

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: IV03 CAVALCAFERROVIA AL Km 12+594.43

RELAZIONE GEOTECNICA.

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.	SCALA:
ATI bonifica Progettista integratore 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	Consorzio IRICAV DUE Project Manager		-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I N O D	0 0	D	I 2	R B	I V 0 3 0 X	0 0 1	B

ATI bonifica		

Progettazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	Tipo di Emissione	C.Grossi <i>Cristina Grossi</i>	Giugno 2015	P.Ascari <i>Paolo Ascari</i>	Giugno 2015	V.Pastore <i>Vincenzo Pastore</i>	Giugno 2015	
B	Per istruttoria Italferr	C.Grossi <i>Cristina Grossi</i>	06-08-2015	P.Ascari <i>Paolo Ascari</i>	06-08-2015	V.Pastore <i>Vincenzo Pastore</i>	06-08-2015	

File: IN0D00DI2RBIV030X001B	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.....	13
6.1	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE.....	13
6.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	13
6.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	13
6.2.1.1	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE	14
6.2.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	16
6.3	TIPI DI PALO	16
6.4	STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA.....	16
6.5	CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI.....	17
6.6	PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE	28
6.6.1	CARICO LIMITE ULTIMO PER CARICHI ORIZZONTALI	28
6.6.2	INTERAZIONE PALO TERRENO	29
6.6.3	AZIONI SUL PALO PER LE VERIFICHE STRUTTURALI SLU	30
6.6.4	SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE.....	31
7	RILEVATI DI APPROCCIO	41
7.1	DEFINIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE	41
7.2	ANALISI DI STABILITA'.....	42
7.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	42
7.2.2	VERIFICHE EFFETTUATE E RISULTATI	44
	ALLEGATO A – Tabulati di calcolo	52

1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica del Cavalcaferrovia al km 12+594.43 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 – Elaborati n° IN0D00DI2F5GE0002003 e n° IN0D00DI2FZGE0002004
- [6] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Cavalcaferrovia – Cavalcaferrovia al km 12+594.43 – Profilo geotecnico in scala 1:2000/1:200 del CVF – Elaborato n° IN0D00DI2F6IV0300001
- [7] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Planimetria con classificazione sismica del territorio – Elaborato da n° IN0D00DI2P4GE0000001 a n° IN0D00DI2P4GE0000004
- [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

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBIV030X001-B	Pag 4 di 68

[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

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBIV030X001-B	Pag 7 di 68

3 BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il cavalcaferrovia in oggetto si sviluppa per una lunghezza complessiva di circa 160 m e permette lo scavalco della ferrovia in corrispondenza della progressiva km 12+594.43. Il piano campagna in corrispondenza del cavalca ferrovia in oggetto è circa alla +26.5 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=Tubo Aperto ⁽²⁾
12+000	CPTU25	2014/2015	28.50	3.73	-
12+010	SPA20	2014/2015	28.67	20.00	TA (8m→20m)
12+340	SPA20bis	2014/2015	26.40	30.00	TA (3m→20m)-
12+510	SPA21	2014/2015	26.35	35.00	TA (8m→20m)-
12+510	CPTU29 e CPTU29bis	2014/2015	26.90	16.84	-
12+510	CPTU28 e CPTU28bis	2014/2015	26.30	18.28	-
12+580	CPTU30 e CPTU30bis	2014/2015	26.40	25.93	-
12+780	CPTU30ter	2014/2015	26.30	4.65	-
13+190	CPTU31	2014/2015	25.90	4.71	-
13+485	CPTU31bis	2014/2015	25.90	3.92	-

⁽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

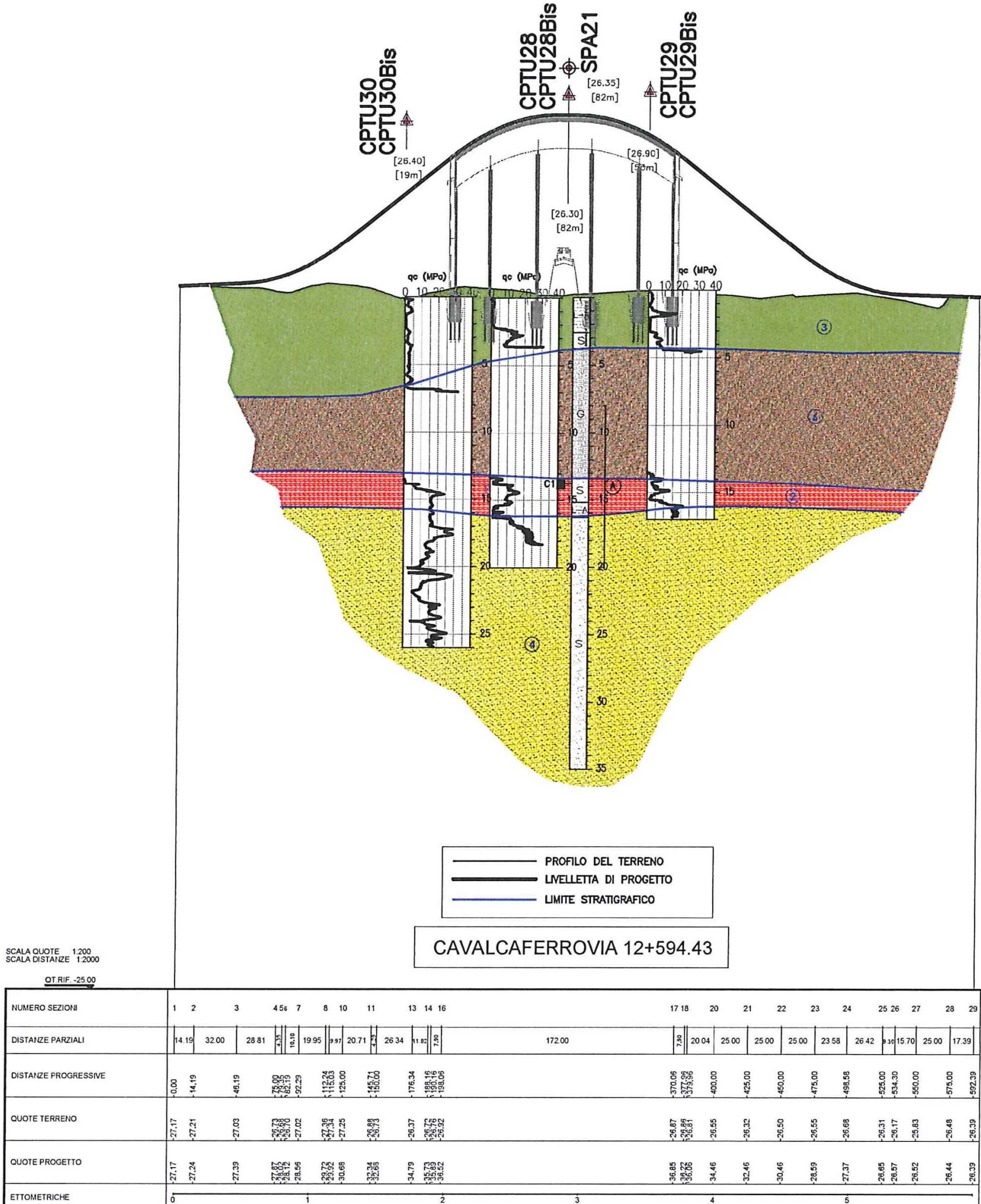


Figura 2 – Profilo geotecnico

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBIV030X001-B	Pag 10 di 68

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 per profondità variabili fra 4 e fino a 6.5 m (CPTU30 e 30bis sotto il rilevato di approccio Nord) sono presenti terreni di natura prevalentemente limoso-sabbiosa, 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 1÷2 metri di spessore, con q_c anche fino a 1.5÷2.5 MPa, seguita da strati più teneri, sotto falda, con valori di q_c che scendono anche a 0.5÷0.7 MPa. Da notare che, all'interno di tali terreni, si rinvengono spesso livelletti più limosi, e talora sabbiosi, con SPT anche bassi (3÷5 colpi/30 cm) e q_c di 2.5 MPa (CPTU30bis).
- Al di sotto di tale livello superficiale, e per uno spessore variabile fra 6 e 10 m, sono presenti ghiaie con sabbia, con valori di SPT medi compresi fra 20 e 50 colpi/30 cm.
- Al di sotto, e fino alle massime profondità indagate (30 m da pc), sono invece presenti sabbie medie e fini con frequenti intercalazioni di limi argillosi di spessore massimo pari ad un metro. Le densità relative medie sono comprese tra 50÷80% e valori di SPT tra 20 e 50 colpi/30 cm.

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 geognostica 2014										
Progressiva	Opera	Sigla	Sondaggio - profondità (m)	13/11/2014	26/11/2014	17/12/2014	19/01/2015	18/02/2015	27/03/2015	
				m da p.c.	m da p.c.	m da p.c.	m da p.c.	m da p.c.	m da p.c.	
10+531	CVF (SpN)	SPA16	50					-2,02	-1,92	
11+474.63	Ponte Illasi	SDA18						-2,63	-2,55	
11+712.74 ^(e)	Ponte Illasi	SPAA19	50		-1,14	-1,05	-1,38	-1,30	-1,36	PIEZOM SPERFICIALE
					-1,16	-1,10	-1,49	-1,45	-1,50	PIEZOM PROFONDO
12+031	Sottovia	SPA20	20	-1,80	-2,02	-1,87	-2,20	-2,11	-2,05	
12+302.23	Ponte sul canale	SPA20bis	30		-0,28	-0,25	-0,50	-0,45	-0,36	
12+527	CVF (SpN) ^(e)	SPA21	35	-1,20	-0,50	-0,30	-0,61	-0,56	-0,48	
14+833	CV Buggia (SpS) ^(e)	SPA23	20		-1,33	-1,13	-1,52	-1,44	-1,28	
16+195	Sottovia	SPA24	20					-1,35	-1,29	
17+425	Sottovia	SPA25	20			-0,30	-0,65	-0,58	-0,46	
17+690	Sottovia	SPA26	20							
17+883	Sottovia	SPA27	20		-0,65	-0,56	-0,83	-0,76	-0,65	

L'area del cavalcavia ferroviario in oggetto ricade all'interno della tratta compresa tra il km 12+150 e il km 13+300 per la quale si è ravvisata la presenza di fenomeni di liquefazione e sono stati conseguentemente previsti, sotto i rilevati ferroviari di linea, trattamenti costituiti da colonne in ghiaia di diametro $D=800\text{mm}$, interasse $i=2,0\text{m}$ e lunghezza variabile tra 5 m e $L=7,0$. Nella tratta del CVF in oggetto i trattamenti lungo linea raggiungono la profondità di 7 m. Per i risultati delle analisi di di liquefazione si rimanda alle relazioni sismica e geotecnica di lotto (doc.Rif.[4] e Doc.Rif.[2]).

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 una successione stratigrafica ragionevolmente cautelativa, localizzata in prossimità della CPTU30e30bis. Nei calcoli relativi al palo singolo, si è tenuto in conto degli stati potenzialmente liquefacibili solamente nelle analisi del comportamento del palo nei confronti dei carichi orizzontali. In tali analisi si è trascurata la presenza del terreno per i primi 5 m da pc, (2 m da testa palo). Tale assunzione risulta cautelativa in quanto gli spessori di terreno liquefacibili non risultano mai continui.

Per quanto concerne il comportamento del palo nei confronti dei carichi assiali, la stratigrafia assunta è ritenuta dagli scriventi sufficientemente conservativa per

gli scopi di questa fase progettuale e la presenza o meno del primo strato di terreno potenzialmente liquefacibile non ha conseguenze significative in termini di capacità portante per le lunghezze di palo considerate.

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

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 3 m dal piano finito.

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 sabbioso argilloso	0.0	5.0	18.5	30	0-	-	30	1500	- ⁽¹⁾
Ghiaie sabbiose	5.0	12.0	18.5	38	0	-	38	2500	15000
Limo argilloso	12.0	17.0	18.5	-	-	110	-	9· C_{Uk}	-
Sabbia	17.0	25.0	18.5	34	0	-	34	2500	12000
Sabbia	Da 49 in poi		18.5	34	0		34	3000	12000

⁽¹⁾ trascurato per simulare la presenza dello strato potenzialmente liquefacibile

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, (si veda 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.

La resistenza laterale ultima τ_{lim} è stata valutata come segue:

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 3;

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:

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

La resistenza ultima di base $q_{b,ult}$ è stata determinata come segue:

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.

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 abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura 4.

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 5 e Figura 6.

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 svaforevole, 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 palo (considerando i coefficienti parziali γ_A sulle azioni caratteristiche).

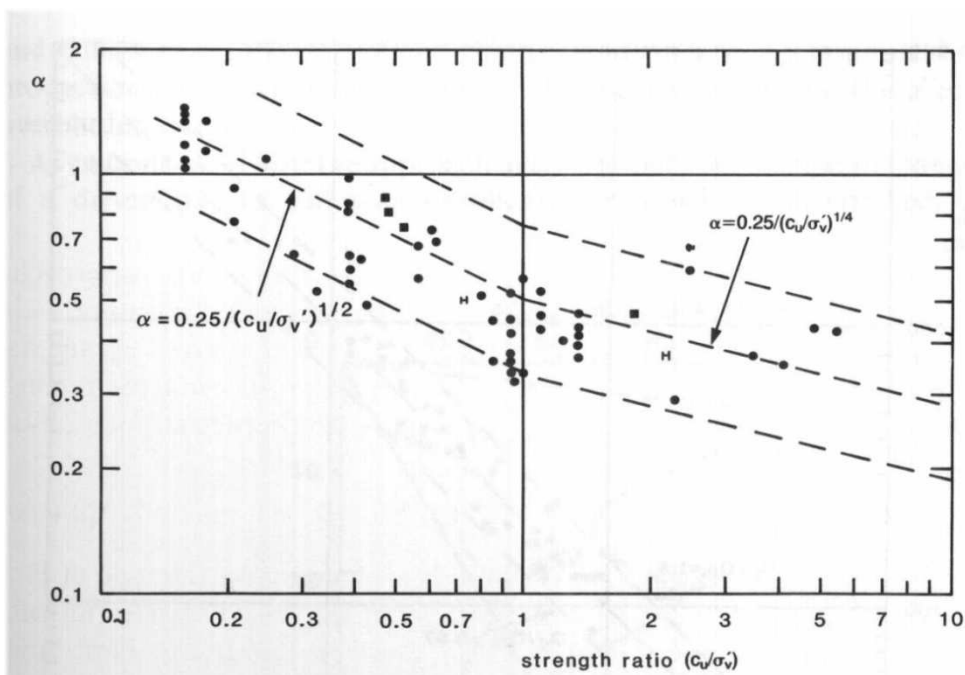
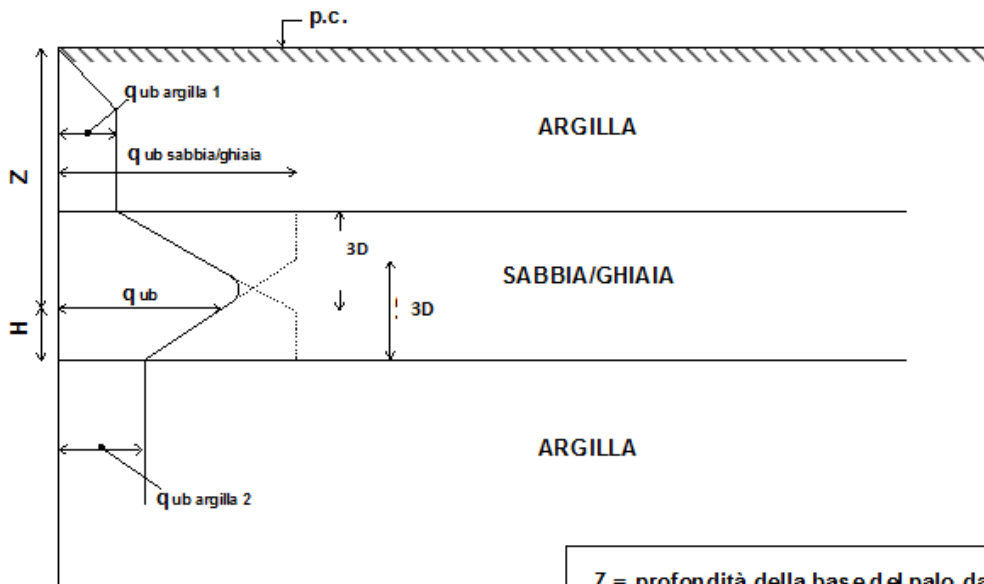


Figura 3 – Valore di α in funzione del rapporto c_u/σ'_v (da Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985))



Z = profondità della base del palo da p.c.

Figura 4 - 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 (m)	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	3264	2162	2111	1440
21	3448	2346	2238	1559
22	3640	2537	2370	1683
23	3925	2735	2557	1811
24	4218	2941	2750	1944
25	4519	3154	2948	2082
26	4744	3375	3103	2224
27	4976	3602	3262	2371
28	5212	3833	3425	2519
29	5449	4064	3587	2668
30	5685	4294	3749	2817
31	5921	4525	3911	2965
32	6157	4756	4074	3114
33	6393	4986	4236	3262
34	6629	5217	4398	3411
35	6865	5448	4560	3559
36	7101	5678	4723	3708
37	7337	5909	4885	3857
38	7573	6140	5047	4005
39	7809	6370	5209	4154
40	8045	6601	5372	4302
41	8281	6832	5534	4451
42	8517	7063	5696	4600
43	8753	7293	5858	4748
44	8990	7524	6020	4897
45	9226	7755	6183	5045
46	9462	7985	6345	5194
47	9698	8216	6507	5343
48	9934	8447	6669	5491
49	10170	8677	6832	5640
50	10406	8908	6994	5788

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 (m)	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	4187	2651	2686	1784
21	4406	2874	2836	1930
22	4635	3107	2993	2082
23	4975	3348	3217	2239
24	5324	3597	3447	2401
25	5684	3856	3684	2569
26	6013	4123	3903	2742
27	6290	4399	4094	2921
28	6572	4679	4287	3102
29	6853	4958	4481	3283
30	7135	5238	4674	3465
31	7416	5518	4867	3646
32	7698	5797	5061	3827
33	7979	6077	5254	4008
34	8261	6357	5447	4189
35	8543	6636	5641	4370
36	8824	6916	5834	4551
37	9106	7196	6028	4733
38	9387	7475	6221	4914
39	9669	7755	6414	5095
40	9950	8034	6608	5276
41	10232	8314	6801	5457
42	10514	8594	6994	5638
43	10795	8873	7188	5819
44	11077	9153	7381	6001
45	11358	9433	7574	6182
46	11640	9712	7768	6363
47	11921	9992	7961	6544
48	12203	10272	8155	6725
49	12485	10551	8348	6906
50	12766	10831	8541	7087

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 (m)	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	5739	3420	3643	2336
21	6010	3704	3829	2524
22	6293	4000	4023	2719
23	6715	4306	4299	2920
24	7148	4624	4584	3128
25	7594	4952	4878	3344
26	8053	5292	5180	3566
27	8460	5642	5453	3795
28	8809	5997	5692	4026
29	9157	6352	5931	4258
30	9506	6707	6171	4490
31	9855	7061	6410	4722
32	10204	7416	6649	4953
33	10552	7771	6888	5185
34	10901	8126	7128	5417
35	11250	8481	7367	5648
36	11599	8836	7606	5880
37	11947	9191	7845	6112
38	12296	9545	8084	6344
39	12645	9900	8324	6575
40	12994	10255	8563	6807
41	13342	10610	8802	7039
42	13691	10965	9042	7271
43	14040	11320	9281	7502
44	14389	11675	9520	7734
45	14737	12029	9759	7966
46	15086	12384	9998	8197
47	15435	12739	10238	8429
48	15783	13094	10477	8661
49	16132	13449	10716	8893
50	16481	13804	10955	9124

dove

R_d,compressione = Resistenza di design in compressione

R_d, trazione = Resistenza di design a trazione

CVF al km 12+594
Resistenza di progetto (R_d) del palo singolo
PALO TRIVELLATO
Approccio 1 - Combinazione 1 - STRU (A1+M1+R1)

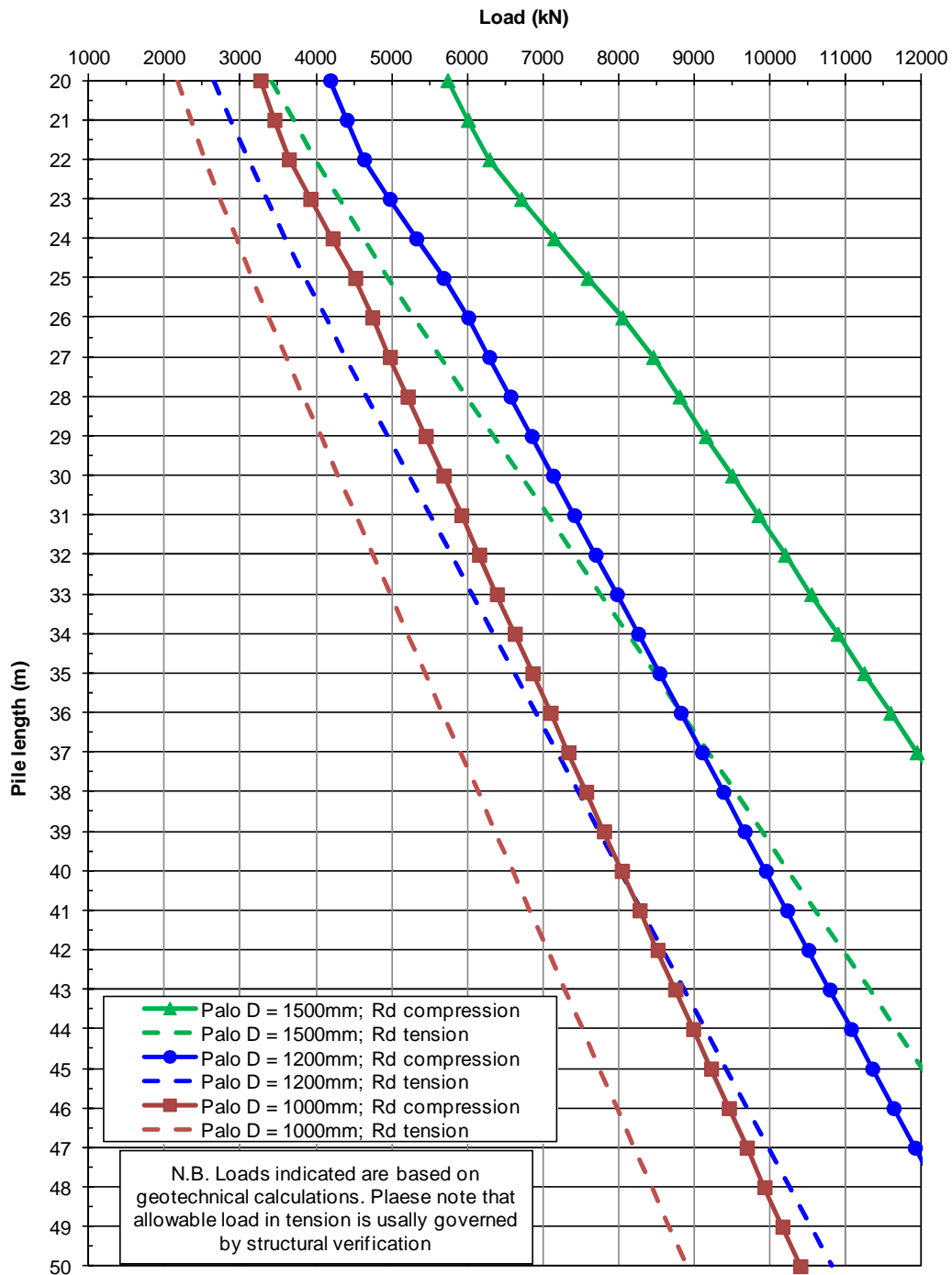


Figura 5: DA1-C1: Resistenza di progetto

CVF al km 12+594
Resistenza di progetto (R_d) del palo singolo
PALO TRIVELLATO
Approccio 1 - Combinazione 2 - GEO (A2+M1+R2)

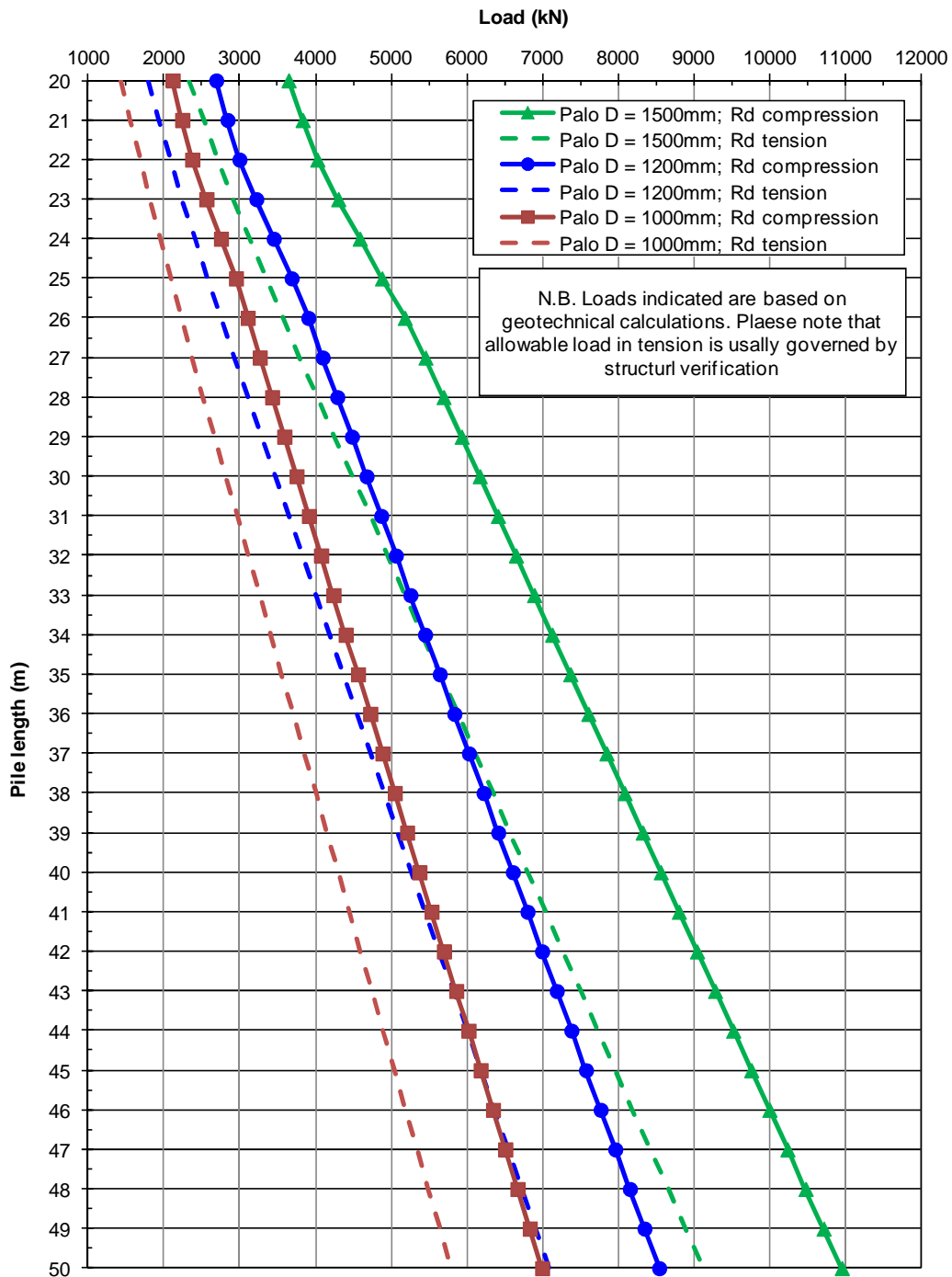


Figura 6: DA1-C2: Resistenza di progetto

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 40 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

$$T = \left(\frac{EJ}{E_{s0}} \right)^{0.25}$$

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 7 e Figura 8 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 9 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)
0.00	1.00	1.000	2.475
1.25	0.50	1.000	
2.50	-0.01	0.831	
3.75	-0.27	0.261	
5.00	-0.30	-0.075	
6.25	-0.22	-0.197	
7.50	-0.12	-0.179	
8.75	-0.05	-0.092	
10.00	-0.02	-0.046	
12.00	0.00	-0.018	
14.00	0.01	-0.003	
16.00	0.01	0.008	
18.00	0.00	0.006	
20.00	0.00	0.001	
23.33	0.00	0.000	
26.67	0.00	0.000	
30.00	0.00	0.000	
35.00	0.00	0.000	
40.00	0.00	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	2.751
1.3	0.546	1.000	
2.5	0.091	0.869	
3.8	-0.190	0.397	
5.0	-0.286	0.063	
6.3	-0.265	-0.118	
7.5	-0.193	-0.168	
8.8	-0.122	-0.128	
10.0	-0.074	-0.091	
12.0	-0.021	-0.056	
14.0	0.010	-0.031	
16.0	0.020	0.004	
18.0	0.011	0.014	
20.0	0.003	0.008	
23.3	-0.001	0.000	
26.7	0.000	-0.001	
30.0	0.000	0.000	
35.0	0.000	0.000	
40.0	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)
0.00	1.00	1.000	3.159
1.25	0.60	1.000	
2.50	0.21	0.905	
3.75	-0.08	0.541	
5.00	-0.23	0.238	
6.25	-0.27	0.025	
7.50	-0.25	-0.095	
8.75	-0.21	-0.133	
10.00	-0.15	-0.128	
12.00	-0.08	-0.106	
14.00	-0.02	-0.082	
16.00	0.02	-0.028	
18.00	0.02	0.007	
20.00	0.01	0.014	
23.33	0.00	0.007	
26.67	0.00	0.000	
30.00	0.00	-0.001	
35.00	0.00	0.000	
40.00	0.00	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	0.6749	0.7582	0.7582	1.2252	4.000
1.3	1.00	0.31	0.00	1.00					
2.5	0.68	0.63	-0.25	1.00					
3.8	-0.30	0.66	-0.90	0.79					
5.0	-0.67	0.49	-0.96	0.48					
6.3	-0.63	0.27	-0.71	0.22					
7.5	-0.41	0.11	-0.38	0.05					
8.8	-0.15	0.02	-0.10	-0.02					
10.0	-0.05	-0.01	0.00	-0.03					
12.0	0.00	-0.02	0.02	-0.02					
14.0	0.01	-0.01	0.03	-0.01					
16.0	0.01	-0.01	0.01	0.00					
18.0	0.01	0.00	0.00	0.00					
20.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
23.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
26.7	0.00	0.00	0.00	0.00					
30.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
35.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
40.0	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	0.9387	0.9350	0.9350	1.3594	4.000
1.3	1.00	0.31	0.00	1.00					
2.5	0.74	0.63	-0.18	1.00					
3.8	-0.08	0.71	-0.70	0.85					
5.0	-0.52	0.60	-0.84	0.59					
6.3	-0.62	0.42	-0.73	0.34					
7.5	-0.50	0.24	-0.48	0.15					
8.8	-0.27	0.11	-0.20	0.04					
10.0	-0.15	0.05	-0.09	0.00					
12.0	-0.07	0.00	-0.03	-0.02					
14.0	-0.03	-0.03	0.00	-0.03					
16.0	0.02	-0.03	0.03	-0.02					
18.0	0.03	-0.01	0.02	-0.01					
20.0	0.01	0.00	0.01	0.00					
23.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
26.7	0.00	0.00	0.00	0.00					
30.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
35.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
40.0	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	1.4504	1.2387	1.2387	1.5684	4.000
1.3	1.00	0.31	0.00	1.00					
2.5	0.81	0.63	-0.12	1.00					
3.8	0.15	0.77	-0.50	0.90					
5.0	-0.29	0.74	-0.66	0.71					
6.3	-0.49	0.61	-0.65	0.49					
7.5	-0.51	0.44	-0.52	0.31					
8.8	-0.38	0.30	-0.31	0.18					
10.0	-0.29	0.20	-0.20	0.10					
12.0	-0.21	0.08	-0.13	0.02					
14.0	-0.14	-0.01	-0.08	-0.03					
16.0	-0.02	-0.05	0.00	-0.05					
18.0	0.04	-0.05	0.04	-0.04					
20.0	0.04	-0.02	0.03	-0.02					
23.3	0.01	0.00	0.01	0.00					
26.7	0.00	0.00	0.00	0.00					
30.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
35.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
40.0	0.00	0.00	0.00	0.00					

Non-dimensional bending moment for fixed pile head

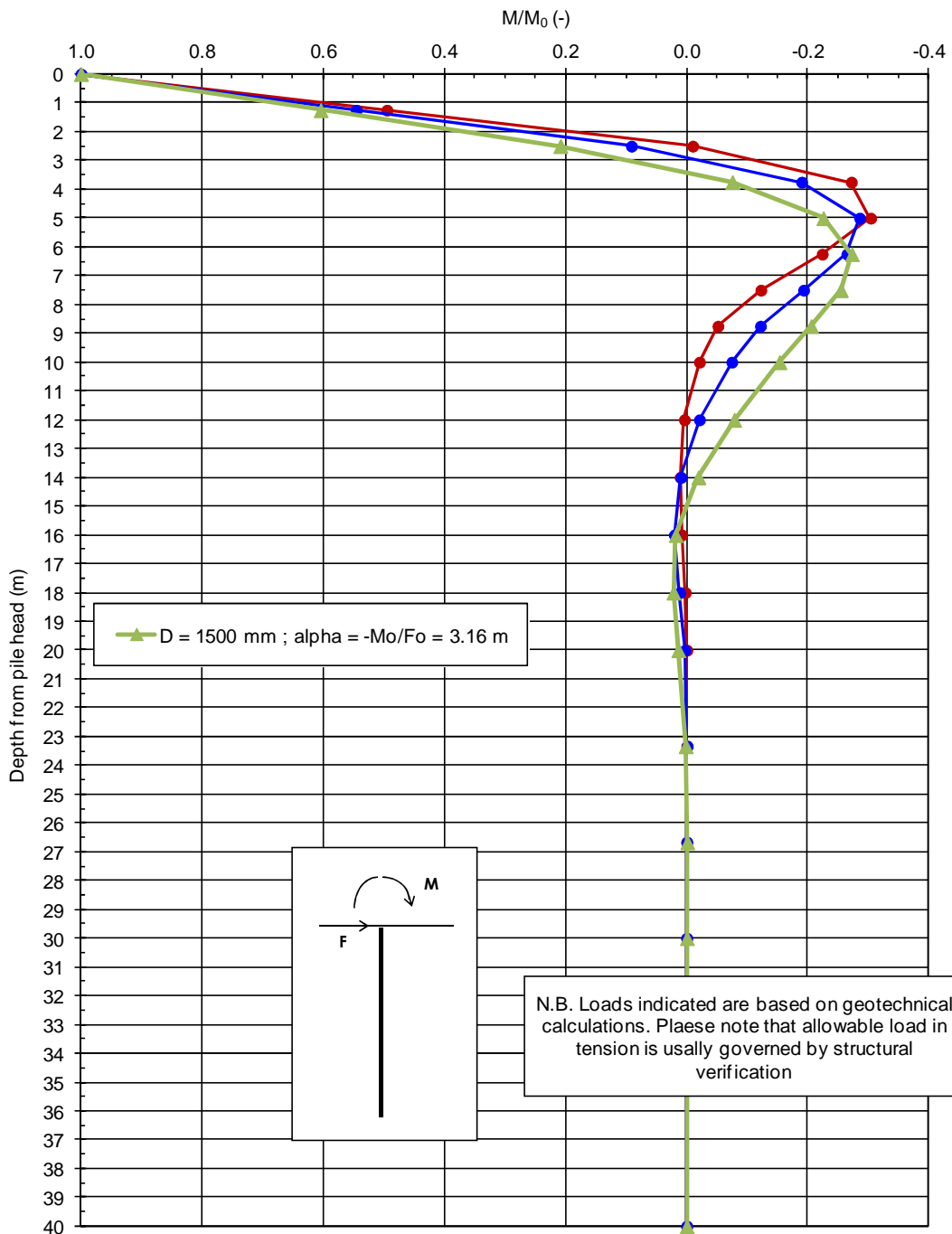


Figura 7: Andamento del momento flettente normalizzato

Non-dimensional shear force for fixed pile head

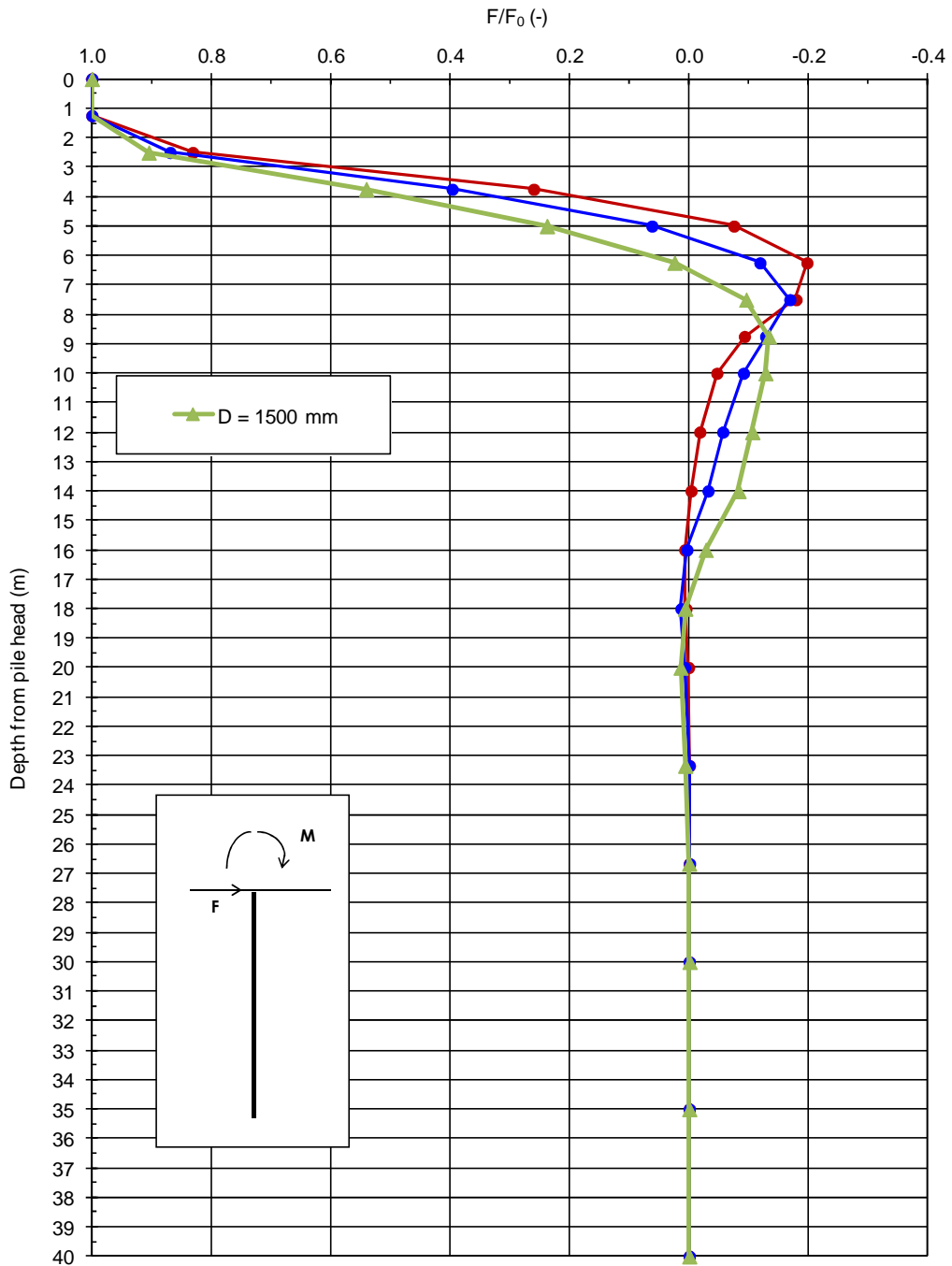


Figura 8: Andamento del taglio normalizzato

Fixed Head Condition - Pile head displacement

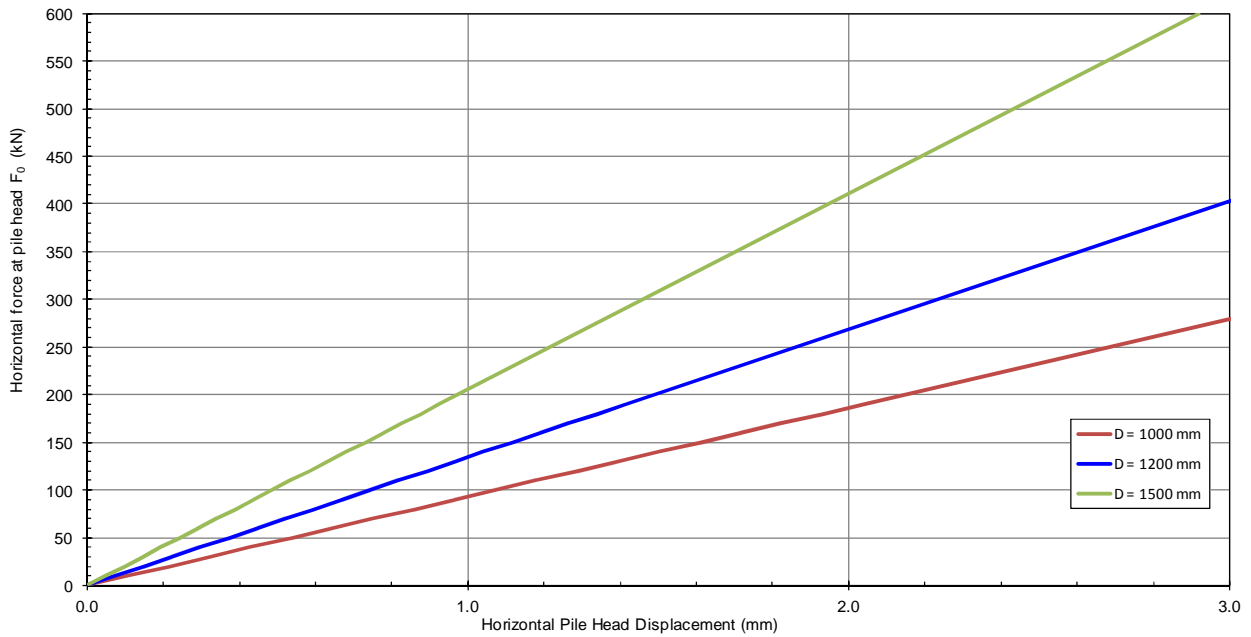



Figura 9: Curva carico – spostamento orizzontale

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBIV030X001-B	Pag 41 di 68

7 RILEVATI DI APPROCCIO

7.1 DEFINIZIONE DELLE PRINCIPALI PROBLEMATICHE

I due rilevati di approccio al cavalcaferrovia raggiungono altezze massime dell'ordine di 9÷9.5 m sul piano campagna.

Le condizioni geotecniche risultano particolarmente critiche nell'area dei rilevati, in particolar modo in virtù del risultato della prova penetrometrica CPTU 30, ubicata, come si può vedere dalla pianta ubicazione indagini, in corrispondenza del rilevato lato Nord. La prova indica chiaramente la presenza di terreni a prevalente componente sabbioso-limoso sciolti, presenti fino ad una profondità di circa 6-7 m da p.c. Si veda anche la relazione al Doc.Rif.[3] che tratta le principali problematiche dei rilevati di linea per la tratta in oggetto.

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 0.245 g.

Il dettaglio della procedura per la verifiche di liquefazione è contenuto nel documento citato. La Figura 14 riporta il risultato dell'analisi, considerando anche l'effetto di un carico, rappresentativo del peso del rilevato, pari a 5 m. Come si può notare, sono presenti estesi fenomeni di liquefazione su tutto lo spessore di terreni sciolti, identificabili nel grafico coi valori di $r_u = 1.0$

Di seguito si riporta la verifica di stabilità dei rilevati sulla base della quale si prescrive di adottare, al disotto dei due rilevati di approccio al cavalcaferrovia, la medesima soluzione di mitigazione del rischio di liquefazione prescritta il corrispondente tratto di linea AV/AC, e costituita da colonne di ghia D = 800 mm, L = 7 m, Interrasse a 2.0 m su maglia quadrata.

Di seguito si riportano i criteri di progetto utilizzati per le verifiche di stabilità dei rilevati di approccio del cavalcavia ferroviario 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	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_M γ_ϕ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	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_n	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 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.

Le verifiche qui riportate sono state condotte sulla base dei seguenti criteri:

- a) Nel caso di analisi di stabilità su terreno liquefatto, si è considerata la liquefazione come l'evento terminale, prodotto dall'intero ciclo di carichi dovuto al sisma. Pertanto, a liquefazione avvenuta, il sisma non è più presente e la verifica viene intesa come post-sismica. In sostanza, nelle verifiche post sismiche non è stata applicata l'accelerazione, ma si esamina la stabilità del rilevato a seguito dell'effetto prodotto dall'intero carico ciclico.
- b) 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 post-sisma di cui al punto a), tutti i coefficienti sulle azioni A2 sono posti pari a 1.
- c) La resistenza al taglio degli strati liquefatti è stata posta convenzionalmente pari a $0.1 \sigma'_v$ (si veda al proposito Idriss e Boulanger, 2008), che è stata modellata nelle analisi con un terreno avente angolo di resistenza al taglio pari a 5.7° (arc tg. 0.1).
- d) Nelle verifiche di stabilità in condizioni pseudo-statiche, condotte considerando la resistenza al taglio dei terreni statica sono stati adottati i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale), definiti come segue:

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

$$k_v = \pm k_h / 2$$

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 cavalciferrovia 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 = 0.245;

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

quindi:

$k_h = 0.059$

$k_v = \pm 0.029$

Nelle analisi di stabilità presentate è stato considerato un rilevato stradale di altezza pari a 8 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 quelle che considerano la situazione più gravosa, ovvero quella intesa come post-sismica. Facendo riferimento alla verifica di liquefazione riportata in Figura 14, la sabbia sotto il rilevato è stata considerata con $r_u=1$ tra 4 e 6.5 m da p.c., mentre esternamente al rilevato $r_u= 1$ da p.c.

Tabella 19: Analisi di stabilità – Sezione al km 12+400 – Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo.

Terreno naturale	Da	a	γ	ϕ'_k	c'_k	C_{Uk}
	(m p.c.)	(m p.c.)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)
Sabbia sciolta ⁽¹⁾	0.0	6.5	18.5	32	0	-
Ghiaie sabbiose	6.5 in poi		18.5	34	0	-
falda a p.c.						
Nel post sisma tale strato è stato schematizzato sotto il rilevato come segue:						
- da 0.0 a 4.0 m da p.c. sviluppo di sovrappressioni con $r_u = \Delta u / \sigma'_{vo}$ = rapporto di sovrappressione interstiziale =0.2.						
- da 4.0 a 6.5 m da p.c. materiale in liquefazione						

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

	γ	ϕ'_k	c'_k
Rilevato ⁽¹⁾	18	38	0
Trattamento ⁽²⁾	18.5	36	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			
⁽²⁾ Dove è presente il trattamento, lo scotico + bonifico sotto il rilevato è di 0.5 m da p.c.			

L'esito della verifica è riportato in Figura 10. Come si evince, per le altezze di rilevato considerate la verifica di stabilità non viene soddisfatta.

In rosso è riportato l'inviluppo delle superfici di scivolamento con

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

Tale risultato è necessariamente dovuto alla perdita di capacità portante dei terreni immediatamente sottostanti il piano del rilevato, che si trova in questo modo praticamente sprovvisto di terreno di supporto dotato di resistenza al taglio. Tale esito è relativamente indipendente dall'altezza del rilevato, e anche considerando altezze di rilevato di un metro inferiore, l'esito della verifica e le considerazioni di cui al punto precedente non cambiano.

La schematizzazione adottata va ovviamente intesa come una modellazione della situazione reale, che inevitabilmente sarà più complessa.

Gli involuppi di rottura mostrano che le superfici di scivolamento per le quali le verifiche non vengono soddisfatte, arrivano alla base dello strato compressibile. Considerato che tale ha uno spessore variabile da 2.0 a 6.5 m (CPTU30e 30Bis) da p.c., m sotto il rilevato, si prescrivono per i rilevati di interventi di consolidamento del terreno di fondazione, nello specifico colonne in ghiaia di diametro $D=800$ mm, $i=2.0$ m e lunghezza pari a $L=7$ m.

In Figura 11 si riporta l'analisi di stabilità con la schematizzazione del trattamento. La verifica risulta soddisfatta.

Il dimensionamento dell'intervento è stato così ottenuto:

- Sulla base dei valori di coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione, si è dimensionata la spaziatura degli interventi sulla base delle indicazioni di Priebe (1998) ¹. Il metodo consente di valutare, in funzione della “densità” del trattamento (i.e., la spaziatura fra le colonne), la diminuzione di azione ciclica sul terreno, dovuta alla presenza delle colonne stesse. Si sono quindi spaziati gli interventi in modo tale ottenere fattori di sicurezza nei confronti della liquefazione non inferiori a 1.25. Tale valore viene prescritto dall’Eurocodice 8 come valore minimo da ottenere nei confronti della liquefazione.
- Si è quindi valutato, con tale spaziatura, quale fossero dei valori massimi plausibili di sovrappressione interstiziale nel terreno migliorato (r_u), sulla base delle indicazioni contenute in Idriss I.M. and Boulanger R.W. (2008)²,
- Tenendo conto di tali sovrappressioni, si sono quindi stimate le condizioni di stabilità del rilevato (in accordo alle NTC 2008) tenendo conto delle condizioni post-sismiche, vale a dire:
 - ✓ Terreno esterno al rilevato non trattato in condizioni di liquefazione;
 - ✓ Sovrappressione interstiziale residua nel terreno trattato dovuta al cumulo di cicli di carico indotti dal sisma.

Lo schema di esecuzione delle colonne e i criteri per il loro posizionamento sono riportati nella Figura 12 e Figura 13.

In virtù della presenza delle colonne di ghiaia, della natura limoso-sabbiosa dei terreni in sito, si ritiene inoltre che i cedimenti dei rilevati si esauriranno nell’arco di poche settimane dalla fine della costruzione dell’opera, e che i cedimenti in esercizio saranno dell’ordine di qualche centimetro (1-2 cm), e del tutto compatibili con la funzionalità dell’opera stessa.

¹ Priebe H.J. (1998), “Vibroreplacement to prevent earthquake induced liquefaction”. Ground Engineering, September 1998.

² Idriss I.M. and Boulanger R.W. (2008), “Soil liquefaction during earthquakes”. EERI, Oakland, California. MNO.12.

CVF al km 12+594 (IV03)

Verifica SLU - Stabilità globale
Analisi statica post sisma

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

Name: sabbia ru
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18.5 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Phi: 28.35 °
Ru: 0.0939

Name: Sabbia liquef.
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18.5 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Phi: 4.57 °

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

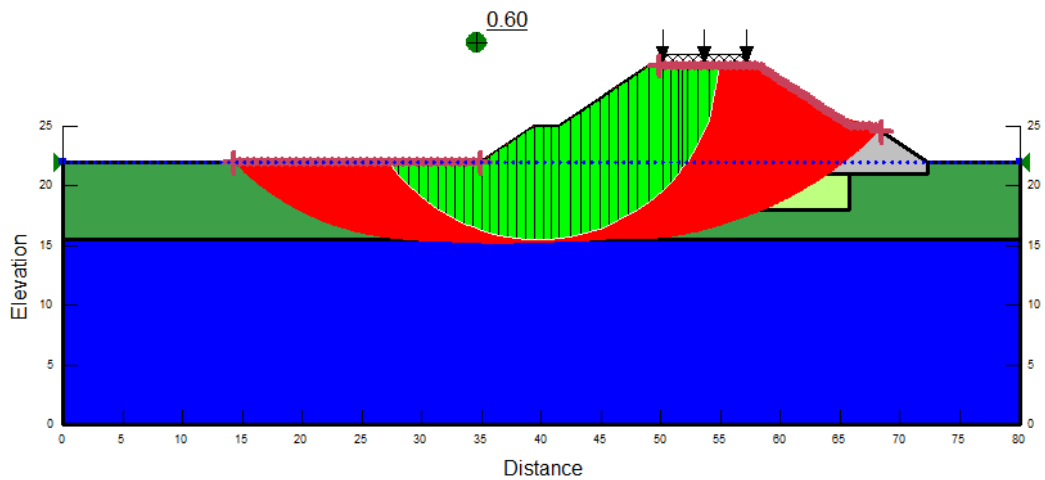


Figura 10: Verifica di stabilità globale – Analisi post sisma senza trattamento

CVF al km 12+594 (IV03)

Verifica SLU - Stabilità globale
Analisi statica post sisma

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

Name: Trattamento
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18.5 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Phi: 30.17 °

Name: Sabbia liquef.
Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18.5 kN/m³
Cohesion: 0 kPa
Phi: 4.57 °

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

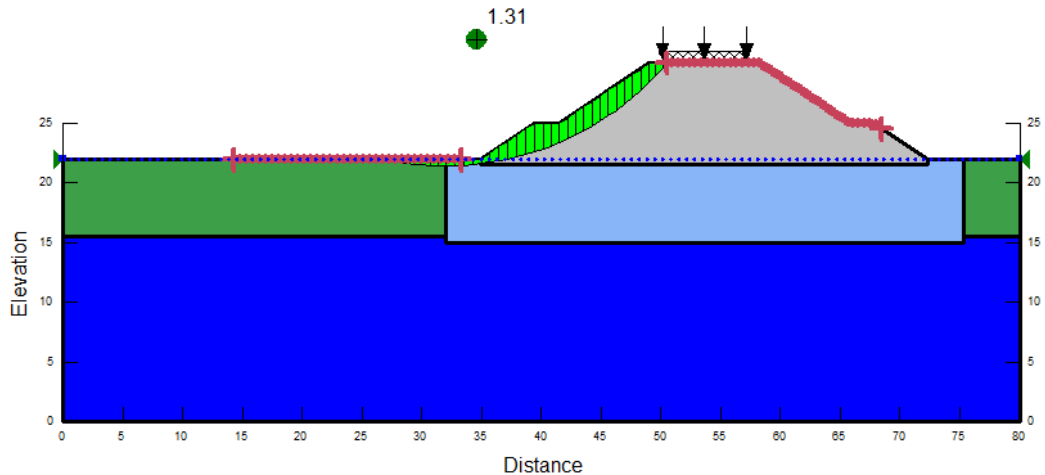


Figura 11: Verifica di stabilità globale – Analisi post sisma con trattamento

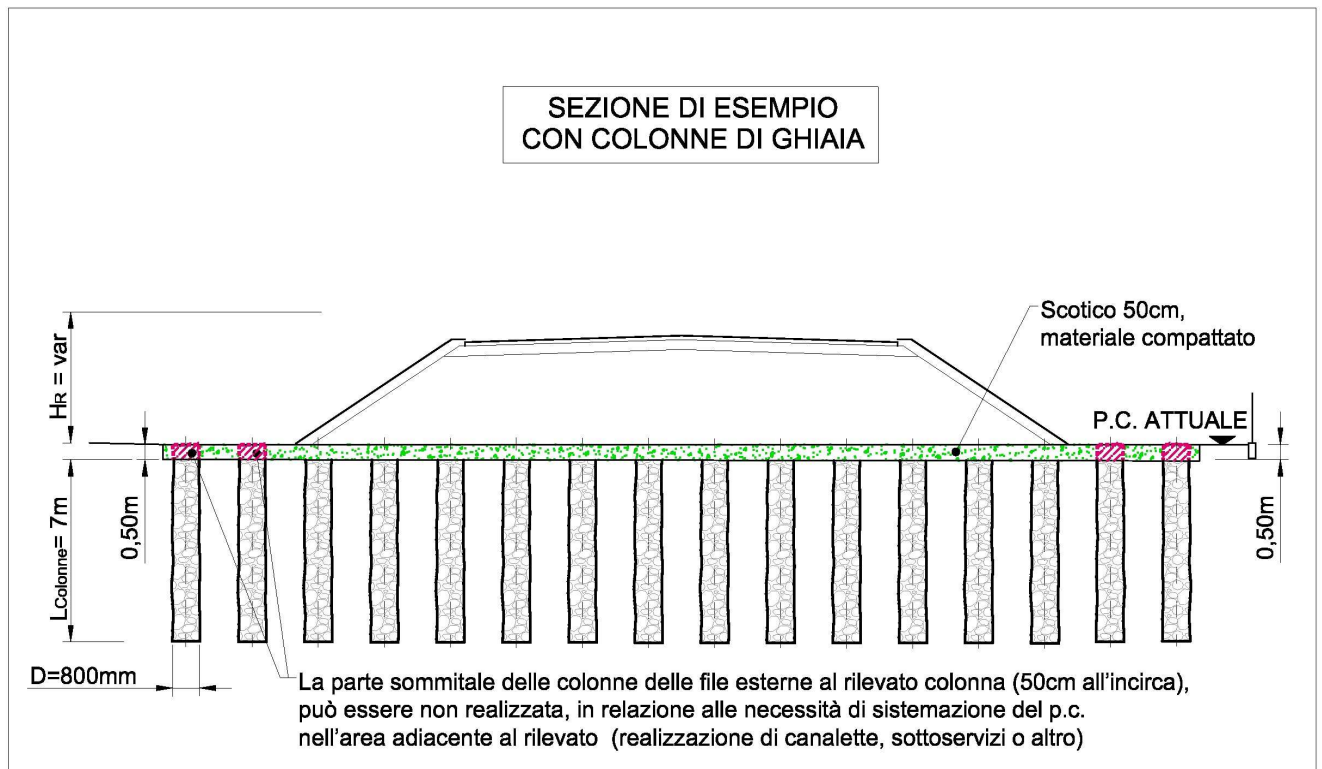
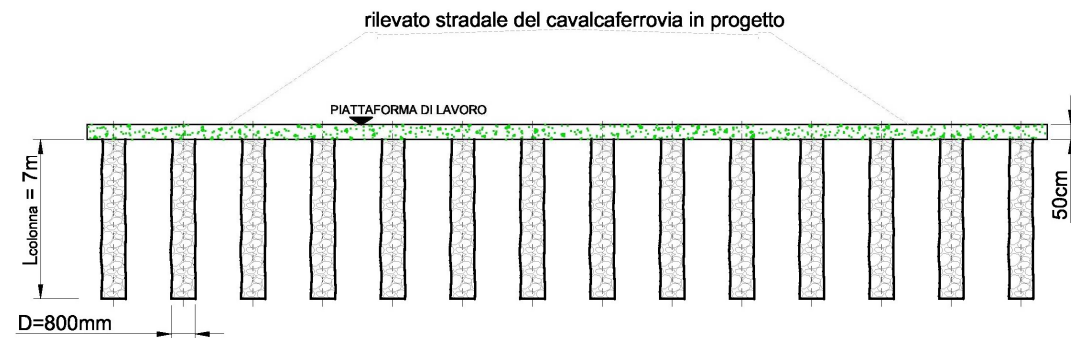


Figura 12: Sezione tipo di trattamento con colonne in ghiaia

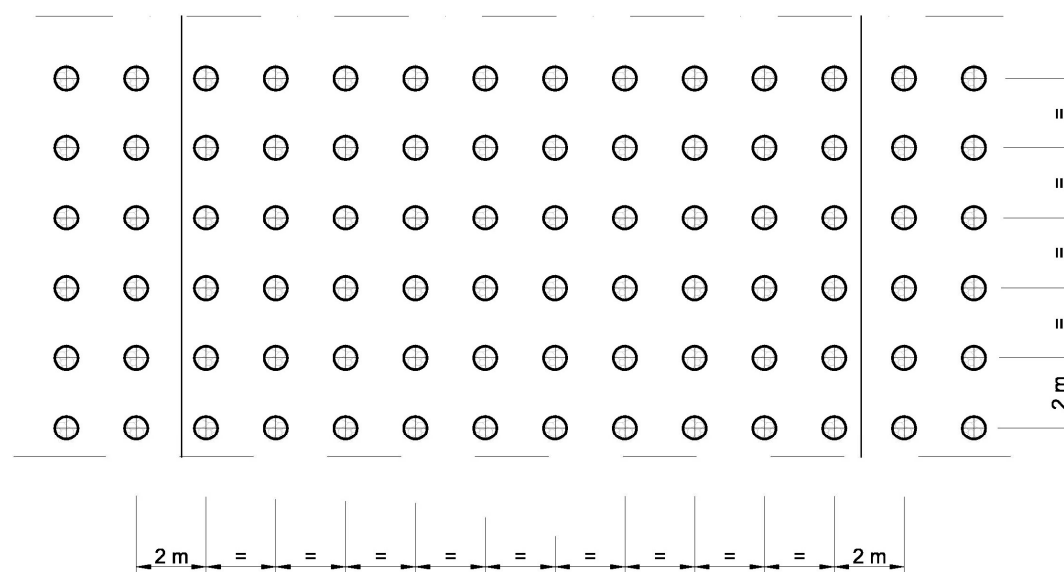
METODOLOGIA REALIZZATIVA COLONNE DI GHIAIA
"TECNICA DRY BOTTOM FEED"

- SEZIONE FINITA -



N.B. - Il diametro della colonna si intende il diametro finito, ricavabile dalla quantità di materiale introdotto.
- Il materiale da impiegare per la realizzazione delle colonne è ghiaia pulita con diametro compreso tra 20 e 60mm
- L'asse della fila di colonne più esterne deve essere almeno 2 metri distante dal piede del rilevato per rilevati con $H \leq 4m$, 3 metri nel caso di rilevati con $H > 4m$

- PLANIMETRIA -
Maglia quadrata



- FASI REALIZZATIVE -

1. Realizzazione dello scotico di 50 cm su tutta la larghezza futura dell'intervento con colonne.
2. Riempimento con misto granulare con granulometria in accordo alle specifiche Italferr, su tutta la larghezza dell'intervento. Lo strato servirà da piano di lavoro per le macchine per l'installazione delle colonne. Rullaggio della superficie per fornire una adeguata compattazione allo scopo.
3. Realizzazione delle colonne fino a 50 cm dal piano di lavoro.
4. Compattazione finale del piano di lavoro in accordo alle specifiche Italferr. Realizzazione del rilevato

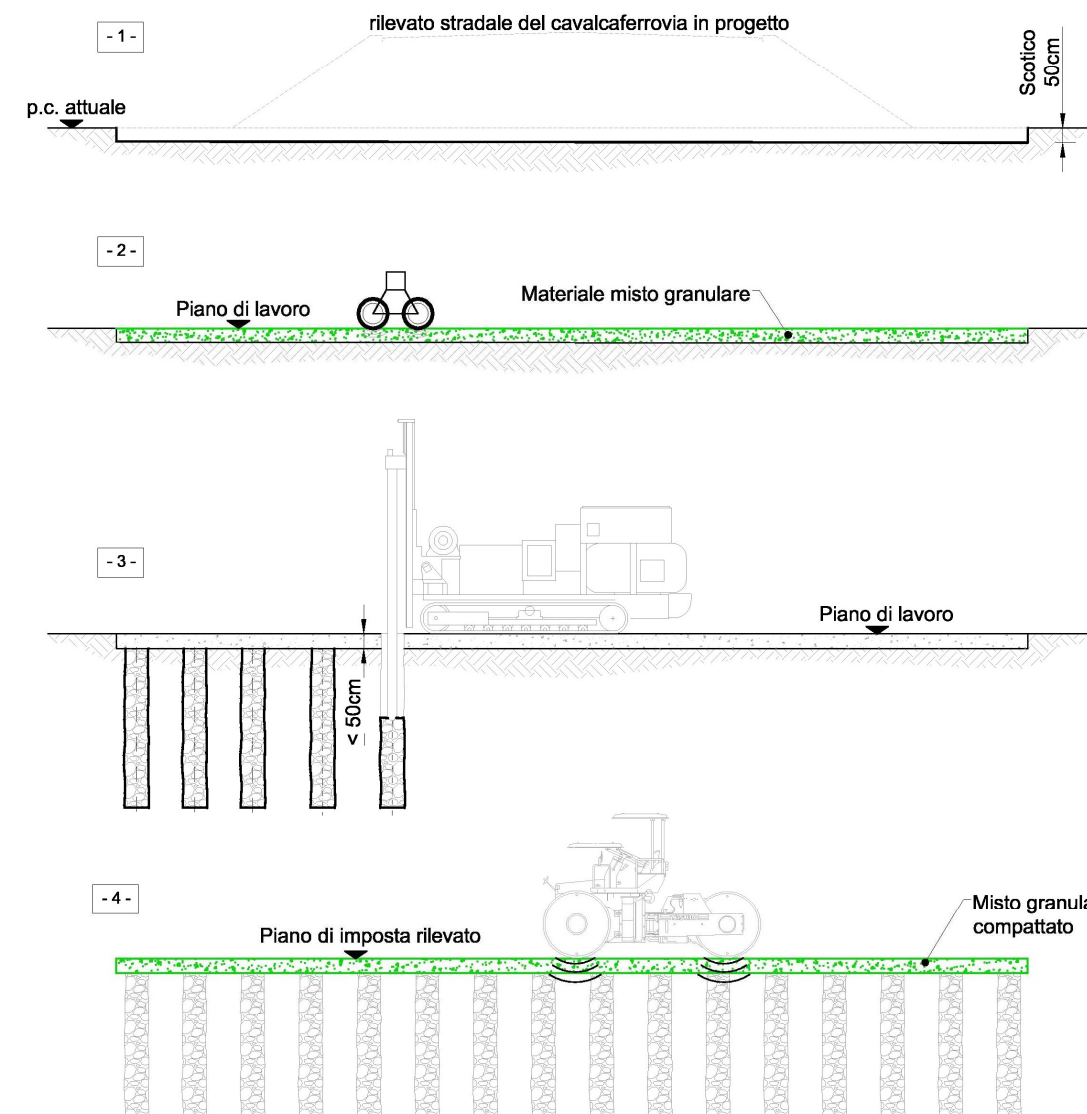


Figura 13: Fasi realizzative colonne in ghiaia

Tratta AC/AV Verona - Padova - Sub Tratta - Verona - Vicenza - Prova CPTU30e30bis Pr. 12+550

$A_{max_calc} / g = 0.25$ $M_{calc} = 6$ Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 $MSF = 2$

Riempimento $h = 5$ m Sovraccarico = 0 kPa

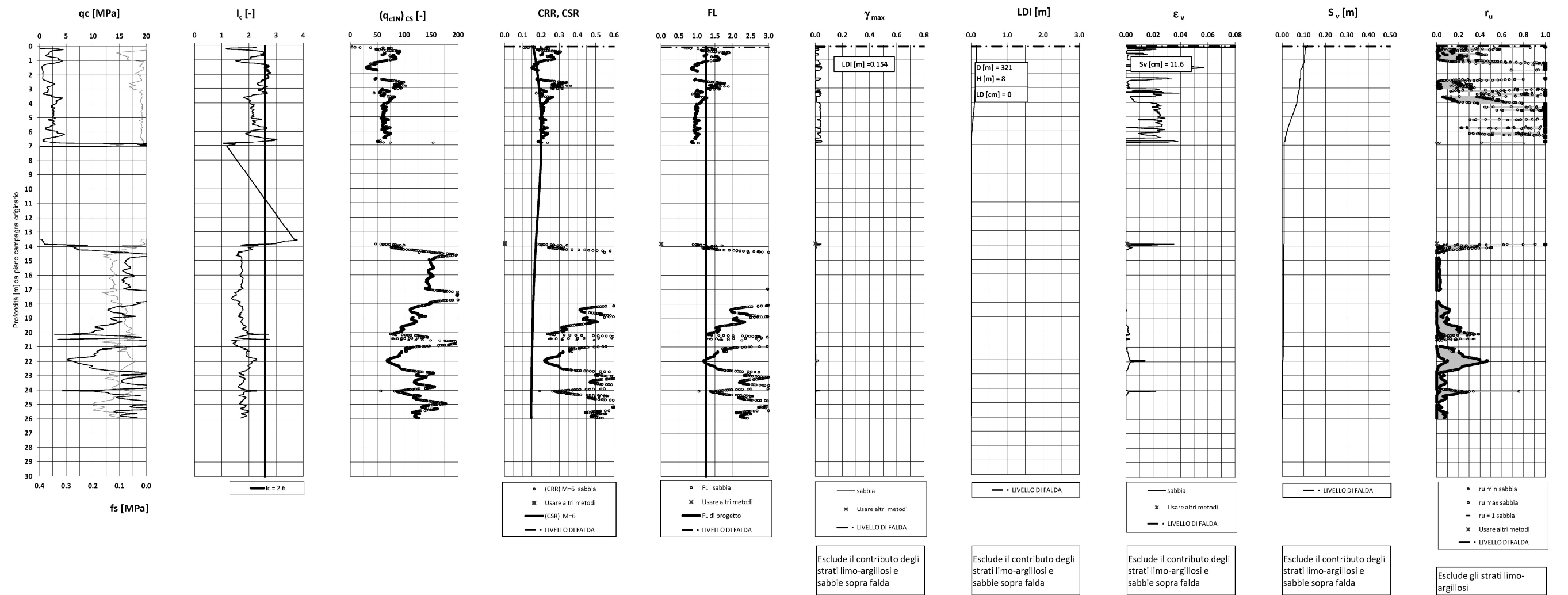


Figura 14: Analisi di liquefazione CPTU30e30bis

ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO

D10 / 1

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

cvf 12 e 13
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)	3
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	(-)	5
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	0

D10 / 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	5.00	18.50	8.50	0.00	30.0	30.0	0.0	0.0
2	12.00	18.50	8.50	0.00	38.0	38.0	0.0	0.0
3	17.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	110.0	110.0
4	25.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
5	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	INCOERENTE	120.0	1500.0	1500.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
3	COESIVO	100.0	990.0	990.0	1.00
4	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
5	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

D10 / 3

 cvf 12 e 13
 D 1000

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau, lim (kPa)	qb, cr (kPa)
3.0	55.5	25.5	--	0.40	10.3	--
4.0	74.0	34.0	--	0.40	13.7	--
5.0	92.5	42.5	--	0.40	17.2	--
6.0	111.0	51.0	--	0.55	27.9	--
7.0	129.5	59.5	--	0.55	32.5	--
8.0	148.0	68.0	--	0.55	37.2	--
9.0	166.5	76.5	--	0.55	41.8	--
10.0	185.0	85.0	--	0.55	46.5	--
11.0	203.5	93.5	--	0.55	51.1	--
12.0	222.0	102.0	--	0.55	55.8	--
13.0	240.5	110.5	0.50	0.50	55.0	--
14.0	259.0	119.0	0.50	0.46	55.0	--
15.0	277.5	127.5	0.50	0.43	55.0	--
16.0	296.0	136.0	0.50	0.40	55.0	--
17.0	314.5	144.5	0.50	0.38	55.0	990.0
18.0	333.0	153.0	--	0.47	72.2	1493.3
19.0	351.5	161.5	--	0.47	76.3	1996.7
20.0	370.0	170.0	--	0.47	80.3	2500.0
21.0	388.5	178.5	--	0.47	84.3	2500.0
22.0	407.0	187.0	--	0.47	88.3	2500.0
23.0	425.5	195.5	--	0.47	92.3	2500.0
24.0	444.0	204.0	--	0.47	96.3	2500.0
25.0	462.5	212.5	--	0.47	100.3	2500.0
26.0	481.0	221.0	--	0.47	104.3	2666.7
27.0	499.5	229.5	--	0.47	108.4	2833.3
28.0	518.0	238.0	--	0.47	112.4	3000.0
29.0	536.5	246.5	--	0.47	116.4	3000.0
30.0	555.0	255.0	--	0.47	120.0	3000.0
31.0	573.5	263.5	--	0.46	120.0	3000.0
32.0	592.0	272.0	--	0.44	120.0	3000.0
33.0	610.5	280.5	--	0.43	120.0	3000.0
34.0	629.0	289.0	--	0.42	120.0	3000.0
35.0	647.5	297.5	--	0.40	120.0	3000.0
36.0	666.0	306.0	--	0.39	120.0	3000.0
37.0	684.5	314.5	--	0.38	120.0	3000.0
38.0	703.0	323.0	--	0.37	120.0	3000.0
39.0	721.5	331.5	--	0.36	120.0	3000.0
40.0	740.0	340.0	--	0.35	120.0	3000.0
41.0	758.5	348.5	--	0.34	120.0	3000.0
42.0	777.0	357.0	--	0.34	120.0	3000.0
43.0	795.5	365.5	--	0.33	120.0	3000.0
44.0	814.0	374.0	--	0.32	120.0	3000.0
45.0	832.5	382.5	--	0.31	120.0	3000.0
46.0	851.0	391.0	--	0.31	120.0	3000.0
47.0	869.5	399.5	--	0.30	120.0	3000.0
48.0	888.0	408.0	--	0.29	120.0	3000.0

D10 / 4

cvf 12 e 13
D 1000

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
49.0	906.5	416.5	--	0.29	120.0	3000.0
50.0	925.0	425.0	--	0.28	120.0	3000.0
51.0	943.5	433.5	--	0.28	120.0	3000.0
52.0	962.0	442.0	--	0.27	120.0	3000.0
53.0	980.5	450.5	--	0.27	120.0	3000.0
54.0	999.0	459.0	--	0.26	120.0	3000.0
55.0	1017.5	467.5	--	0.26	120.0	3000.0
56.0	1036.0	476.0	--	0.25	120.0	3000.0
57.0	1054.5	484.5	--	0.25	120.0	3000.0
58.0	1073.0	493.0	--	0.24	120.0	3000.0
59.0	1091.5	501.5	--	0.24	120.0	3000.0
60.0	1110.0	510.0	--	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

D10 / 5

cvf 12 e 13
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	5171.2	3317.7	1963.5	110.0	5281.2	6.58
21.00	5462.0	3614.0	1963.5	115.5	5577.5	6.95
22.00	5765.4	3922.9	1963.5	121.0	5886.4	7.34
23.00	6212.3	4244.4	2094.4	126.4	6338.8	7.91
24.00	6671.8	4578.5	2225.3	131.9	6803.8	8.49
25.00	7144.0	4925.2	2356.2	137.4	7281.4	9.10
26.00	7497.8	5284.6	2356.2	142.9	7640.8	9.55
27.00	7863.9	5656.2	2356.2	148.4	8012.4	10.01
28.00	8235.4	6033.2	2356.2	153.9	8389.4	10.49
29.00	8606.9	6410.2	2356.2	159.4	8766.4	10.96
30.00	8978.4	6787.2	2356.2	164.9	9143.4	11.43
31.00	9349.9	7164.2	2356.2	170.4	9520.3	11.90
32.00	9721.4	7541.1	2356.2	175.9	9897.3	12.38
33.00	10092.9	7918.1	2356.2	181.4	10274.3	12.85
34.00	10464.4	8295.1	2356.2	186.9	10651.3	13.32
35.00	10835.9	8672.1	2356.2	192.4	11028.3	13.80
36.00	11207.4	9049.1	2356.2	197.9	11405.3	14.27
37.00	11578.9	9426.1	2356.2	203.4	11782.3	14.74
38.00	11950.4	9803.1	2356.2	208.9	12159.3	15.22
39.00	12321.9	10180.1	2356.2	214.4	12536.3	15.69
40.00	12693.4	10557.1	2356.2	219.9	12913.3	16.16
41.00	13064.8	10934.1	2356.2	225.4	13290.3	16.63
42.00	13436.3	11311.1	2356.2	230.9	13667.3	17.11
43.00	13807.8	11688.0	2356.2	236.4	14044.2	17.58
44.00	14179.3	12065.0	2356.2	241.9	14421.2	18.05
45.00	14550.8	12442.0	2356.2	247.4	14798.2	18.53
46.00	14922.3	12819.0	2356.2	252.9	15175.2	19.00
47.00	15293.8	13196.0	2356.2	258.4	15552.2	19.47
48.00	15665.3	13573.0	2356.2	263.9	15929.2	19.95
49.00	16036.8	13950.0	2356.2	269.4	16306.2	20.42
50.00	16408.3	14327.0	2356.2	274.9	16683.2	20.89

Lpalo = Lunghezza del palo da quota sottopinto
 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 = $Q_{l,u}/FSL + Q_{b,cr}/FSB - W_{palo}$

d12 / 1

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

cvf 12 e 13
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)	3
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	(-)	5
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	0

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	5.00	18.50	8.50	0.00	30.0	30.0	0.0	0.0
2	12.00	18.50	8.50	0.00	38.0	38.0	0.0	0.0
3	17.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	110.0	110.0
4	25.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
5	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	INCOERENTE	120.0	1500.0	1500.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
3	COESIVO	100.0	990.0	990.0	1.00
4	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
5	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

dl2 / 3

 cvf 12 e 13
 D 1200

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau, lim (kPa)	qb, cr (kPa)
3.0	55.5	25.5	--	0.40	10.3	--
4.0	74.0	34.0	--	0.40	13.7	--
5.0	92.5	42.5	--	0.40	17.2	--
6.0	111.0	51.0	--	0.55	27.9	--
7.0	129.5	59.5	--	0.55	32.5	--
8.0	148.0	68.0	--	0.55	37.2	--
9.0	166.5	76.5	--	0.55	41.8	--
10.0	185.0	85.0	--	0.55	46.5	--
11.0	203.5	93.5	--	0.55	51.1	--
12.0	222.0	102.0	--	0.55	55.8	--
13.0	240.5	110.5	0.50	0.50	55.0	--
14.0	259.0	119.0	0.50	0.46	55.0	--
15.0	277.5	127.5	0.50	0.43	55.0	--
16.0	296.0	136.0	0.50	0.40	55.0	990.0
17.0	314.5	144.5	0.50	0.38	55.0	990.0
18.0	333.0	153.0	--	0.47	72.2	1409.4
19.0	351.5	161.5	--	0.47	76.3	1828.9
20.0	370.0	170.0	--	0.47	80.3	2248.3
21.0	388.5	178.5	--	0.47	84.3	2500.0
22.0	407.0	187.0	--	0.47	88.3	2500.0
23.0	425.5	195.5	--	0.47	92.3	2500.0
24.0	444.0	204.0	--	0.47	96.3	2500.0
25.0	462.5	212.5	--	0.47	100.3	2500.0
26.0	481.0	221.0	--	0.47	104.3	2638.9
27.0	499.5	229.5	--	0.47	108.4	2777.8
28.0	518.0	238.0	--	0.47	112.4	2916.7
29.0	536.5	246.5	--	0.47	116.4	3000.0
30.0	555.0	255.0	--	0.47	120.0	3000.0
31.0	573.5	263.5	--	0.46	120.0	3000.0
32.0	592.0	272.0	--	0.44	120.0	3000.0
33.0	610.5	280.5	--	0.43	120.0	3000.0
34.0	629.0	289.0	--	0.42	120.0	3000.0
35.0	647.5	297.5	--	0.40	120.0	3000.0
36.0	666.0	306.0	--	0.39	120.0	3000.0
37.0	684.5	314.5	--	0.38	120.0	3000.0
38.0	703.0	323.0	--	0.37	120.0	3000.0
39.0	721.5	331.5	--	0.36	120.0	3000.0
40.0	740.0	340.0	--	0.35	120.0	3000.0
41.0	758.5	348.5	--	0.34	120.0	3000.0
42.0	777.0	357.0	--	0.34	120.0	3000.0
43.0	795.5	365.5	--	0.33	120.0	3000.0
44.0	814.0	374.0	--	0.32	120.0	3000.0
45.0	832.5	382.5	--	0.31	120.0	3000.0
46.0	851.0	391.0	--	0.31	120.0	3000.0
47.0	869.5	399.5	--	0.30	120.0	3000.0
48.0	888.0	408.0	--	0.29	120.0	3000.0

d12 / 4

cvf 12 e 13
D 1200

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
49.0	906.5	416.5	--	0.29	120.0	3000.0
50.0	925.0	425.0	--	0.28	120.0	3000.0
51.0	943.5	433.5	--	0.28	120.0	3000.0
52.0	962.0	442.0	--	0.27	120.0	3000.0
53.0	980.5	450.5	--	0.27	120.0	3000.0
54.0	999.0	459.0	--	0.26	120.0	3000.0
55.0	1017.5	467.5	--	0.26	120.0	3000.0
56.0	1036.0	476.0	--	0.25	120.0	3000.0
57.0	1054.5	484.5	--	0.25	120.0	3000.0
58.0	1073.0	493.0	--	0.24	120.0	3000.0
59.0	1091.5	501.5	--	0.24	120.0	3000.0
60.0	1110.0	510.0	--	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

d12 / 5

cvf 12 e 13
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	6650.3	3981.2	2827.4	158.3	6808.6	5.88
21.00	6997.9	4336.8	2827.4	166.3	7164.2	6.19
22.00	7360.7	4707.4	2827.4	174.2	7534.9	6.51
23.00	7895.7	5093.3	2984.5	182.1	8077.8	6.98
24.00	8445.8	5494.2	3141.6	190.0	8635.8	7.47
25.00	9011.0	5910.3	3298.7	197.9	9208.9	7.97
26.00	9528.6	6341.5	3392.9	205.8	9734.4	8.43
27.00	9966.6	6787.4	3392.9	213.8	10180.3	8.81
28.00	10411.1	7239.8	3392.9	221.7	10632.7	9.21
29.00	10855.5	7692.2	3392.9	229.6	11085.1	9.60
30.00	11300.0	8144.6	3392.9	237.5	11537.5	9.99
31.00	11744.5	8597.0	3392.9	245.4	11989.9	10.38
32.00	12189.0	9049.4	3392.9	253.3	12442.3	10.78
33.00	12633.4	9501.8	3392.9	261.3	12894.7	11.17
34.00	13077.9	9954.2	3392.9	269.2	13347.1	11.56
35.00	13522.4	10406.5	3392.9	277.1	13799.5	11.96
36.00	13966.8	10858.9	3392.9	285.0	14251.9	12.35
37.00	14411.3	11311.3	3392.9	292.9	14704.2	12.74
38.00	14855.8	11763.7	3392.9	300.8	15156.6	13.14
39.00	15300.3	12216.1	3392.9	308.8	15609.0	13.53
40.00	15744.7	12668.5	3392.9	316.7	16061.4	13.92
41.00	16189.2	13120.9	3392.9	324.6	16513.8	14.31
42.00	16633.7	13573.3	3392.9	332.5	16966.2	14.71
43.00	17078.2	14025.7	3392.9	340.4	17418.6	15.10
44.00	17522.6	14478.0	3392.9	348.3	17871.0	15.49
45.00	17967.1	14930.4	3392.9	356.3	18323.4	15.89
46.00	18411.6	15382.8	3392.9	364.2	18775.7	16.28
47.00	18856.0	15835.2	3392.9	372.1	19228.1	16.67
48.00	19300.5	16287.6	3392.9	380.0	19680.5	17.07
49.00	19745.0	16740.0	3392.9	387.9	20132.9	17.46
50.00	20189.5	17192.4	3392.9	395.8	20585.3	17.85

Lpalo = Lunghezza del palo da quota sottopinto
 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 = $Q_{l,u}/FSL + Q_{b,cr}/FSB - W_{palo}$

d15 / 1

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

cvf 12 e 13
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)	3
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	(-)	5
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	0

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	5.00	18.50	8.50	0.00	30.0	30.0	0.0	0.0
2	12.00	18.50	8.50	0.00	38.0	38.0	0.0	0.0
3	17.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	110.0	110.0
4	25.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
5	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	INCOERENTE	120.0	1500.0	1500.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
3	COESIVO	100.0	990.0	990.0	1.00
4	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
5	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

d15 / 3

 cvf 12 e 13
 D 1500

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau, lim (kPa)	qb, cr (kPa)
3.0	55.5	25.5	--	0.40	10.3	--
4.0	74.0	34.0	--	0.40	13.7	--
5.0	92.5	42.5	--	0.40	17.2	--
6.0	111.0	51.0	--	0.55	27.9	--
7.0	129.5	59.5	--	0.55	32.5	--
8.0	148.0	68.0	--	0.55	37.2	--
9.0	166.5	76.5	--	0.55	41.8	--
10.0	185.0	85.0	--	0.55	46.5	--
11.0	203.5	93.5	--	0.55	51.1	--
12.0	222.0	102.0	--	0.55	55.8	--
13.0	240.5	110.5	0.50	0.50	55.0	--
14.0	259.0	119.0	0.50	0.46	55.0	990.0
15.0	277.5	127.5	0.50	0.43	55.0	990.0
16.0	296.0	136.0	0.50	0.40	55.0	990.0
17.0	314.5	144.5	0.50	0.38	55.0	990.0
18.0	333.0	153.0	--	0.47	72.2	1325.6
19.0	351.5	161.5	--	0.47	76.3	1661.1
20.0	370.0	170.0	--	0.47	80.3	1996.7
21.0	388.5	178.5	--	0.47	84.3	2332.2
22.0	407.0	187.0	--	0.47	88.3	2500.0
23.0	425.5	195.5	--	0.47	92.3	2500.0
24.0	444.0	204.0	--	0.47	96.3	2500.0
25.0	462.5	212.5	--	0.47	100.3	2500.0
26.0	481.0	221.0	--	0.47	104.3	2611.1
27.0	499.5	229.5	--	0.47	108.4	2722.2
28.0	518.0	238.0	--	0.47	112.4	2833.3
29.0	536.5	246.5	--	0.47	116.4	2944.4
30.0	555.0	255.0	--	0.47	120.0	3000.0
31.0	573.5	263.5	--	0.46	120.0	3000.0
32.0	592.0	272.0	--	0.44	120.0	3000.0
33.0	610.5	280.5	--	0.43	120.0	3000.0
34.0	629.0	289.0	--	0.42	120.0	3000.0
35.0	647.5	297.5	--	0.40	120.0	3000.0
36.0	666.0	306.0	--	0.39	120.0	3000.0
37.0	684.5	314.5	--	0.38	120.0	3000.0
38.0	703.0	323.0	--	0.37	120.0	3000.0
39.0	721.5	331.5	--	0.36	120.0	3000.0
40.0	740.0	340.0	--	0.35	120.0	3000.0
41.0	758.5	348.5	--	0.34	120.0	3000.0
42.0	777.0	357.0	--	0.34	120.0	3000.0
43.0	795.5	365.5	--	0.33	120.0	3000.0
44.0	814.0	374.0	--	0.32	120.0	3000.0
45.0	832.5	382.5	--	0.31	120.0	3000.0
46.0	851.0	391.0	--	0.31	120.0	3000.0
47.0	869.5	399.5	--	0.30	120.0	3000.0
48.0	888.0	408.0	--	0.29	120.0	3000.0

d15 / 4

cvf 12 e 13
D 1500

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
49.0	906.5	416.5	--	0.29	120.0	3000.0
50.0	925.0	425.0	--	0.28	120.0	3000.0
51.0	943.5	433.5	--	0.28	120.0	3000.0
52.0	962.0	442.0	--	0.27	120.0	3000.0
53.0	980.5	450.5	--	0.27	120.0	3000.0
54.0	999.0	459.0	--	0.26	120.0	3000.0
55.0	1017.5	467.5	--	0.26	120.0	3000.0
56.0	1036.0	476.0	--	0.25	120.0	3000.0
57.0	1054.5	484.5	--	0.25	120.0	3000.0
58.0	1073.0	493.0	--	0.24	120.0	3000.0
59.0	1091.5	501.5	--	0.24	120.0	3000.0
60.0	1110.0	510.0	--	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

d15 / 5

cvf 12 e 13
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	9147.0	4976.5	4417.9	247.4	9394.4	5.18
21.00	9579.0	5421.0	4417.9	259.8	9838.8	5.42
22.00	10030.0	5884.3	4417.9	272.1	10302.2	5.68
23.00	10696.3	6366.6	4614.2	284.5	10980.8	6.05
24.00	11381.4	6867.7	4810.6	296.9	11678.3	6.44
25.00	12085.5	7387.8	5006.9	309.3	12394.8	6.84
26.00	12808.5	7926.8	5203.3	321.6	13130.1	7.25
27.00	13451.7	8484.3	5301.4	334.0	13785.7	7.61
28.00	14004.8	9049.8	5301.4	346.4	14351.2	7.93
29.00	14558.0	9615.3	5301.4	358.7	14916.7	8.24
30.00	15111.1	10180.7	5301.4	371.1	15482.2	8.55
31.00	15664.2	10746.2	5301.4	383.5	16047.7	8.86
32.00	16217.3	11311.7	5301.4	395.8	16613.2	9.18
33.00	16770.4	11877.2	5301.4	408.2	17178.6	9.49
34.00	17323.5	12442.7	5301.4	420.6	17744.1	9.80
35.00	17876.7	13008.2	5301.4	433.0	18309.6	10.12
36.00	18429.8	13573.7	5301.4	445.3	18875.1	10.43
37.00	18982.9	14139.1	5301.4	457.7	19440.6	10.74
38.00	19536.0	14704.6	5301.4	470.1	20006.1	11.06
39.00	20089.1	15270.1	5301.4	482.4	20571.6	11.37
40.00	20642.2	15835.6	5301.4	494.8	21137.0	11.68
41.00	21195.4	16401.1	5301.4	507.2	21702.5	11.99
42.00	21748.5	16966.6	5301.4	519.5	22268.0	12.31
43.00	22301.6	17532.1	5301.4	531.9	22833.5	12.62
44.00	22854.7	18097.6	5301.4	544.3	23399.0	12.93
45.00	23407.8	18663.0	5301.4	556.7	23964.5	13.25
46.00	23960.9	19228.5	5301.4	569.0	24530.0	13.56
47.00	24514.1	19794.0	5301.4	581.4	25095.5	13.87
48.00	25067.2	20359.5	5301.4	593.8	25660.9	14.19
49.00	25620.3	20925.0	5301.4	606.1	26226.4	14.50
50.00	26173.4	21490.5	5301.4	618.5	26791.9	14.81

Lpalo = Lunghezza del palo da quota sottopinto
 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 = $Q_{l,u}/FSL + Q_{b,cr}/FSB - W_{palo}$