
3.3	-0.110	0.333	
4.4	-0.229	0.125	
5.5	-0.255	-0.015	
6.6	-0.222	-0.090	
7.7	-0.165	-0.112	
8.8	-0.106	-0.101	
10.5	-0.033	-0.062	
12.3	0.003	-0.024	
14.0	0.011	-0.001	
15.8	0.009	0.004	
17.5	0.005	0.004	
20.4	0.001	0.002	
23.3	-0.001	0.000	
26.3	0.000	0.000	
30.6	0.000	0.000	
35.0	0.000	0.000	

Tabella 12: D = 1500 mm – Momento flettente e del taglio normalizzati – Testa palo incastrata

Z (m)	M/M ₀ (-)	F/F ₀ (-)	$\alpha = -M_0/F_0$ (m)
0.0	1.000	1.000	2.492
1.1	0.595	0.847	
2.2	0.255	0.685	
3.3	0.002	0.466	
4.4	-0.157	0.266	
5.5	-0.236	0.104	
6.6	-0.253	-0.012	
7.7	-0.230	-0.083	
8.8	-0.185	-0.111	
10.5	-0.106	-0.105	
12.3	-0.043	-0.069	
14.0	-0.010	-0.026	
15.8	-0.001	-0.010	
17.5	0.005	-0.004	
20.4	0.007	0.000	
23.3	0.005	0.003	
26.3	0.001	0.002	
30.6	0.000	0.000	
35.0	0.000	0.000	

Tabella 13: D = 1000 mm - Coefficienti adimensionali Av, Bv, Am, Bm, Ay, By, As, Bs e lunghezza elastica T

Pile depth	Av	Am	Bv	Bm	Ay	As	By	Bs	T
m	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
0.0	1.00	0.00	0.00	1.00	1.2798	0.9678	0.9678	1.3391	2.353
1.1	0.51	0.34	-0.32	0.91					
2.2	0.16	0.49	-0.46	0.72					
3.3	-0.14	0.49	-0.49	0.49					
4.4	-0.28	0.38	-0.41	0.27					
5.5	-0.28	0.25	-0.28	0.11					
6.6	-0.22	0.13	-0.15	0.01					
7.7	-0.13	0.05	-0.05	-0.03					
8.7	-0.06	0.00	0.00	-0.04					
10.5	0.00	-0.02	0.03	-0.03					
12.2	0.01	-0.02	0.02	-0.01					
14.0	0.01	-0.01	0.01	0.00					
15.7	0.00	0.00	0.00	0.00					
17.5	0.00	0.00	0.00	0.00					
20.4	0.00	0.00	0.00	0.00					
23.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
26.2	0.00	0.00	0.00	0.00					
30.6	0.00	0.00	0.00	0.00					
35.0	0.00	0.00	0.00	0.00					

Tabella 14: D = 1200 mm - Coefficienti adimensionali Av, Bv, Am, Bm, Ay, By, As, Bs e lunghezza elastica T

Pile depth	Av	Am	Bv	Bm	Ay	As	By	Bs	T
m	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
0.0	1.00	0.00	0.00	1.00	1.2314	0.9553	0.9553	1.3326	2.824
1.1	0.59	0.30	-0.28	0.94					
2.2	0.28	0.47	-0.43	0.80					
3.3	-0.04	0.51	-0.51	0.61					
4.4	-0.23	0.46	-0.49	0.41					
5.5	-0.30	0.35	-0.40	0.23					
6.6	-0.29	0.23	-0.27	0.10					
7.7	-0.22	0.13	-0.16	0.02					
8.7	-0.15	0.06	-0.07	-0.02					
10.5	-0.06	0.00	0.00	-0.04					
12.3	-0.01	-0.02	0.02	-0.03					
14.0	0.01	-0.02	0.02	-0.01					
15.7	0.01	-0.01	0.01	-0.01					
17.5	0.01	-0.01	0.01	0.00					
20.4	0.00	0.00	0.00	0.00					
23.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
26.2	0.00	0.00	0.00	0.00					
30.6	0.00	0.00	0.00	0.00					
35.0	0.00	0.00	0.00	0.00					

Tabella 15: D = 1500 mm - Coefficienti adimensionali Av, Bv, Am, Bm, Ay, By, As, Bs e lunghezza elastica T

Pile depth	Av	Am	Bv	Bm	Ay	As	By	Bs	T
m	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
0.0	1.00	0.00	0.00	1.00					
1.1	0.68	0.26	-0.23	0.96					
2.2	0.42	0.43	-0.38	0.86					
3.3	0.11	0.51	-0.50	0.72					
4.4	-0.11	0.51	-0.54	0.56					
5.5	-0.25	0.45	-0.50	0.40					
6.6	-0.31	0.36	-0.42	0.25					
7.7	-0.30	0.26	-0.31	0.14					
8.8	-0.26	0.17	-0.21	0.06					
10.5	-0.17	0.06	-0.09	-0.02	1.1627	0.9313	0.9313	1.3195	3.530
12.2	-0.08	0.00	-0.02	-0.04					
14.0	-0.01	-0.02	0.02	-0.04					
15.7	0.01	-0.02	0.02	-0.03					
17.5	0.01	-0.01	0.02	-0.02					
20.4	0.01	-0.01	0.01	0.00					
23.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
26.2	0.00	0.00	0.00	0.00					
30.6	0.00	0.00	0.00	0.00					
35.0	0.00	0.00	0.00	0.00					

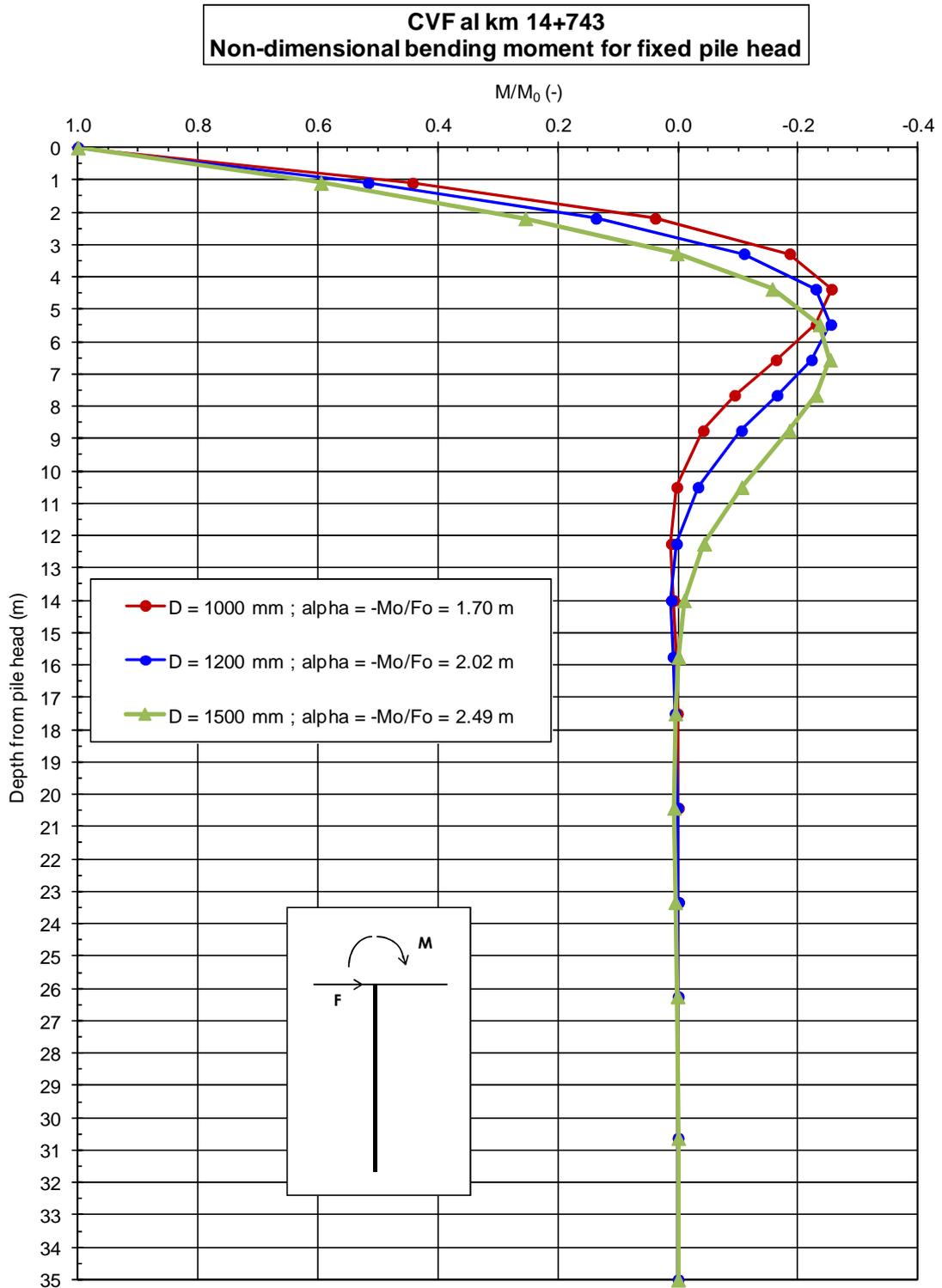


Figura 8: Andamento del momento flettente normalizzato

CVF al km14+743
Non-dimensional shear force for fixed pile head

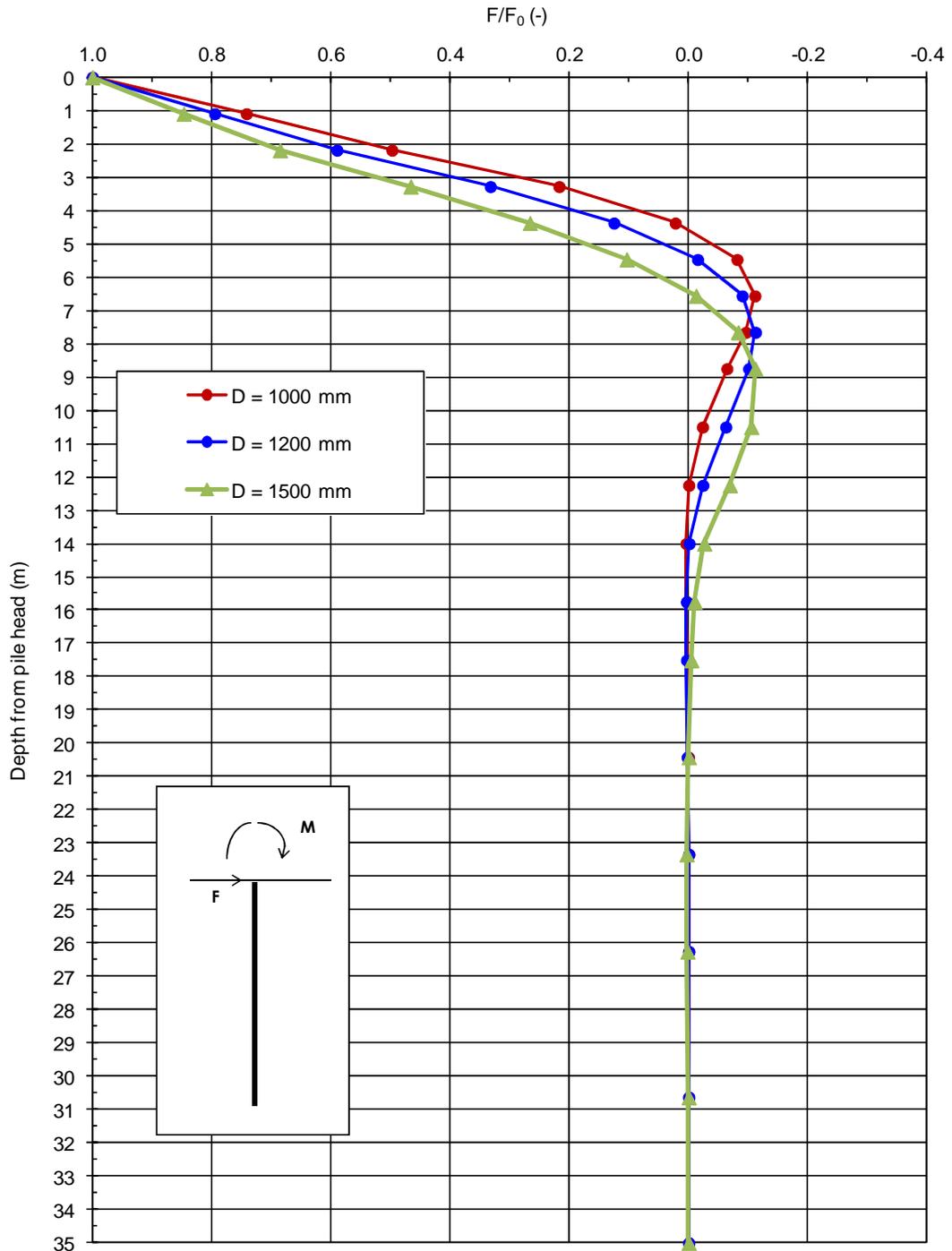


Figura 9: Andamento del taglio normalizzato

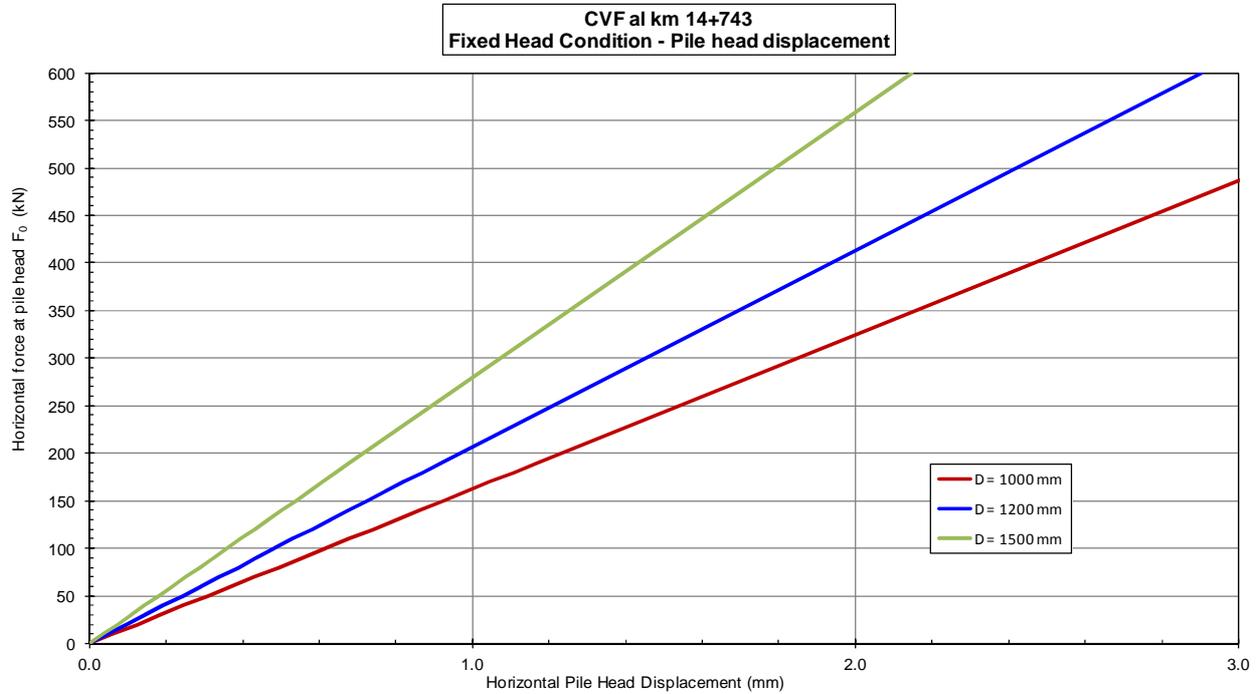


Figura 10: Curva carico – spostamento orizzontale

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBIV050X001-B	Pag 43 di 76

7 RILEVATI DI APPROCCIO

7.1 DEFINIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE

I due rilevati di approccio al cavalcaferrovia raggiungono altezze massime dell'ordine degli 8.5 m sul piano campagna. Le condizioni geotecniche dell'area sono caratterizzate dalla presenza di 4÷5 m da p.c. di terreno compressibile e di uno strato di sabbie liquefacibili a profondità tali (si veda Capitolo 5) da non interferire con la stabilità dei rilevati. Dunque le principali problematiche non saranno dovute al terreno liquefacibile ma allo strato di materiale compressibile. In questo caso, a differenza dei rilevati lungo linea, i criteri di progetto per la definizione dell'azione sismica dei rilevati dei cavalcaferrovia indicano che si faccia riferimento ad una vita utile dell'opera di 50 anni, (inferiore a quella della linea AV/AC, pari a 100 anni), e anche a quella da considerare per la il dimensionamento dei pali di fondazione del cavalcaferrovia, sulla base di un criterio di conseguenza del collasso delle opere sulla linea sottostante.

Come si evince dalla relazione sismica di cui al Doc.Rif.[4], il valore di PGA da considerare nelle analisi di liquefazione è pari a 0.242 g.

Di seguito si riportano i criteri di progetto utilizzati per le verifiche di stabilità dei rilevati di approccio del cavalcaferrovia in oggetto, le analisi di stabilità globale eseguite e la stratigrafia di calcolo considerata.

7.2 ANALISI DI STABILITA'

7.2.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In accordo a quanto riportato al par.6.8.2 della normativa nazionale (Doc.Rif.[11]), la stabilità globale, sia in condizioni statiche che sismiche, dovrà essere esaminata secondo:

- Approccio 1 – Combinazione 2: A2+M2+R2

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, Tab. 6.2.II, Tab. 6.8.I del Doc.Rif. [11] (si vedano Tabella 16, Tabella 17 e Tabella 18 sotto). In condizioni sismiche tutti i coefficienti sulle azioni A2 sono posti pari a 1.

Tabella 16: Tab. 6.2.I, NTC 2008 (Doc.Rif.[11])

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 17: Tab. 6.2.II, NTC 2008 (Doc.Rif.[11])

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{dk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 18: Tab. 6.8.I, NTC 2008 (Doc.Rif.[11])

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_{fi}	1.1

In accordo a quanto riportato al par.7.11.3.5.2 del Doc.Rif. [11], le verifiche di stabilità in condizioni sismiche possono essere condotte mediante analisi pseudo-statiche adottando i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale), definiti come segue:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

In accordo alla normativa nazionale NTC2008 la verifica di stabilità è soddisfatta quando per è rispettata la condizione

$$R / E_d \geq \gamma_R \text{ con } \gamma_R = 1.1$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

7.2.2 VERIFICHE EFFETTUATE E RISULTATI

La stabilità globale è stata analizzata per le condizioni statiche e sismiche mediante analisi all'equilibrio limite, con riferimento al metodo proposto da Bishop modificato. I calcoli sono stati condotti con il codice di calcolo SLOPE/W contenuto nel pacchetto GeoStudio 2007 v 7.23.

In tutte le verifiche, è stato considerato, in sommità del rilevato, un carico stradale pari a 20 kPa per una lunghezza di 7 m, centrato sul rilevato e fattorizzato tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I del Doc.Rif. [11], secondo quanto indicato al paragrafo 7.2.1 (si veda Tabella 16). Nelle verifiche in condizioni sismiche tutti i coefficienti sulle azioni A2 sono posti pari a 1.

La procedura di calcolo dei valori di a_g (g) e quindi di a_{max} per le analisi di pseudo-statiche è riportata nella relazione sismica di cui al Doc.Rif,[4] . Si ricorda che i criteri di progetto dei rilevati di approccio ai cavalcaferrovia per la definizione dell'azione sismica indicano che si faccia riferimento ad una vita utile dell'opera di 50 anni.

Per il cavalcavia in oggetto si ottiene:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = 0.242;

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0.24 (da Tabella 7.11.I del Doc.Rif. [11]);

quindi:

$$k_h = 0.058$$

$$k_v = \pm 0.029$$

Nelle analisi di stabilità presentate è stato considerato un rilevato stradale di altezza pari a 7.0 m. La stratigrafia ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici adottati sono riportati in Tabella 19 e Tabella 20. I valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo sono stati fattorizzati in accordo ai coefficienti γ_{M2} , sulla base di quanto indicato al paragrafo 7.2.1.

Le verifiche riportate sono state eseguite per la condizione statica e sismica quest'ultima, che risulta essere quella più gravosa, eseguita mediante un'analisi pseudo-statica. I risultati delle analisi sono riportati rispettivamente in Figura 11 e Figura 12. Come si evince dalle figure sopra citate, le verifiche di stabilità, per le altezze di rilevato considerate, sono soddisfatte, pertanto, per i rilevati di approccio del cavalcaferrovia in oggetto, non saranno previsti trattamenti del terreno di fondazione oltre allo scotico e bonifico di un metro previsto e considerato nelle analisi qui riportate.

Tabella 19: Analisi di stabilità – CVF al km 14+743– Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo.

Terreno naturale	Da (m p.c.)	a (m p.c.)	γ (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	C_{Uk} (kPa)
Limo/Argilla	0.0	1.5	18.5	-	-	60
Limo/Argilla	1.5	5.0	18.5	-	-	40
Ghiaie sabbiose	4.0 in poi		18.5	34	0	-
falda a p.c.						

Tabella 20: Analisi di stabilità – Materiale di rilevato – Valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo

	γ	ϕ'_k	c'_k
Rilevato ⁽¹⁾	18	38	0
⁽¹⁾ Sotto il rilevato è sempre previsto uno scotico + bonifico di 1 m da p.c., il materiale di sostituzione è stato considerato, nelle analisi di stabilità, con gli stessi valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo del materiale di rilevato			

CVF al km 14+743 (IV05)

Verifica SLU - Stabilità globale
Analisi statica

Name: Rilevato
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Phi: 32.01 °

Name: Limo/Argilla (Cu=60kPa)
Model: Undrained (Phi=0)
Unit Weight: 18.5 kN/m³
Cohesion: 42.9 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=40kPa)
Model: Undrained (Phi=0)
Unit Weight: 18.5 kN/m³
Cohesion: 28.6 kPa

Name: Ghiaia
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Phi: 32.01 °

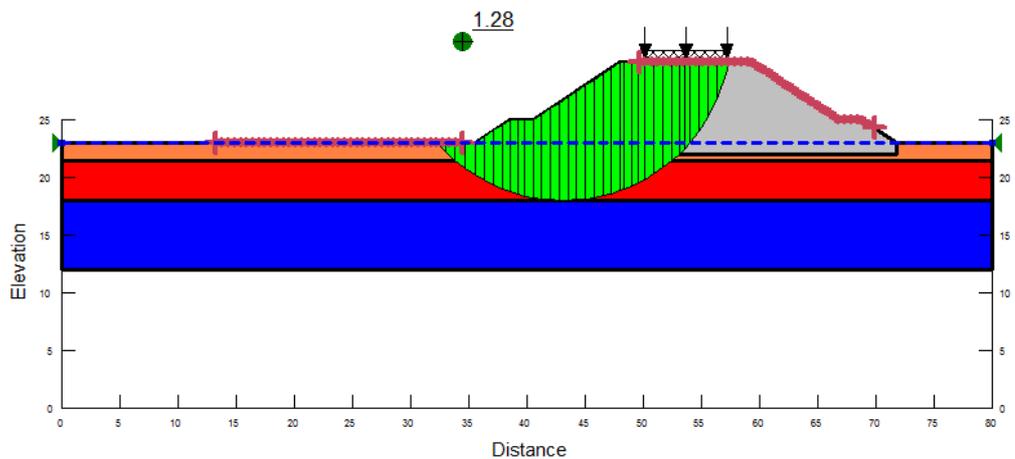


Figura 11: Verifica di stabilità globale – analisi statica

CVF al km 14+743 (IV05)

Verifica SLU - Stabilità globale
Analisi pseudostatica kh=0.058 g kv=+kh/2

Name: Rilevato
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Phi: 32.01 °

Name: Limo/Argilla (Cu=60kPa)
Model: Undrained (Phi=0)
Unit Weight: 18.5 kN/m³
Cohesion: 42.9 kPa

Name: Limo/Argilla (Cu=40kPa)
Model: Undrained (Phi=0)
Unit Weight: 18.5 kN/m³
Cohesion: 28.6 kPa

Name: Ghiaia
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Phi: 32.01 °

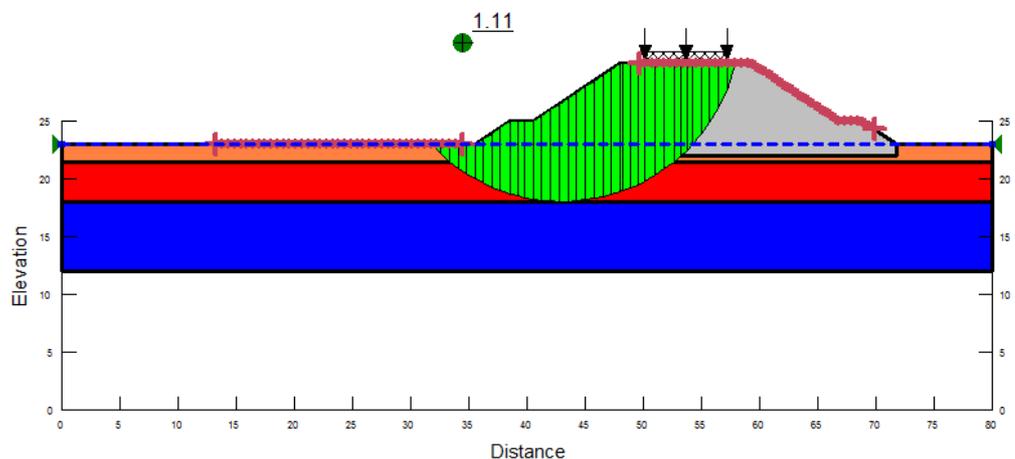


Figura 12: Verifica di stabilità globale – analisi pseudostatica

Tratta AC/AV Verona - Padova - Sub Tratta - Verona - Vicenza - Prova CPTU33e33bis

$A_{max_calc} / g = 0.301$ $M_{calc} = 6$ Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2

Sovraccarico = 0 kPa

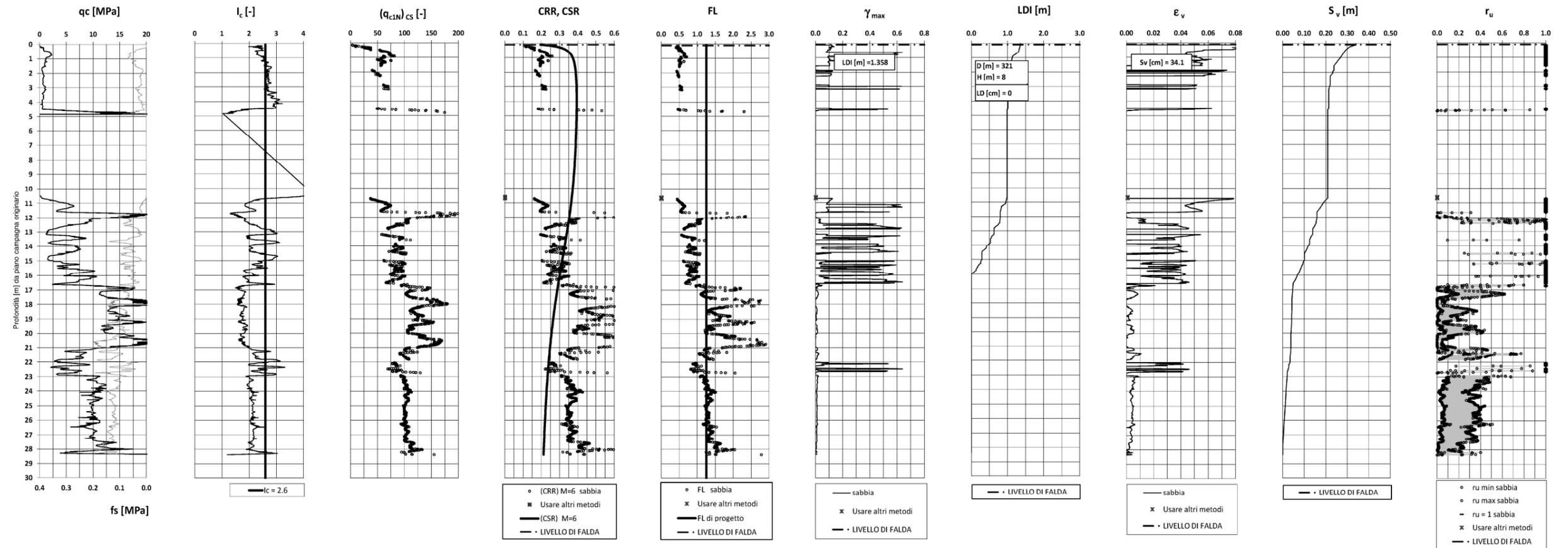


Figura 13: Analisi di liquefazione CPTU33e33bis

Tratta AC/AV Verona - Padova - Sub Tratta - Verona - Vicenza - Prova CPTU34e34bis

Amax_calc / g = 0.301 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2

Sovraccarico = 0 kPa

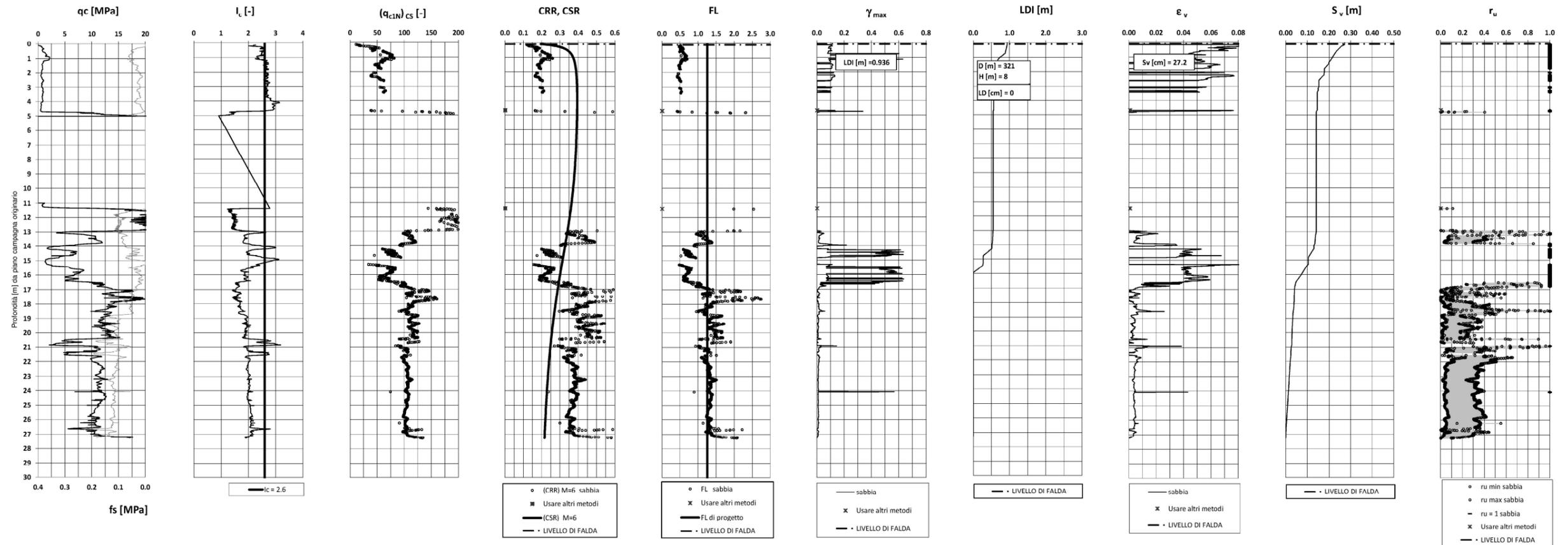


Figura 14: Analisi di liquefazione CPTU34e34bis

Tratta AC/AV Verona - Padova - Sub Tratta - Verona - Vicenza - Prova CPTU35e35bis

Amax_calc /g = 0.301 M_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2

Sovraccarico = 0 kPa

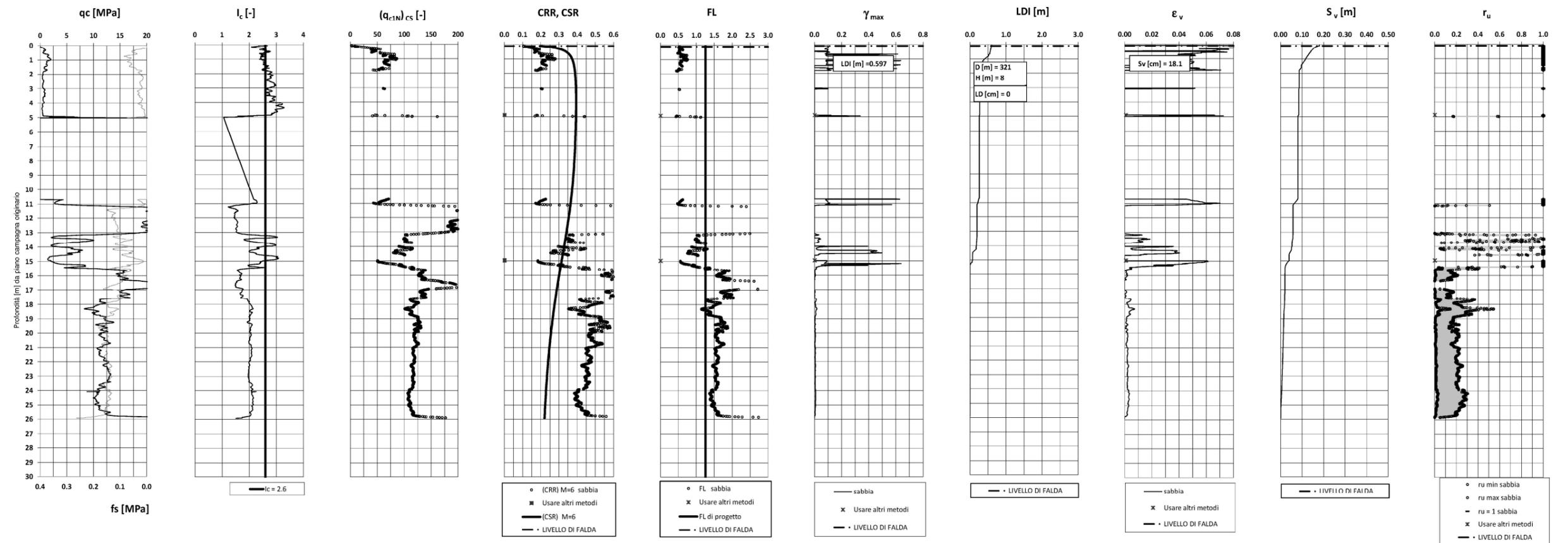


Figura 15: Analisi di liquefazione CPTU35e35bis

ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO

14e8_d1 / 1

*
* CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO *
*

Cavalcaferrovia Buggia Pr 14+8
D 1000

DATI DI INPUT
=====

Diametro del palo	(m)	1
Lunghezza minima del palo	(m)	20
Lunghezza massima del palo	(m)	50
Incremento lunghezza palo	(m)	1
Quota testa palo da piano campagna	(m)	2.5
FS Portata laterale	(-)	1
FS Portata di base	(-)	1
Tensione massima nel calcestruzzo	(MPa)	900
Peso specifico del palo	(kN/m3)	7
Numero degli strati di terreno	(-)	8
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	0

14e8_d1 / 2

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

=====

Strato (-)	Z, str (m)	Gnat. (kN/m3)	Geff. (kN/m3)	Z, w (m)	Fi (o)	Delta (o)	Cu, i (kPa)	Cu, f (kPa)
1	4.50	18.50	8.50	0.00	0.0	--	50.0	50.0
2	10.50	18.50	8.50	0.00	38.0	38.0	0.0	0.0
3	12.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
4	16.50	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
5	23.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	100.0	100.0
6	26.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
7	28.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
8	60.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0

Z, str = Quota fine strato da piano campagna
 Gnat. = Peso specifico del terreno naturale
 Geff. = Peso specifico del terreno immerso
 Z, w = Quota della falda da piano campagna
 Fi = Angolo di resistenza al taglio (per terreni incoerenti)
 Delta = Angolo d'attrito palo-terreno (per terreni incoerenti)
 Cu, i = Coesione non drenata, inizio strato (per terreni coesivi)
 Cu, f = Coesione non drenata, fine strato (per terreni coesivi)

Strato (-)	Terreno tipo (---)	TAU, max (kPa)	Qbase, i (kPa)	Qbase, f (kPa)	Qb, l/Qb, c (-)
1	COESIVO	100.0	450.0	450.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	3500.0	3500.0	1.00
3	INCOERENTE	5.0	45.0	45.0	1.00

4	INCOERENTE	12.0	108.0	108.0	1.00
5	COESIVO	100.0	900.0	900.0	1.00
6	INCOERENTE	84.0	2075.0	2075.0	1.00
7	INCOERENTE	96.0	2225.0	2225.0	1.00
8	INCOERENTE	120.0	3000.0	3000.0	1.00

TAU,max = Limite superiore dell'adesione laterale palo-terreno
Qbase,i = Portata di base unitaria, inizio strato
Qbase,f = Portata di base unitaria, fine strato
Qb,l/Qb,c = Rapporto tra portata di base limite e critica

14e8_d1 / 3

Cavalcaferrovia Buggia Pr 14+8

D 1000

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
2.5	46.3	21.3	0.75	1.76	37.5	--
3.5	64.8	29.8	0.75	1.26	37.5	--
4.5	83.3	38.3	0.75	0.98	37.5	--
5.5	101.8	46.8	--	0.55	25.6	--
6.5	120.3	55.3	--	0.55	30.2	--
7.5	138.8	63.8	--	0.55	34.9	--
8.5	157.3	72.3	--	0.55	39.5	--
9.5	175.8	80.8	--	0.55	44.2	--
10.5	194.3	89.3	--	0.55	48.8	--
11.5	212.8	97.8	--	0.05	5.0	--
12.5	231.3	106.3	--	0.11	12.0	--
13.5	249.8	114.8	--	0.10	12.0	--
14.5	268.3	123.3	--	0.10	12.0	--
15.5	286.8	131.8	--	0.09	12.0	--
16.5	305.3	140.3	--	0.09	12.0	108.0
17.5	323.8	148.8	0.50	0.34	50.0	372.0
18.5	342.3	157.3	0.50	0.32	50.0	636.0
19.5	360.8	165.8	0.50	0.30	50.0	900.0
20.5	379.3	174.3	0.50	0.29	50.0	900.0
21.5	397.8	182.8	0.50	0.27	50.0	900.0
22.5	416.3	191.3	0.50	0.26	50.0	900.0
23.5	434.8	199.8	--	0.42	84.0	1095.8
24.5	453.3	208.3	--	0.40	84.0	1487.5
25.5	471.8	216.8	--	0.39	84.0	1879.2
26.5	490.3	225.3	--	0.43	96.0	2100.0
27.5	508.8	233.8	--	0.41	96.0	2150.0
28.5	527.3	242.3	--	0.47	114.4	2354.2
29.5	545.8	250.8	--	0.47	118.4	2612.5
30.5	564.3	259.3	--	0.46	120.0	2870.8

31.5	582.8	267.8	--	0.45	120.0	3000.0
32.5	601.3	276.3	--	0.43	120.0	3000.0
33.5	619.8	284.8	--	0.42	120.0	3000.0
34.5	638.3	293.3	--	0.41	120.0	3000.0
35.5	656.8	301.8	--	0.40	120.0	3000.0
36.5	675.3	310.3	--	0.39	120.0	3000.0
37.5	693.8	318.8	--	0.38	120.0	3000.0
38.5	712.3	327.3	--	0.37	120.0	3000.0
39.5	730.8	335.8	--	0.36	120.0	3000.0
40.5	749.3	344.3	--	0.35	120.0	3000.0
41.5	767.8	352.8	--	0.34	120.0	3000.0
42.5	786.3	361.3	--	0.33	120.0	3000.0
43.5	804.8	369.8	--	0.32	120.0	3000.0
44.5	823.3	378.3	--	0.32	120.0	3000.0
45.5	841.8	386.8	--	0.31	120.0	3000.0
46.5	860.3	395.3	--	0.30	120.0	3000.0
47.5	878.8	403.8	--	0.30	120.0	3000.0

=====

14e8_dl / 4

Cavalcaferrovia Buggia Pr 14+8

D 1000

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
48.5	897.3	412.3	--	0.29	120.0	3000.0
49.5	915.8	420.8	--	0.29	120.0	3000.0
50.5	934.3	429.3	--	0.28	120.0	3000.0
51.5	952.8	437.8	--	0.27	120.0	3000.0
52.5	971.3	446.3	--	0.27	120.0	3000.0
53.5	989.8	454.8	--	0.26	120.0	3000.0
54.5	1008.3	463.3	--	0.26	120.0	3000.0
55.5	1026.8	471.8	--	0.25	120.0	3000.0
56.5	1045.3	480.3	--	0.25	120.0	3000.0
57.5	1063.8	488.8	--	0.25	120.0	3000.0
58.5	1082.3	497.3	--	0.24	120.0	3000.0
59.5	1100.8	505.8	--	0.24	120.0	3000.0

Alfa = $Tau,lim / Cu$

Beta = $Tau,lim / Sigma,v \text{ efficace}$

Tau,lim = Adesione limite palo-terreno

qb,cr = Portata unitaria di base critica

14e8_d1 / 5

Cavalcaferrovia Buggia Pr 14+8

D 1000

CAPACITA' PORTANTE A COMPRESSIONE - PALO TRIVELLATO D = 1000 mm

Lpalo (m)	Qamm (kN)	Ql,u (kN)	Qb,cr (kN)	Wpalo (kN)	Qt,lim (kN)	S,cls (MPa)
20.00	2637.5	2040.6	706.9	110.0	2747.4	3.36
21.00	2969.6	2224.4	860.7	115.5	3085.0	3.78
22.00	3535.6	2488.3	1168.3	121.0	3656.5	4.50
23.00	4101.6	2752.2	1475.9	126.4	4228.0	5.22
24.00	4542.9	3025.5	1649.3	131.9	4674.8	5.78
25.00	4878.2	3327.1	1688.6	137.4	5015.7	6.21
26.00	5349.1	3643.1	1849.0	142.9	5492.1	6.81
27.00	5912.1	4008.7	2051.9	148.4	6060.6	7.53
28.00	6485.3	4384.5	2254.7	153.9	6639.2	8.26
29.00	6958.2	4761.5	2356.2	159.4	7117.6	8.86
30.00	7329.7	5138.4	2356.2	164.9	7494.6	9.33
31.00	7701.2	5515.4	2356.2	170.4	7871.6	9.81
32.00	8072.7	5892.4	2356.2	175.9	8248.6	10.28
33.00	8444.2	6269.4	2356.2	181.4	8625.6	10.75
34.00	8815.7	6646.4	2356.2	186.9	9002.6	11.22
35.00	9187.2	7023.4	2356.2	192.4	9379.6	11.70
36.00	9558.7	7400.4	2356.2	197.9	9756.6	12.17
37.00	9930.2	7777.4	2356.2	203.4	10133.6	12.64
38.00	10301.7	8154.4	2356.2	208.9	10510.6	13.12
39.00	10673.1	8531.4	2356.2	214.4	10887.6	13.59
40.00	11044.6	8908.4	2356.2	219.9	11264.5	14.06
41.00	11416.1	9285.3	2356.2	225.4	11641.5	14.54
42.00	11787.6	9662.3	2356.2	230.9	12018.5	15.01
43.00	12159.1	10039.3	2356.2	236.4	12395.5	15.48
44.00	12530.6	10416.3	2356.2	241.9	12772.5	15.95
45.00	12902.1	10793.3	2356.2	247.4	13149.5	16.43

46.00	13273.6	11170.3	2356.2	252.9	13526.5	16.90
47.00	13645.1	11547.3	2356.2	258.4	13903.5	17.37
48.00	14016.6	11924.3	2356.2	263.9	14280.5	17.85
49.00	14388.1	12301.3	2356.2	269.4	14657.5	18.32
50.00	14759.6	12678.3	2356.2	274.9	15034.5	18.79

=====

Lpalo = Lunghezza del palo da quota sottoplinto
Qamm = Portata ammissibile del palo
Ql,u = Portata laterale ultima
Qb,cr = Portata di base critica
Wpalo = Peso proprio del palo
Qt,lim = Carico limite ultimo totale del palo
S,cls = Tensione media di compressione sul calcestruzzo

Qamm = $Q_{l,u}/FSL + Q_{b,cr}/FSB - W_{palo}$

*
* CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO *
*

Cavalcaferrovia Buggia Pr 14+8
D 1200

DATI DI INPUT
=====

Diametro del palo	(m)	1.2
Lunghezza minima del palo	(m)	20
Lunghezza massima del palo	(m)	50
Incremento lunghezza palo	(m)	1
Quota testa palo da piano campagna	(m)	2.5
FS Portata laterale	(-)	1
FS Portata di base	(-)	1
Tensione massima nel calcestruzzo	(MPa)	900
Peso specifico del palo	(kN/m3)	7
Numero degli strati di terreno	(-)	8
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	0

14e8_d12 / 2

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

=====

Strato (-)	Z, str (m)	Gnat. (kN/m3)	Geff. (kN/m3)	Z, w (m)	Fi (o)	Delta (o)	Cu, i (kPa)	Cu, f (kPa)
1	4.50	18.50	8.50	0.00	0.0	--	50.0	50.0
2	10.50	18.50	8.50	0.00	38.0	38.0	0.0	0.0
3	12.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
4	16.50	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
5	23.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	100.0	100.0
6	26.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
7	28.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
8	60.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0

Z, str = Quota fine strato da piano campagna
 Gnat. = Peso specifico del terreno naturale
 Geff. = Peso specifico del terreno immerso
 Z, w = Quota della falda da piano campagna
 Fi = Angolo di resistenza al taglio (per terreni incoerenti)
 Delta = Angolo d'attrito palo-terreno (per terreni incoerenti)
 Cu, i = Coesione non drenata, inizio strato (per terreni coesivi)
 Cu, f = Coesione non drenata, fine strato (per terreni coesivi)

Strato (-)	Terreno tipo (---)	TAU, max (kPa)	Qbase, i (kPa)	Qbase, f (kPa)	Qb, l/Qb, c (-)
1	COESIVO	100.0	450.0	450.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	3500.0	3500.0	1.00
3	INCOERENTE	5.0	45.0	45.0	1.00

4	INCOERENTE	12.0	108.0	108.0	1.00
5	COESIVO	100.0	900.0	900.0	1.00
6	INCOERENTE	84.0	2075.0	2075.0	1.00
7	INCOERENTE	96.0	2225.0	2225.0	1.00
8	INCOERENTE	120.0	3000.0	3000.0	1.00

TAU,max = Limite superiore dell'adesione laterale palo-terreno
Qbase,i = Portata di base unitaria, inizio strato
Qbase,f = Portata di base unitaria, fine strato
Qb,l/Qb,c = Rapporto tra portata di base limite e critica

14e8_d12 / 3

Cavalcaferrovia Buggia Pr 14+8

D 1200

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
2.5	46.3	21.3	0.75	1.76	37.5	--
3.5	64.8	29.8	0.75	1.26	37.5	--
4.5	83.3	38.3	0.75	0.98	37.5	--
5.5	101.8	46.8	--	0.55	25.6	--
6.5	120.3	55.3	--	0.55	30.2	--
7.5	138.8	63.8	--	0.55	34.9	--
8.5	157.3	72.3	--	0.55	39.5	--
9.5	175.8	80.8	--	0.55	44.2	--
10.5	194.3	89.3	--	0.55	48.8	--
11.5	212.8	97.8	--	0.05	5.0	--
12.5	231.3	106.3	--	0.11	12.0	--
13.5	249.8	114.8	--	0.10	12.0	--
14.5	268.3	123.3	--	0.10	12.0	--
15.5	286.8	131.8	--	0.09	12.0	106.2
16.5	305.3	140.3	--	0.09	12.0	108.0
17.5	323.8	148.8	0.50	0.34	50.0	328.0
18.5	342.3	157.3	0.50	0.32	50.0	548.0
19.5	360.8	165.8	0.50	0.30	50.0	768.0
20.5	379.3	174.3	0.50	0.29	50.0	900.0
21.5	397.8	182.8	0.50	0.27	50.0	900.0
22.5	416.3	191.3	0.50	0.26	50.0	900.0
23.5	434.8	199.8	--	0.42	84.0	1063.2
24.5	453.3	208.3	--	0.40	84.0	1389.6
25.5	471.8	216.8	--	0.39	84.0	1716.0
26.5	490.3	225.3	--	0.43	96.0	2095.8
27.5	508.8	233.8	--	0.41	96.0	2137.5
28.5	527.3	242.3	--	0.47	114.4	2332.6
29.5	545.8	250.8	--	0.47	118.4	2547.9
30.5	564.3	259.3	--	0.46	120.0	2763.2

31.5	582.8	267.8	--	0.45	120.0	2978.5
32.5	601.3	276.3	--	0.43	120.0	3000.0
33.5	619.8	284.8	--	0.42	120.0	3000.0
34.5	638.3	293.3	--	0.41	120.0	3000.0
35.5	656.8	301.8	--	0.40	120.0	3000.0
36.5	675.3	310.3	--	0.39	120.0	3000.0
37.5	693.8	318.8	--	0.38	120.0	3000.0
38.5	712.3	327.3	--	0.37	120.0	3000.0
39.5	730.8	335.8	--	0.36	120.0	3000.0
40.5	749.3	344.3	--	0.35	120.0	3000.0
41.5	767.8	352.8	--	0.34	120.0	3000.0
42.5	786.3	361.3	--	0.33	120.0	3000.0
43.5	804.8	369.8	--	0.32	120.0	3000.0
44.5	823.3	378.3	--	0.32	120.0	3000.0
45.5	841.8	386.8	--	0.31	120.0	3000.0
46.5	860.3	395.3	--	0.30	120.0	3000.0
47.5	878.8	403.8	--	0.30	120.0	3000.0

=====

14e8_d12 / 4

Cavalcaferrovia Buggia Pr 14+8

D 1200

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
48.5	897.3	412.3	--	0.29	120.0	3000.0
49.5	915.8	420.8	--	0.29	120.0	3000.0
50.5	934.3	429.3	--	0.28	120.0	3000.0
51.5	952.8	437.8	--	0.27	120.0	3000.0
52.5	971.3	446.3	--	0.27	120.0	3000.0
53.5	989.8	454.8	--	0.26	120.0	3000.0
54.5	1008.3	463.3	--	0.26	120.0	3000.0
55.5	1026.8	471.8	--	0.25	120.0	3000.0
56.5	1045.3	480.3	--	0.25	120.0	3000.0
57.5	1063.8	488.8	--	0.25	120.0	3000.0
58.5	1082.3	497.3	--	0.24	120.0	3000.0
59.5	1100.8	505.8	--	0.24	120.0	3000.0

Alfa = $\text{Tau,lim} / \text{Cu}$

Beta = $\text{Tau,lim} / \text{Sigma,v efficace}$

Tau,lim = Adesione limite palo-terreno

qb,cr = Portata unitaria di base critica

14e8_d12 / 5

Cavalcaferrovia Buggia Pr 14+8

D 1200

CAPACITA' PORTANTE A COMPRESSIONE - PALO TRIVELLATO D = 1200 mm

Lpalo (m)	Qamm (kN)	Ql,u (kN)	Qb,cr (kN)	Wpalo (kN)	Qt,lim (kN)	S,cls (MPa)
20.00	3308.2	2448.7	1017.9	158.3	3466.6	2.93
21.00	3705.4	2669.2	1202.4	166.3	3871.7	3.28
22.00	4383.3	2985.9	1571.6	174.2	4557.5	3.88
23.00	5061.2	3302.6	1940.7	182.1	5243.3	4.48
24.00	5810.9	3630.6	2370.3	190.0	6000.9	5.14
25.00	6212.0	3992.5	2417.5	197.9	6409.9	5.49
26.00	6804.0	4371.7	2638.2	205.8	7009.9	6.02
27.00	7478.4	4810.5	2881.6	213.8	7692.1	6.61
28.00	8164.8	5261.4	3125.1	221.7	8386.5	7.22
29.00	8852.7	5713.7	3368.6	229.6	9082.3	7.83
30.00	9321.5	6166.1	3392.9	237.5	9559.1	8.24
31.00	9766.0	6618.5	3392.9	245.4	10011.4	8.64
32.00	10210.5	7070.9	3392.9	253.3	10463.8	9.03
33.00	10655.0	7523.3	3392.9	261.3	10916.2	9.42
34.00	11099.4	7975.7	3392.9	269.2	11368.6	9.81
35.00	11543.9	8428.1	3392.9	277.1	11821.0	10.21
36.00	11988.4	8880.5	3392.9	285.0	12273.4	10.60
37.00	12432.9	9332.9	3392.9	292.9	12725.8	10.99
38.00	12877.3	9785.2	3392.9	300.8	13178.2	11.39
39.00	13321.8	10237.6	3392.9	308.8	13630.6	11.78
40.00	13766.3	10690.0	3392.9	316.7	14082.9	12.17
41.00	14210.7	11142.4	3392.9	324.6	14535.3	12.57
42.00	14655.2	11594.8	3392.9	332.5	14987.7	12.96
43.00	15099.7	12047.2	3392.9	340.4	15440.1	13.35
44.00	15544.2	12499.6	3392.9	348.3	15892.5	13.74
45.00	15988.6	12952.0	3392.9	356.3	16344.9	14.14

46.00	16433.1	13404.4	3392.9	364.2	16797.3	14.53
47.00	16877.6	13856.8	3392.9	372.1	17249.7	14.92
48.00	17322.1	14309.1	3392.9	380.0	17702.1	15.32
49.00	17766.5	14761.5	3392.9	387.9	18154.5	15.71
50.00	18211.0	15213.9	3392.9	395.8	18606.8	16.10

=====

Lpalo = Lunghezza del palo da quota sottoplinto
Qamm = Portata ammissibile del palo
Ql,u = Portata laterale ultima
Qb,cr = Portata di base critica
Wpalo = Peso proprio del palo
Qt,lim = Carico limite ultimo totale del palo
S,cls = Tensione media di compressione sul calcestruzzo

Qamm = $Q_{l,u}/FSL + Q_{b,cr}/FSB - W_{palo}$

*
* CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO *
*

Cavalcaferrovia Buggia Pr 14+8
D 1500

DATI DI INPUT
=====

Diametro del palo	(m)	1.5
Lunghezza minima del palo	(m)	20
Lunghezza massima del palo	(m)	50
Incremento lunghezza palo	(m)	1
Quota testa palo da piano campagna	(m)	2.5
FS Portata laterale	(-)	1
FS Portata di base	(-)	1
Tensione massima nel calcestruzzo	(MPa)	900
Peso specifico del palo	(kN/m3)	7
Numero degli strati di terreno	(-)	8
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	0

14E8_D15 / 2

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

=====

Strato (-)	Z, str (m)	Gnat. (kN/m3)	Geff. (kN/m3)	Z, w (m)	Fi (o)	Delta (o)	Cu, i (kPa)	Cu, f (kPa)
1	4.50	18.50	8.50	0.00	0.0	--	50.0	50.0
2	10.50	18.50	8.50	0.00	38.0	38.0	0.0	0.0
3	12.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
4	16.50	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
5	23.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	100.0	100.0
6	26.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
7	28.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
8	60.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0

Z, str = Quota fine strato da piano campagna
 Gnat. = Peso specifico del terreno naturale
 Geff. = Peso specifico del terreno immerso
 Z, w = Quota della falda da piano campagna
 Fi = Angolo di resistenza al taglio (per terreni incoerenti)
 Delta = Angolo d'attrito palo-terreno (per terreni incoerenti)
 Cu, i = Coesione non drenata, inizio strato (per terreni coesivi)
 Cu, f = Coesione non drenata, fine strato (per terreni coesivi)

Strato (-)	Terreno tipo (---)	TAU, max (kPa)	Qbase, i (kPa)	Qbase, f (kPa)	Qb, l/Qb, c (-)
1	COESIVO	100.0	450.0	450.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	3500.0	3500.0	1.00
3	INCOERENTE	5.0	45.0	45.0	1.00

4	INCOERENTE	12.0	108.0	108.0	1.00
5	COESIVO	100.0	900.0	900.0	1.00
6	INCOERENTE	84.0	2075.0	2075.0	1.00
7	INCOERENTE	96.0	2225.0	2225.0	1.00
8	INCOERENTE	120.0	3000.0	3000.0	1.00

TAU,max = Limite superiore dell'adesione laterale palo-terreno
Qbase,i = Portata di base unitaria, inizio strato
Qbase,f = Portata di base unitaria, fine strato
Qb,l/Qb,c = Rapporto tra portata di base limite e critica

14E8_D15 / 3

Cavalcaferrovia Buggia Pr 14+8

D 1500

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
2.5	46.3	21.3	0.75	1.76	37.5	--
3.5	64.8	29.8	0.75	1.26	37.5	--
4.5	83.3	38.3	0.75	0.98	37.5	--
5.5	101.8	46.8	--	0.55	25.6	--
6.5	120.3	55.3	--	0.55	30.2	--
7.5	138.8	63.8	--	0.55	34.9	--
8.5	157.3	72.3	--	0.55	39.5	--
9.5	175.8	80.8	--	0.55	44.2	--
10.5	194.3	89.3	--	0.55	48.8	--
11.5	212.8	97.8	--	0.05	5.0	--
12.5	231.3	106.3	--	0.11	12.0	--
13.5	249.8	114.8	--	0.10	12.0	66.0
14.5	268.3	123.3	--	0.10	12.0	80.0
15.5	286.8	131.8	--	0.09	12.0	94.0
16.5	305.3	140.3	--	0.09	12.0	108.0
17.5	323.8	148.8	0.50	0.34	50.0	284.0
18.5	342.3	157.3	0.50	0.32	50.0	460.0
19.5	360.8	165.8	0.50	0.30	50.0	636.0
20.5	379.3	174.3	0.50	0.29	50.0	812.0
21.5	397.8	182.8	0.50	0.27	50.0	900.0
22.5	416.3	191.3	0.50	0.26	50.0	900.0
23.5	434.8	199.8	--	0.42	84.0	1030.6
24.5	453.3	208.3	--	0.40	84.0	1291.7
25.5	471.8	216.8	--	0.39	84.0	1552.8
26.5	490.3	225.3	--	0.43	96.0	2091.7
27.5	508.8	233.8	--	0.41	96.0	2125.0
28.5	527.3	242.3	--	0.47	114.4	2311.1
29.5	545.8	250.8	--	0.47	118.4	2483.3
30.5	564.3	259.3	--	0.46	120.0	2655.6

31.5	582.8	267.8	--	0.45	120.0	2827.8
32.5	601.3	276.3	--	0.43	120.0	3000.0
33.5	619.8	284.8	--	0.42	120.0	3000.0
34.5	638.3	293.3	--	0.41	120.0	3000.0
35.5	656.8	301.8	--	0.40	120.0	3000.0
36.5	675.3	310.3	--	0.39	120.0	3000.0
37.5	693.8	318.8	--	0.38	120.0	3000.0
38.5	712.3	327.3	--	0.37	120.0	3000.0
39.5	730.8	335.8	--	0.36	120.0	3000.0
40.5	749.3	344.3	--	0.35	120.0	3000.0
41.5	767.8	352.8	--	0.34	120.0	3000.0
42.5	786.3	361.3	--	0.33	120.0	3000.0
43.5	804.8	369.8	--	0.32	120.0	3000.0
44.5	823.3	378.3	--	0.32	120.0	3000.0
45.5	841.8	386.8	--	0.31	120.0	3000.0
46.5	860.3	395.3	--	0.30	120.0	3000.0
47.5	878.8	403.8	--	0.30	120.0	3000.0

=====

14E8_D15 / 4

Cavalcaferrovia Buggia Pr 14+8

D 1500

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
48.5	897.3	412.3	--	0.29	120.0	3000.0
49.5	915.8	420.8	--	0.29	120.0	3000.0
50.5	934.3	429.3	--	0.28	120.0	3000.0
51.5	952.8	437.8	--	0.27	120.0	3000.0
52.5	971.3	446.3	--	0.27	120.0	3000.0
53.5	989.8	454.8	--	0.26	120.0	3000.0
54.5	1008.3	463.3	--	0.26	120.0	3000.0
55.5	1026.8	471.8	--	0.25	120.0	3000.0
56.5	1045.3	480.3	--	0.25	120.0	3000.0
57.5	1063.8	488.8	--	0.25	120.0	3000.0
58.5	1082.3	497.3	--	0.24	120.0	3000.0
59.5	1100.8	505.8	--	0.24	120.0	3000.0

Alfa = $Tau,lim / Cu$

Beta = $Tau,lim / Sigma,v \text{ efficace}$

Tau,lim = Adesione limite palo-terreno

qb,cr = Portata unitaria di base critica

14E8_D15 / 5

Cavalcaferrovia Buggia Pr 14+8

D 1500

CAPACITA' PORTANTE A COMPRESSIONE - PALO TRIVELLATO D = 1500 mm

Lpalo (m)	Qamm (kN)	Ql,u (kN)	Qb,cr (kN)	Wpalo (kN)	Qt,lim (kN)	S,cls (MPa)
20.00	4403.9	3060.9	1590.4	247.4	4651.3	2.49
21.00	4897.9	3336.5	1821.1	259.8	5157.7	2.77
22.00	5742.8	3732.4	2282.6	272.1	6015.0	3.25
23.00	6587.7	4128.2	2744.0	284.5	6872.2	3.73
24.00	7937.6	4538.2	3696.3	296.9	8234.5	4.49
25.00	8436.5	4990.6	3755.2	309.3	8745.8	4.77
26.00	9227.1	5464.6	4084.1	321.6	9548.7	5.22
27.00	10067.5	6013.1	4388.4	334.0	10401.5	5.70
28.00	10923.1	6576.7	4692.8	346.4	11269.4	6.18
29.00	11780.5	7142.2	4997.1	358.7	12139.3	6.67
30.00	12638.0	7707.7	5301.4	371.1	13009.1	7.15
31.00	13191.1	8273.2	5301.4	383.5	13574.6	7.46
32.00	13744.2	8838.6	5301.4	395.8	14140.1	7.78
33.00	14297.4	9404.1	5301.4	408.2	14705.6	8.09
34.00	14850.5	9969.6	5301.4	420.6	15271.0	8.40
35.00	15403.6	10535.1	5301.4	433.0	15836.5	8.72
36.00	15956.7	11100.6	5301.4	445.3	16402.0	9.03
37.00	16509.8	11666.1	5301.4	457.7	16967.5	9.34
38.00	17062.9	12231.6	5301.4	470.1	17533.0	9.66
39.00	17616.1	12797.0	5301.4	482.4	18098.5	9.97
40.00	18169.2	13362.5	5301.4	494.8	18664.0	10.28
41.00	18722.3	13928.0	5301.4	507.2	19229.5	10.59
42.00	19275.4	14493.5	5301.4	519.5	19794.9	10.91
43.00	19828.5	15059.0	5301.4	531.9	20360.4	11.22
44.00	20381.6	15624.5	5301.4	544.3	20925.9	11.53
45.00	20934.8	16190.0	5301.4	556.7	21491.4	11.85

46.00	21487.9	16755.5	5301.4	569.0	22056.9	12.16
47.00	22041.0	17320.9	5301.4	581.4	22622.4	12.47
48.00	22594.1	17886.4	5301.4	593.8	23187.9	12.79
49.00	23147.2	18451.9	5301.4	606.1	23753.4	13.10
50.00	23700.3	19017.4	5301.4	618.5	24318.8	13.41

=====

Lpalo = Lunghezza del palo da quota sottoplinto
Qamm = Portata ammissibile del palo
Ql,u = Portata laterale ultima
Qb,cr = Portata di base critica
Wpalo = Peso proprio del palo
Qt,lim = Carico limite ultimo totale del palo
S,cls = Tensione media di compressione sul calcestruzzo

Qamm = $Q_{l,u}/FSL + Q_{b,cr}/FSB - W_{palo}$