

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: IV02 CAVALCAFERROVIA AL Km 10+536.33

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	R B	I V	0 2 0 X 0 0	0 0 1	B

ATI bonifica		

Progettazione

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

File: IN0D00DI2RBIV020X001B CVF KM10+536	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	6
4	INDAGINI DISPONIBILI	6
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AREA.....	9
6	PALI.....	12
6.1	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE.....	12
6.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	12
6.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	12
6.2.1.1	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE	13
6.2.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	15
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	27
6.6.1	CARICO LIMITE ULTIMO PER CARICHI ORIZZONTALI	27
6.6.2	INTERAZIONE PALO TERRENO	28
6.6.3	AZIONI SUL PALO PER LE VERIFICHE STRUTTURALI SLU	29
6.6.4	SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE.....	30
7	RILEVATI DI APPROCCIO	40
	ALLEGATO A – Tabulati di calcolo	41

1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica del Cavalcaferrovia al km 10+536.33 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° IN0D00DI2RH000000001A
- [5] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Profilo geotecnico – Tav.3/8 in scala 1:5000/500 – Elaborato n° IN0D00DI2F5GE0002003
- [6] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Cavalcaferrovia – Cavalcaferrovia al km 10+536.33 – Profilo geotecnico in scala 1:2000/1:200 del CVF – Elaborato n° IN0D00DI2F6IV0200002
- [7] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Planimetria con classificazione sismica del territorio – da Tav.1/4 a Tav.4/4, – Elaborato n° IN0D00DI2P4GE0000001A a 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

[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] 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.

- [21] 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.
- [22] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n°26+
- [23] 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.
- [24] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [25] 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..
- [26] Viggiani (1999), "Fondazioni" Hevelius Edizioni

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBIV020X001-B	Pag 6 di 66

3 BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il cavalcaferrovia in oggetto si trova nel comune di Caldiero, si sviluppa per una lunghezza complessiva di circa 170 m e permette lo scavalco della ferrovia in corrispondenza della progressiva km 10+536.33. Il piano campagna in corrispondenza del cavalcaferrovia in oggetto è circa alla +30.0 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.

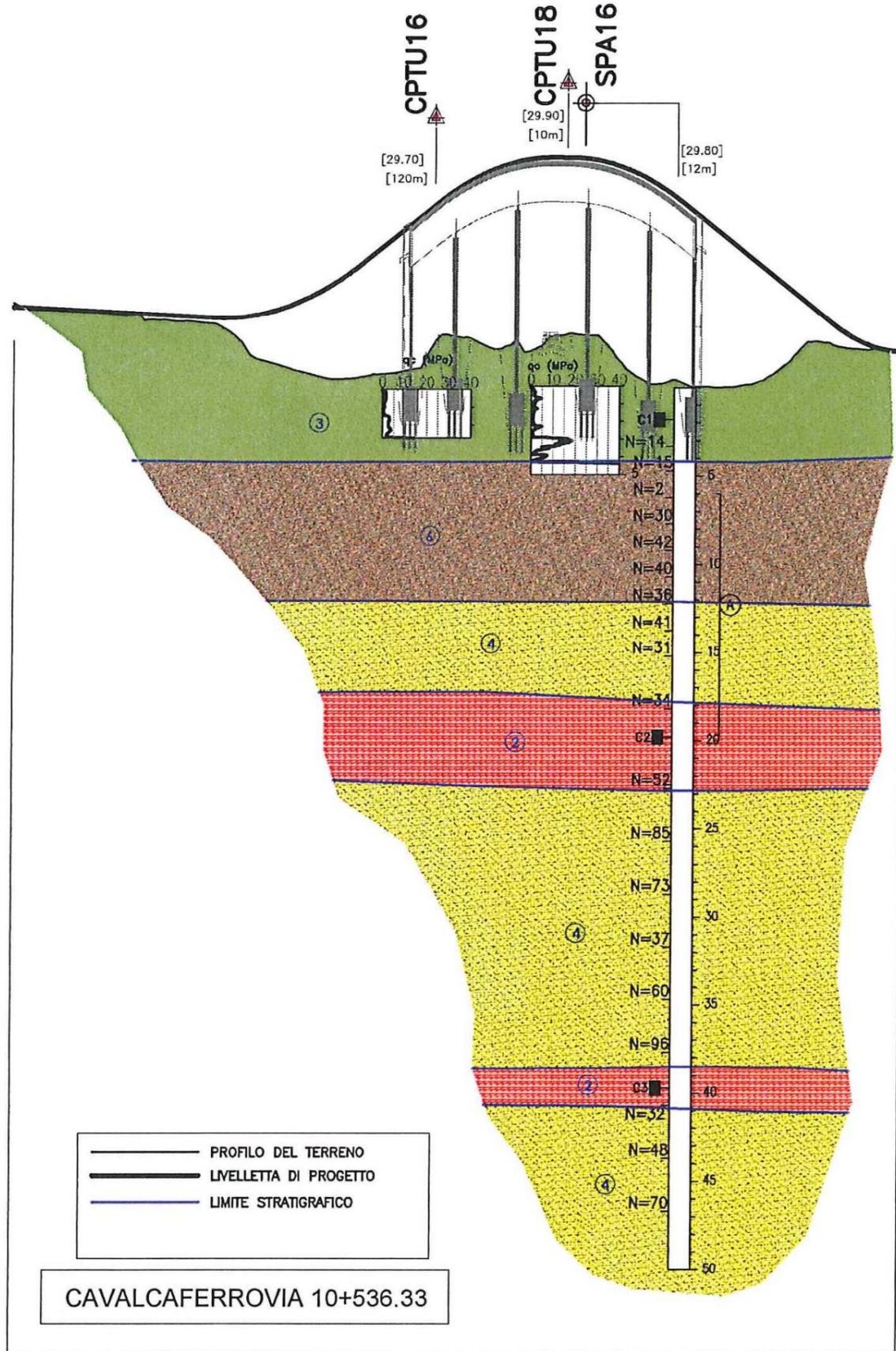
Progressiva (km ≈)	Sondaggio o prova CPTU (Denomin.)	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza sondaggio/CPTU (m)	Piezometro installato C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tubo Aperto ⁽²⁾
10+400	CPTU16	2014/2015	29.70	2.75	-
10+550	CPTU18	2014/2015	29.90	4.38	
10+560	SPA16	2014/2015	29.84	50.0	TA (6m→20.5m)-
⁽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



SCALA QUOTE 1:200
SCALA DISTANZE 1:2000

QT.RIF. -25.000

NUMERO SEZIONI	1	2	3	4	5	6	7	9	10	11	12	14	15	16	18	19	20	21	22	24	25		
DISTANZE PARZIALI	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	22.49	25.00	6.94	21.49	10.88	7.91		171.61	7.00	4.83	16.03	11.66	13.34	25.00	4.14	20.86	9.87	
DISTANZE PROGRESSIVE	0.00	25.00	50.00	75.00	100.00	125.00	147.49	150.00	175.00	180.96	202.05	212.93	222.83	394.44	402.34	418.37	425.00	436.66	450.00	455.90	473.14	500.00	505.67
QUOTE TERRENO	-34.59	-34.30	-34.13	-33.61	-33.59	-32.86	-31.30	-31.13	-30.42	-30.29	-30.46	-30.58	-30.60	-29.84	-29.81	-29.83	-30.16	-30.87	-32.17	-32.00	-32.00	-31.87	-31.59
QUOTE PROGETTO	-34.37	-34.24	-34.11	-33.98	-33.85	-33.76	-34.11	-34.18	-35.22	-35.54	-37.06	-37.93	-38.06	-38.21	-38.59	-38.06	-36.77	-35.83	-34.77	-32.55	-32.55	-31.88	-31.83
ETTOMETRICHE	0				1		2				3			4					5				

Figura 2 – Profilo geotecnico

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, mentre nel Capitolo 6 è riportata la stratigrafia di calcolo utilizzata insieme ai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

- Da p.c. e per profondità variabili da 2 a 4 m sono presenti terreni di natura prevalentemente limoso-sabbiosa, debolmente argillosa. I dati penetrometrici indicano valori di resistenza alla punta q_c estremamente variabili, tipici di un ambiente di deposizione non uniforme, con alternanze di livelli sabbiosi, limosi, e talora probabilmente argillosi, anche teneri. In ogni caso, gli strati non si presentano mai continui. I livelli argillosi hanno resistenze alla punta tipicamente attorno ad 1 MPa. Sono presenti localmente, terreni presumibilmente argillosi, teneri, con valori di q_c che scendono anche a 0.6÷0.8 MPa, ma per spessori modesti (qualche decina di centimetri), e quote diverse, indice di una non continuità degli stati suddetti. Infine, i livelli sabbiosi presentano picchi di resistenza alla punta anche dell'ordine di 15 MPa.
- Al di sotto di tale livello superficiale, e per uno spessore pari a circa 8÷8.5 m, sono presenti ghiaie con sabbia, con valori di SPT medi compresi fra 15 e 40 colpi/30 cm (con un valore isolato pari a 2 colpi/30 cm).
- Al di sotto, per spessori pari a circa 6.0 m sono presenti sabbie medie fini talvolta con clasti e valori di SPT medi compresi fra 30 e 40 colpi/30 cm
- Dalla base di tale livello e per uno spessore 4.5m si rinviene un strato formato da alternanze di materiali argilloso/limosi, e limoso/sabbiosi, per questi strati non sono disponibili dati penetrometrici.

- Al di sotto, e fino alla massima profondità indagata (50 m da pc), sono invece presenti sabbie medie e fini con intercalazioni di limi argillosi di spessore massimo pari ad 1.5m. Le densità relative medie sono comprese tra 70÷80% e valori di SPT tra 40 e 80 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	Sicurezza - profondità	13/11/2014	26/11/2014	17/12/2014	18/01/2015	18/02/2015	27/03/2015	
				m da p.c.						
10-F21	CVE (SbN)	SFA15	50					-2.02	-1.92	
11-74.22	Fonte Illasi	SCA15						-2.52	-2.52	
11-712.74	Fonte Illasi	SFAA19	50		-1.14	-1.32	-1.38	-1.30	-1.32	PEZZI SUPERFICIALE
					-1.12	-1.10	-1.28	-1.42	-1.50	PEZZI PROFONDI
12-321	Sottovia	SFA20	20	-1.80	-2.02	-1.87	-2.20	-2.11	-2.02	
12+312.23	Fonte sul canale	SFA20bis	30		-2.28	-2.22	-2.50	-2.42	-2.32	
12-F27	CVE (SbN)	SFA21	25	-1.20	-2.20	-2.20	-2.51	-2.52	-2.48	
14-832	CVE (SbN)	SFA22	20		-1.32	-1.12	-1.22	-1.44	-1.28	
15-122	Sottovia	SFA24	20					-1.32	-1.28	
17-422	Sottovia	SFA25	20			-2.20	-2.22	-2.58	-2.42	
17-590	Sottovia	SFA26	20							
17-892	Sottovia	SFA27	20		-2.22	-2.22	-2.82	-2.72	-2.62	

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.

In corrispondenza del cavalcaferrovia in oggetto non sono previsti interventi dovuti a strati potenzialmente liquefacibili. Si segnala che sono previste inclusioni rigide sotto i rilevati in linea dettate da insufficiente capacità portante

nei terreni e/o dalla necessità di limitare i cedimenti. Non si ritiene necessario estendere tali inclusioni sotto i rilevati di approccio del cavalcaferrovia.

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 3.0 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 argilloso	0.0	3.0	18.5	-	-	60	-	$9 \cdot c_{Uk}$	-
Ghiaie sabbiose	3.0	11.0	18.5	38	0	-	38	2500	15000
Sabbia	11.0	17.0	18.5	34	0	-	34	2500	12000
Limo argilloso	17.0	21.5	18.5	-	-	100	-	$9 \cdot c_{Uk}$	-
Sabbia	21.5	37.0	18.5	34	0	-	34	3500	12000
Limo argilloso	37.0	40.5	18.5	-	-	250	-	$9 \cdot c_{Uk}$	-
Sabbia	Da 40.5 in poi		18.5	34	0		34	4000	12000

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_{im} 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

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

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:

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

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

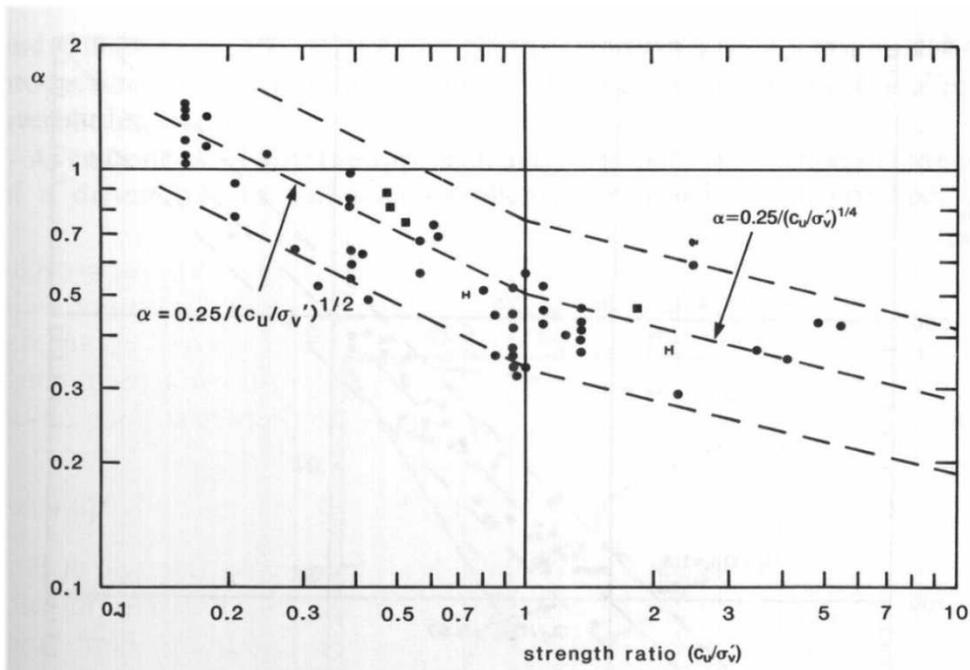
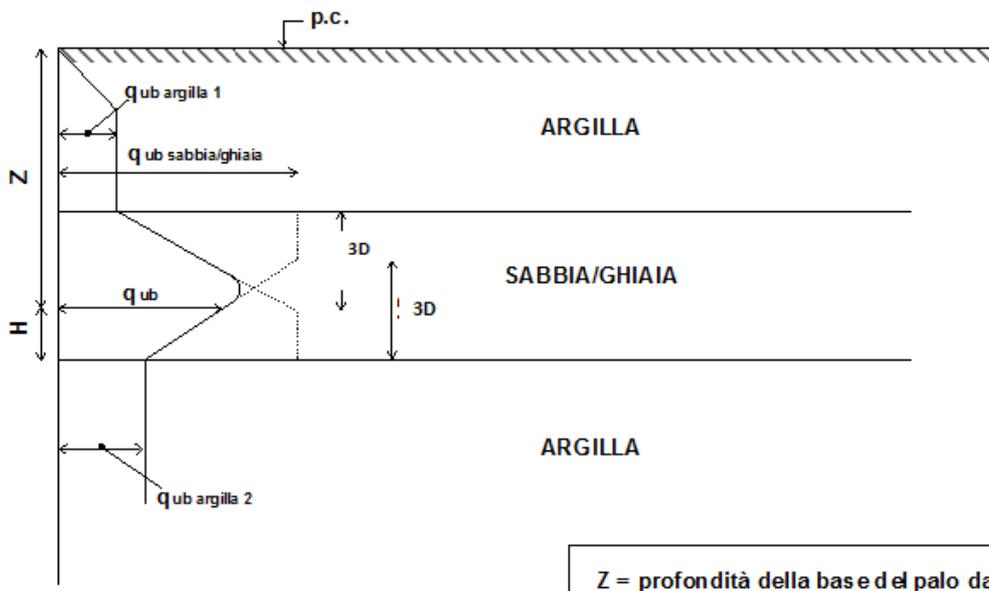


Figura 3 – Valore di α in funzione del rapporto c_u/σ'_v (da Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985))



$Z =$ 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	2917	1987	1888	1330
21	3540	2170	2272	1449
22	3952	2362	2533	1573
23	4153	2560	2671	1702
24	4361	2766	2814	1835
25	4578	2979	2963	1972
26	4802	3199	3117	2114
27	5035	3427	3277	2261
28	5276	3662	3443	2413
29	5525	3905	3614	2568
30	5782	4154	3791	2729
31	6048	4411	3973	2894
32	6110	4676	4037	3064
33	6180	4947	4107	3238
34	6259	5226	4182	3417
35	6479	5443	4333	3556
36	6675	5637	4467	3682
37	6870	5831	4601	3808
38	7239	6048	4840	3948
39	7831	6333	5218	4131
40	8424	6619	5596	4313
41	8868	6904	5887	4496
42	9165	7190	6092	4679
43	9462	7475	6296	4862
44	9759	7760	6500	5045
45	10056	8046	6704	5227
46	10353	8331	6908	5410
47	10650	8617	7112	5593
48	10947	8902	7317	5776
49	11243	9187	7521	5959
50	11540	9473	7725	6141

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	3576	2440	2303	1653
21	4322	2664	2763	1799
22	5078	2896	3230	1950
23	5369	3137	3425	2107
24	5618	3387	3596	2269
25	5876	3645	3773	2437
26	6144	3913	3957	2611
27	6421	4189	4147	2790
28	6709	4474	4345	2974
29	7006	4767	4549	3164
30	7313	5070	4760	3360
31	7478	5381	4888	3560
32	7551	5701	4963	3767
33	7633	6030	5045	3979
34	7726	6368	5134	4196
35	7989	6630	5314	4366
36	8222	6866	5474	4520
37	8454	7102	5634	4674
38	8895	7365	5919	4845
39	9604	7710	6371	5067
40	10314	8056	6824	5289
41	11023	8401	7276	5511
42	11413	8746	7541	5734
43	11767	9092	7784	5956
44	12122	9437	8028	6178
45	12476	9782	8272	6400
46	12831	10128	8515	6622
47	13185	10473	8759	6845
48	13540	10818	9003	7067
49	13895	11163	9246	7289
50	14249	11509	9490	7511

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	4611	3157	2950	2172
21	5540	3441	3523	2359
22	6482	3737	4104	2554
23	7436	4043	4694	2756
24	7743	4361	4904	2964
25	8062	4689	5123	3179
26	8394	5029	5351	3401
27	8738	5379	5587	3630
28	9094	5741	5831	3866
29	9462	6113	6084	4109
30	9684	6496	6252	4358
31	9760	6891	6335	4615
32	9848	7296	6427	4878
33	9949	7713	6527	5148
34	10061	8140	6635	5425
35	10386	8473	6858	5644
36	10674	8773	7055	5841
37	10962	9073	7253	6039
38	11510	9408	7606	6258
39	12393	9845	8169	6541
40	13276	10282	8732	6824
41	14160	10719	9295	7107
42	15043	11156	9858	7390
43	15483	11592	10160	7673
44	15923	12029	10463	7956
45	16363	12466	10765	8239
46	16803	12903	11067	8522
47	17243	13340	11369	8805
48	17683	13777	11671	9088
49	18123	14214	11973	9371
50	18563	14651	12275	9654

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

CVF al km 10+536
Resistenza di progetto (R_d) del palo singolo
PALO TRIVELLATO
Approccio 1 - Combinazione 1 - STRU (A1+M1+R1)

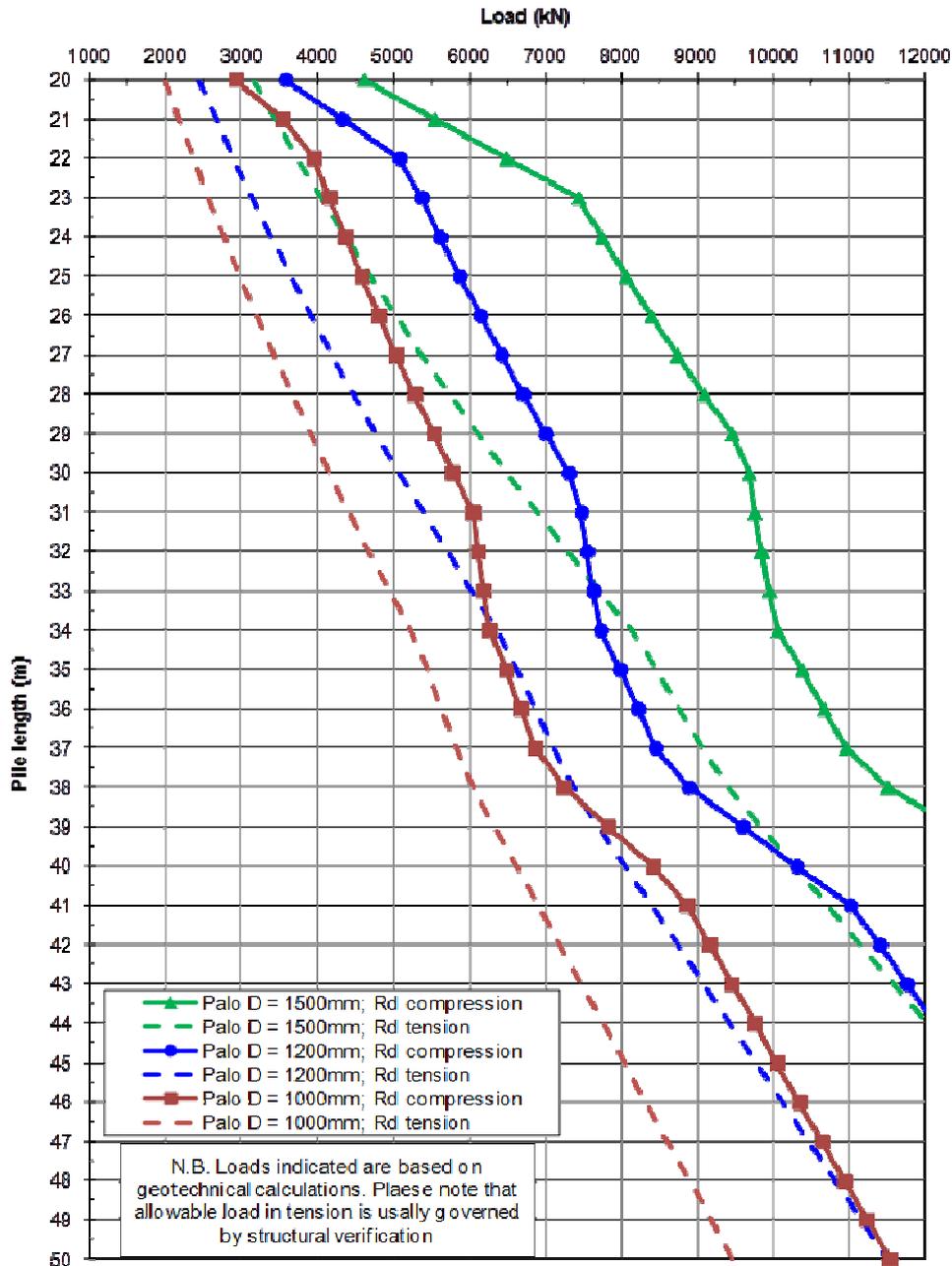


Figura 5: DA1-C1: Resistenza di progetto

CVF al km 10+536
Resistenza di progetto (R_d) del palo singolo
PALO TRIVELLATO
Approccio 1 - Combinazione 2 - GEO (A2+M1+R2)

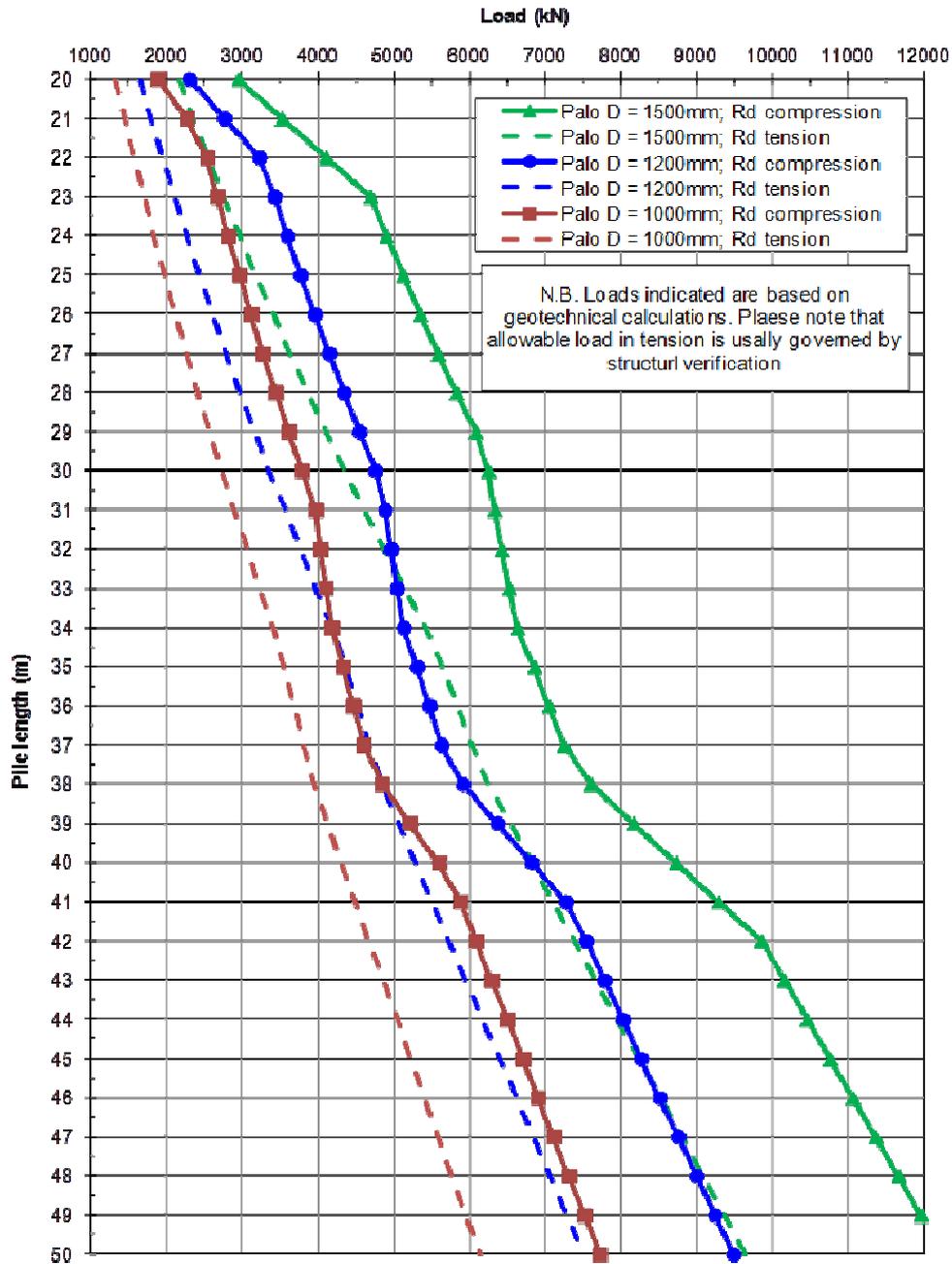


Figura 6: DA1-C2: Resistenza di progetto

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 32 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 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)
0.0	1.000	1.000	1.568
1.0	0.443	0.739	
2.0	0.061	0.463	
3.0	-0.154	0.224	
4.0	-0.235	0.050	
5.0	-0.229	-0.053	
6.0	-0.178	-0.094	
7.0	-0.116	-0.094	
8.0	-0.062	-0.070	
9.6	-0.010	-0.033	
11.2	0.009	-0.007	
12.8	0.009	0.003	
14.4	0.006	0.004	
16.0	0.003	0.003	
18.7	-0.001	0.001	
21.3	-0.001	0.000	
24.0	0.000	0.000	
28.0	0.000	0.000	
32.0	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)
0.00	1.00	1.000	1.872
1.00	0.52	0.789	
2.00	0.16	0.555	
3.00	-0.07	0.333	
4.00	-0.20	0.150	
5.00	-0.24	0.018	
6.00	-0.23	-0.061	
7.00	-0.18	-0.095	
8.00	-0.13	-0.097	
9.60	-0.06	-0.071	
11.20	-0.01	-0.036	
12.80	0.01	-0.010	
14.40	0.01	0.002	
16.00	0.01	0.003	
18.67	0.00	0.003	
21.33	0.00	0.001	
24.00	0.00	0.000	
28.00	0.00	0.000	
32.00	0.00	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	2.319
1.0	0.602	0.839	
2.0	0.280	0.652	
3.0	0.040	0.461	
4.0	-0.120	0.285	
5.0	-0.209	0.138	
6.0	-0.243	0.026	
7.0	-0.236	-0.048	
8.0	-0.204	-0.092	
9.6	-0.134	-0.102	
11.2	-0.069	-0.080	
12.8	-0.026	-0.045	
14.4	-0.008	-0.016	
16.0	0.001	-0.010	
18.7	0.010	-0.003	
21.3	0.007	0.005	
24.0	0.002	0.003	
28.0	0.000	0.000	
32.0	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	0.9701	0.8001	0.8001	1.2310	2.413
1.0	0.52	0.31	-0.34	0.92					
2.0	0.13	0.44	-0.51	0.73					
3.0	-0.12	0.43	-0.54	0.51					
4.0	-0.25	0.35	-0.45	0.30					
5.0	-0.26	0.24	-0.32	0.14					
6.0	-0.22	0.14	-0.19	0.03					
7.0	-0.15	0.06	-0.09	-0.02					
8.0	-0.08	0.01	-0.01	-0.04					
9.6	-0.02	-0.02	0.03	-0.04					
11.2	0.01	-0.02	0.03	-0.02					
12.8	0.01	-0.01	0.01	0.00					
14.4	0.00	0.00	0.00	0.00					
16.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
18.7	0.00	0.00	0.00	0.00					
21.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
24.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
28.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
32.0	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	1.0519	0.8502	0.8502	1.2678	2.792
1.0	0.60	0.28	-0.29	0.94					
2.0	0.24	0.43	-0.47	0.80					
3.0	-0.02	0.47	-0.53	0.62					
4.0	-0.19	0.42	-0.51	0.43					
5.0	-0.27	0.34	-0.42	0.26					
6.0	-0.27	0.24	-0.31	0.13					
7.0	-0.23	0.15	-0.20	0.04					
8.0	-0.16	0.08	-0.09	-0.01					
9.6	-0.08	0.01	-0.01	-0.04					
11.2	-0.02	-0.02	0.02	-0.04					
12.8	0.01	-0.02	0.02	-0.02					
14.4	0.01	-0.01	0.01	-0.01					
16.0	0.01	-0.01	0.01	0.00					
18.7	0.01	0.00	0.00	0.00					
21.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
24.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
28.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
32.0	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	1.1547	0.9121	0.9121	1.3126	3.338
1.0	0.68	0.25	-0.23	0.96					
2.0	0.38	0.41	-0.40	0.87					
3.0	0.12	0.48	-0.50	0.73					
4.0	-0.08	0.48	-0.53	0.58					
5.0	-0.21	0.44	-0.50	0.42					
6.0	-0.27	0.36	-0.43	0.28					
7.0	-0.28	0.28	-0.34	0.17					
8.0	-0.25	0.20	-0.23	0.08					
9.6	-0.18	0.09	-0.12	0.00					
11.2	-0.11	0.02	-0.04	-0.04					
12.8	-0.04	-0.01	0.01	-0.04					
14.4	0.00	-0.02	0.02	-0.03					
16.0	0.01	-0.02	0.02	-0.02					
18.7	0.01	-0.01	0.02	0.00					
21.3	0.01	0.00	0.00	0.00					
24.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
28.0	0.00	0.00	0.00	0.00					
32.0	0.00	0.00	0.00	0.00					

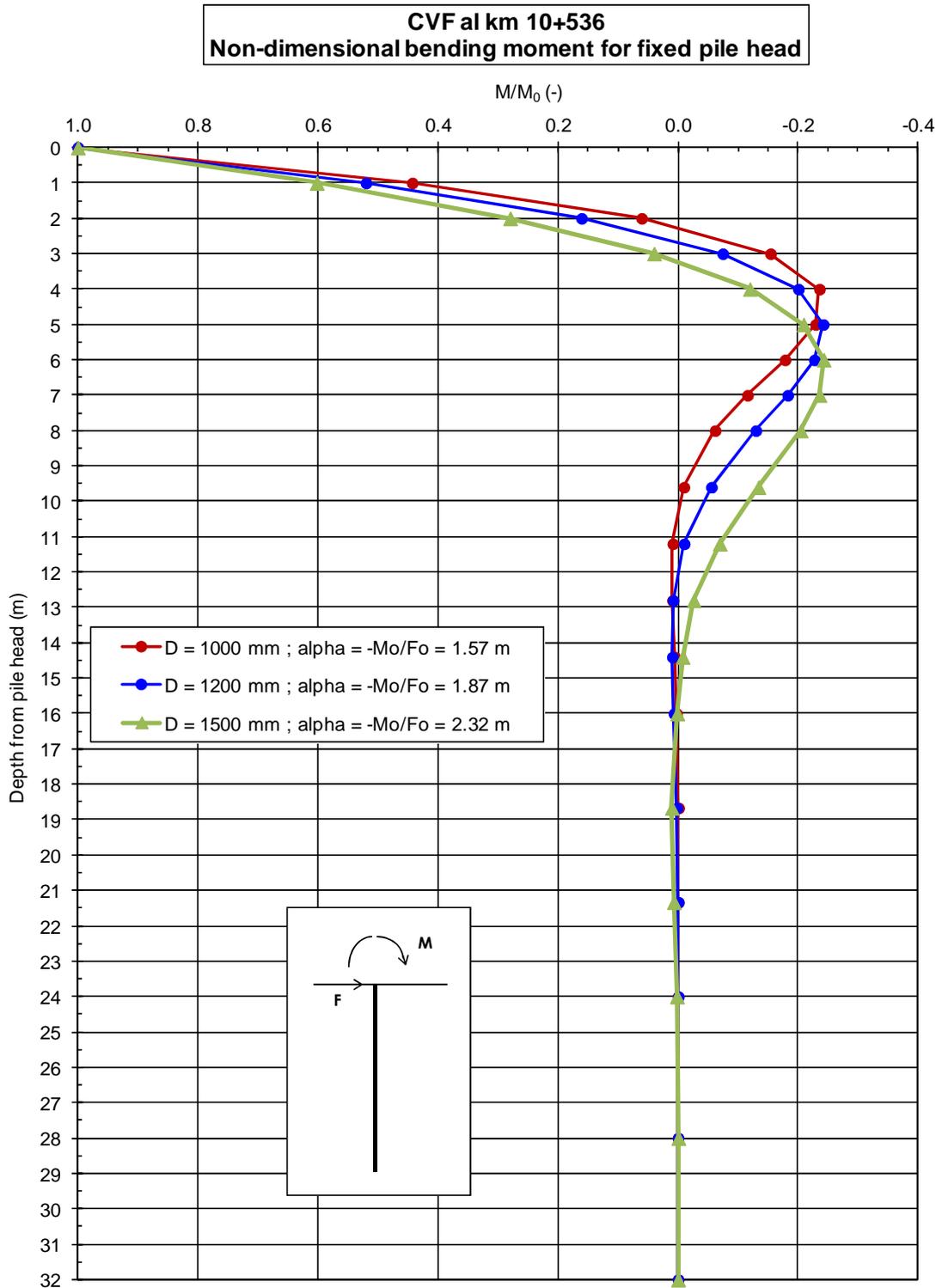


Figura 7: Andamento del momento flettente normalizzato

CVF al km 10+536
Non-dimensional shear force for fixed pile head

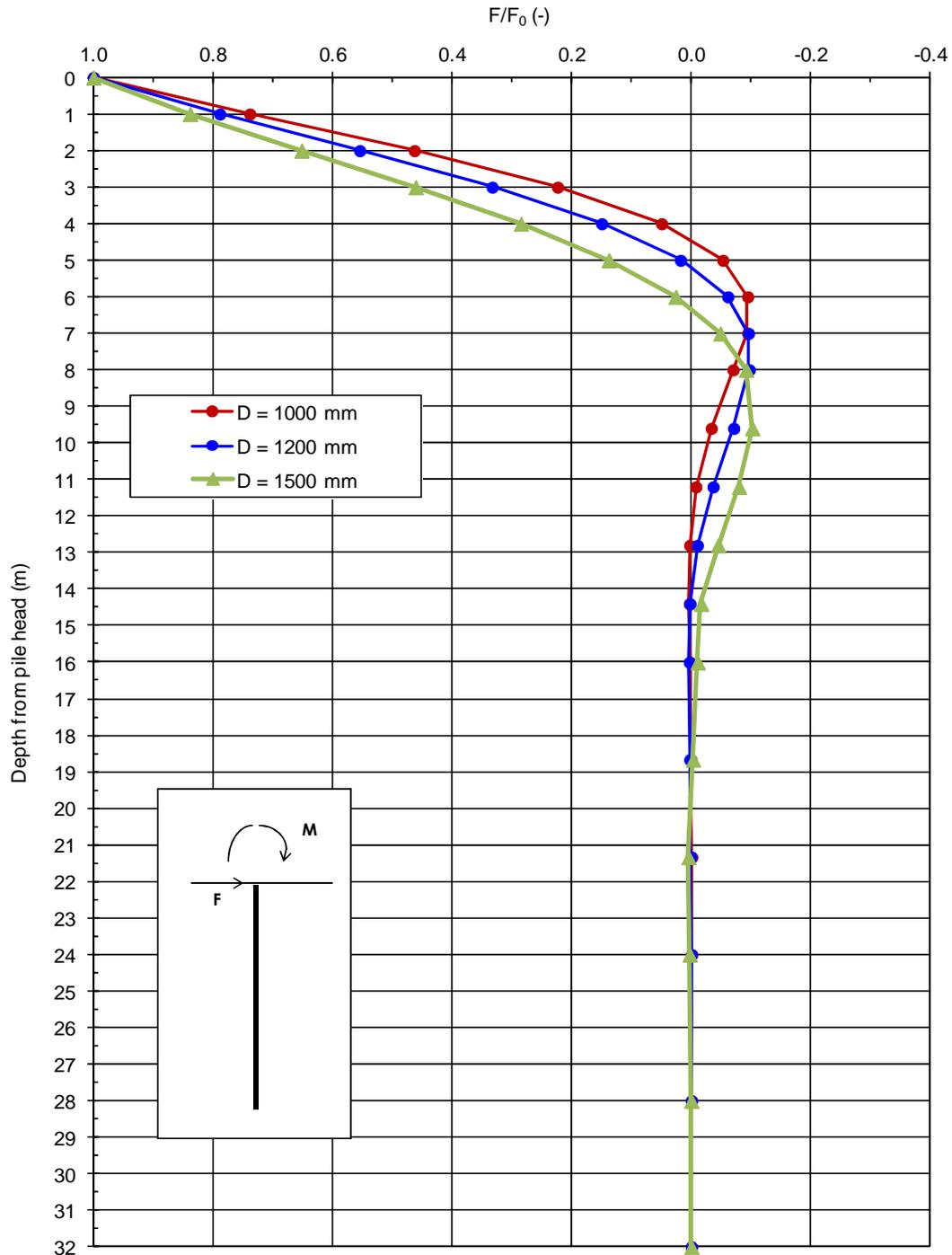


Figura 8: Andamento del taglio normalizzato

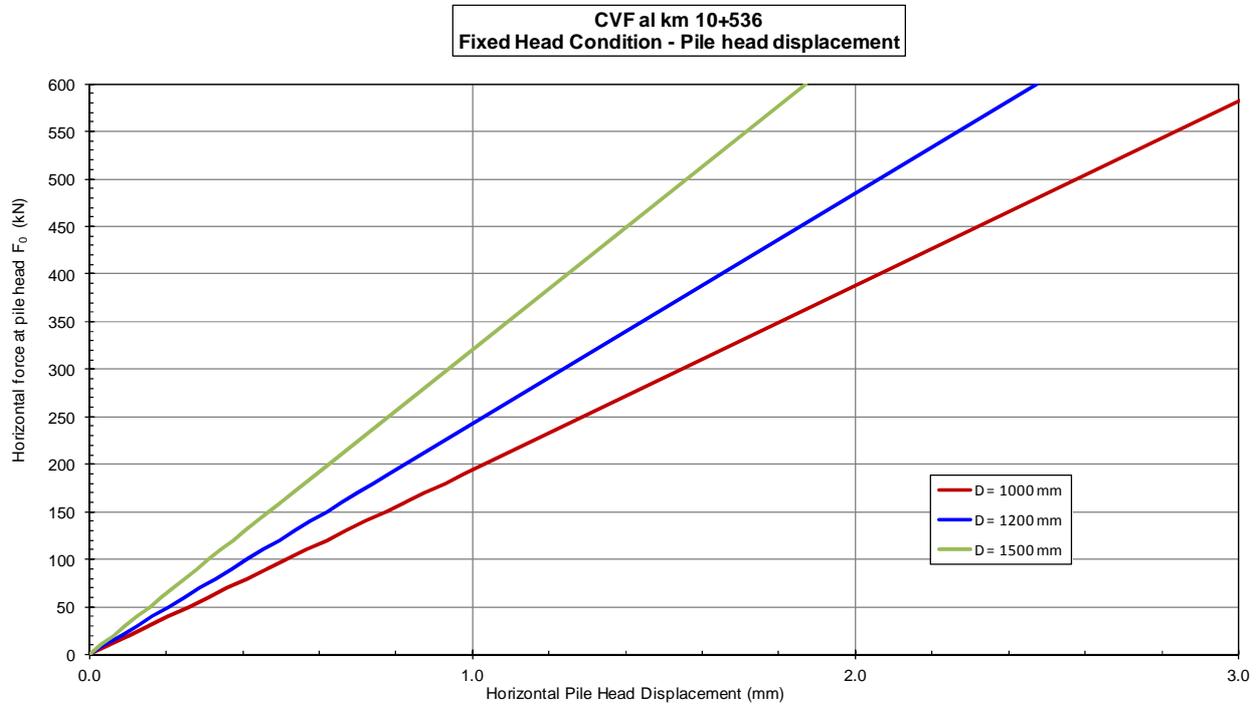


Figura 9: Curva carico – spostamento orizzontale

7 RILEVATI DI APPROCCIO

I due rilevati di approccio al cavalcaferrovia raggiungono altezze massime dell'ordine dei 7 m sul piano campagna. Nonostante l'altezza non trascurabile, si tratta di rilevati che, sulla base delle indagini disponibili, poggiano su terreni ben addensati con eccezione dei primi 3 m da pc. Tuttavia, considerato lo scotico+ bonifico previsto per la costruzione dei rilevati, e l'esiguo spessore di strati eventualmente tenero/compressibile, e la sua discontinuità, non si ritiene possano svilupparsi superfici di rottura causa la discontinuità e l'esiguo spessore degli strati potenzialmente più teneri.

Inoltre, considerata appunto tale eterogeneità stratigrafica, con presenza di orizzontai drenanti fitti, anche i cedimenti degli strati più teneri, che potranno raggiungere valori inferiori comunque ai 10 cm, si esauriranno praticamente all'atto della costruzione, mentre si stima che i cedimenti dei rilevati in esercizio potranno essere dell'ordine di 1-2 cm.

Occorrerà comunque prestare attenzione durante i lavori di preparazione del fondo stradale, a rimuovere materiali soffici di natura argillosa, e rimpiazzarli con materiali granulari compattati.

ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO

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

cvf 10+536
d1000

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	(-)	7
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	3.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	60.0	60.0
2	11.00	18.50	8.50	0.00	38.0	38.0	0.0	0.0
3	17.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
4	21.50	18.50	8.50	0.00	0.0	--	100.0	100.0
5	37.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
6	40.50	18.50	8.50	0.00	0.0	--	250.0	250.0
7	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	540.0	540.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
3	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
4	COESIVO	100.0	900.0	900.0	1.00
5	INCOERENTE	150.0	3500.0	3500.0	1.00
6	COESIVO	100.0	2250.0	2250.0	1.00
7	INCOERENTE	150.0	4000.0	4000.0	1.00

TAU, max = Limite superiore dell'adesione laterale palo-terreno

$Q_{base,i}$ = Portata di base unitaria, inizio strato

$Q_{base,f}$ = Portata di base unitaria, fine strato

$Q_{b,l}/Q_{b,c}$ = Rapporto tra portata di base limite e critica

d10 / 3

cvf 10+536
d1000

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	0.65	1.53	39.0	--
4.0	74.0	34.0	--	0.55	18.6	--
5.0	92.5	42.5	--	0.55	23.2	--
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	--	0.47	48.2	--
13.0	240.5	110.5	--	0.47	52.2	--
14.0	259.0	119.0	--	0.47	56.2	--
15.0	277.5	127.5	--	0.47	60.2	--
16.0	296.0	136.0	--	0.47	64.2	--
17.0	314.5	144.5	--	0.47	68.2	900.0
18.0	333.0	153.0	0.50	0.33	50.0	900.0
19.0	351.5	161.5	0.50	0.31	50.0	900.0
20.0	370.0	170.0	0.50	0.29	50.0	900.0
21.0	388.5	178.5	0.50	0.28	50.0	900.0
22.0	407.0	187.0	--	0.47	88.3	1333.3
23.0	425.5	195.5	--	0.47	92.3	2200.0
24.0	444.0	204.0	--	0.47	96.3	3066.7
25.0	462.5	212.5	--	0.47	100.3	3500.0
26.0	481.0	221.0	--	0.47	104.3	3500.0
27.0	499.5	229.5	--	0.47	108.4	3500.0
28.0	518.0	238.0	--	0.47	112.4	3500.0
29.0	536.5	246.5	--	0.47	116.4	3500.0
30.0	555.0	255.0	--	0.47	120.4	3500.0
31.0	573.5	263.5	--	0.47	124.4	3500.0
32.0	592.0	272.0	--	0.47	128.4	3500.0
33.0	610.5	280.5	--	0.47	132.4	3500.0
34.0	629.0	289.0	--	0.47	136.5	3500.0
35.0	647.5	297.5	--	0.47	140.5	3083.3
36.0	666.0	306.0	--	0.47	144.5	2666.7
37.0	684.5	314.5	--	0.47	148.5	2250.0

38.0	703.0	323.0	0.40	0.31	100.0	2250.0
39.0	721.5	331.5	0.40	0.30	100.0	2250.0
40.0	740.0	340.0	0.40	0.29	100.0	2250.0
41.0	758.5	348.5	--	0.43	150.0	2541.7
42.0	777.0	357.0	--	0.42	150.0	3125.0
43.0	795.5	365.5	--	0.41	150.0	3708.3
44.0	814.0	374.0	--	0.40	150.0	4000.0
45.0	832.5	382.5	--	0.39	150.0	4000.0
46.0	851.0	391.0	--	0.38	150.0	4000.0
47.0	869.5	399.5	--	0.38	150.0	4000.0
48.0	888.0	408.0	--	0.37	150.0	4000.0

=====

d10 / 4

cvf 10+536
d1000

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	--	0.36	150.0	4000.0
50.0	925.0	425.0	--	0.35	150.0	4000.0
51.0	943.5	433.5	--	0.35	150.0	4000.0
52.0	962.0	442.0	--	0.34	150.0	4000.0
53.0	980.5	450.5	--	0.33	150.0	4000.0
54.0	999.0	459.0	--	0.33	150.0	4000.0
55.0	1017.5	467.5	--	0.32	150.0	4000.0
56.0	1036.0	476.0	--	0.32	150.0	4000.0
57.0	1054.5	484.5	--	0.31	150.0	4000.0
58.0	1073.0	493.0	--	0.30	150.0	4000.0
59.0	1091.5	501.5	--	0.30	150.0	4000.0
60.0	1110.0	510.0	--	0.29	150.0	4000.0

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 10+536

d1000

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	4633.5	3015.6	1727.9	110.0	4743.4	5.90
21.00	5605.0	3311.9	2408.6	115.5	5720.4	7.14
22.00	6248.7	3620.8	2748.9	121.0	6369.7	7.96
23.00	6564.7	3942.3	2748.9	126.4	6691.2	8.36
24.00	6893.3	4276.4	2748.9	131.9	7025.3	8.78
25.00	7234.6	4623.1	2748.9	137.4	7372.0	9.21
26.00	7588.4	4982.5	2748.9	142.9	7731.3	9.66
27.00	7954.8	5354.4	2748.9	148.4	8103.3	10.13
28.00	8333.9	5738.9	2748.9	153.9	8487.8	10.61
29.00	8725.6	6136.1	2748.9	159.4	8885.0	11.11
30.00	9129.8	6545.9	2748.9	164.9	9294.8	11.62
31.00	9546.7	6968.2	2748.9	170.4	9717.1	12.16
32.00	9648.9	7403.2	2421.6	175.9	9824.9	12.29
33.00	9763.8	7850.8	2094.4	181.4	9945.2	12.43
34.00	9891.2	8311.0	1767.1	186.9	10078.2	12.59
35.00	10238.0	8663.3	1767.1	192.4	10430.4	13.04
36.00	10546.7	8977.4	1767.1	197.9	10744.6	13.43
37.00	10855.3	9291.6	1767.1	203.4	11058.7	13.82
38.00	11432.3	9645.0	1996.2	208.9	11641.2	14.56
39.00	12356.2	10116.3	2454.4	214.4	12570.6	15.73
40.00	13280.1	10587.5	2912.5	219.9	13500.0	16.91
41.00	13974.9	11058.7	3141.6	225.4	14200.3	17.79
42.00	14440.7	11530.0	3141.6	230.9	14671.6	18.39
43.00	14906.4	12001.2	3141.6	236.4	15142.8	18.98
44.00	15372.1	12472.5	3141.6	241.9	15614.0	19.57
45.00	15837.9	12943.7	3141.6	247.4	16085.3	20.17
46.00	16303.6	13414.9	3141.6	252.9	16556.5	20.76
47.00	16769.4	13886.2	3141.6	258.4	17027.8	21.35
48.00	17235.1	14357.4	3141.6	263.9	17499.0	21.94
49.00	17700.8	14828.6	3141.6	269.4	17970.2	22.54
50.00	18166.6	15299.9	3141.6	274.9	18441.5	23.13

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

$Qamm = Ql,u/FSL + Qb,cr/FSB - Wpalo$

d12 / 1

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

cvf 10+536
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	(-)	7
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	3.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	60.0	60.0
2	11.00	18.50	8.50	0.00	38.0	38.0	0.0	0.0
3	17.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
4	21.50	18.50	8.50	0.00	0.0	--	100.0	100.0
5	37.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
6	40.50	18.50	8.50	0.00	0.0	--	250.0	250.0
7	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	540.0	540.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
3	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
4	COESIVO	100.0	900.0	900.0	1.00
5	INCOERENTE	150.0	3500.0	3500.0	1.00
6	COESIVO	100.0	2250.0	2250.0	1.00
7	INCOERENTE	150.0	4000.0	4000.0	1.00

TAU, max = Limite superiore dell'adesione laterale palo-terreno

$Q_{base,i}$ = Portata di base unitaria, inizio strato

$Q_{base,f}$ = Portata di base unitaria, fine strato

$Q_{b,l}/Q_{b,c}$ = Rapporto tra portata di base limite e critica

d12 / 3

cvf 10+536

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	0.65	1.53	39.0	--
4.0	74.0	34.0	--	0.55	18.6	--
5.0	92.5	42.5	--	0.55	23.2	--
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	--	0.47	48.2	--
13.0	240.5	110.5	--	0.47	52.2	--
14.0	259.0	119.0	--	0.47	56.2	--
15.0	277.5	127.5	--	0.47	60.2	--
16.0	296.0	136.0	--	0.47	64.2	1344.4
17.0	314.5	144.5	--	0.47	68.2	900.0
18.0	333.0	153.0	0.50	0.33	50.0	900.0
19.0	351.5	161.5	0.50	0.31	50.0	900.0
20.0	370.0	170.0	0.50	0.29	50.0	900.0
21.0	388.5	178.5	0.50	0.28	50.0	900.0
22.0	407.0	187.0	--	0.47	88.3	1261.1
23.0	425.5	195.5	--	0.47	92.3	1983.3
24.0	444.0	204.0	--	0.47	96.3	2705.6
25.0	462.5	212.5	--	0.47	100.3	3427.8
26.0	481.0	221.0	--	0.47	104.3	3500.0
27.0	499.5	229.5	--	0.47	108.4	3500.0
28.0	518.0	238.0	--	0.47	112.4	3500.0
29.0	536.5	246.5	--	0.47	116.4	3500.0
30.0	555.0	255.0	--	0.47	120.4	3500.0
31.0	573.5	263.5	--	0.47	124.4	3500.0
32.0	592.0	272.0	--	0.47	128.4	3500.0
33.0	610.5	280.5	--	0.47	132.4	3500.0
34.0	629.0	289.0	--	0.47	136.5	3291.7
35.0	647.5	297.5	--	0.47	140.5	2944.4
36.0	666.0	306.0	--	0.47	144.5	2597.2
37.0	684.5	314.5	--	0.47	148.5	2250.0

38.0	703.0	323.0	0.40	0.31	100.0	2250.0
39.0	721.5	331.5	0.40	0.30	100.0	2250.0
40.0	740.0	340.0	0.40	0.29	100.0	2250.0
41.0	758.5	348.5	--	0.43	150.0	2493.1
42.0	777.0	357.0	--	0.42	150.0	2979.2
43.0	795.5	365.5	--	0.41	150.0	3465.3
44.0	814.0	374.0	--	0.40	150.0	3951.4
45.0	832.5	382.5	--	0.39	150.0	4000.0
46.0	851.0	391.0	--	0.38	150.0	4000.0
47.0	869.5	399.5	--	0.38	150.0	4000.0
48.0	888.0	408.0	--	0.37	150.0	4000.0

=====

d12 / 4

cvf 10+536
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	--	0.36	150.0	4000.0
50.0	925.0	425.0	--	0.35	150.0	4000.0
51.0	943.5	433.5	--	0.35	150.0	4000.0
52.0	962.0	442.0	--	0.34	150.0	4000.0
53.0	980.5	450.5	--	0.33	150.0	4000.0
54.0	999.0	459.0	--	0.33	150.0	4000.0
55.0	1017.5	467.5	--	0.32	150.0	4000.0
56.0	1036.0	476.0	--	0.32	150.0	4000.0
57.0	1054.5	484.5	--	0.31	150.0	4000.0
58.0	1073.0	493.0	--	0.30	150.0	4000.0
59.0	1091.5	501.5	--	0.30	150.0	4000.0
60.0	1110.0	510.0	--	0.29	150.0	4000.0

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 10+536

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	5703.4	3618.7	2243.1	158.3	5861.8	5.04
21.00	6867.9	3974.2	3059.9	166.3	7034.1	6.07
22.00	8047.5	4344.9	3876.7	174.2	8221.6	7.12
23.00	8507.0	4730.7	3958.4	182.1	8689.1	7.52
24.00	8900.1	5131.7	3958.4	190.0	9090.1	7.87
25.00	9308.2	5547.7	3958.4	197.9	9506.1	8.23
26.00	9731.5	5978.9	3958.4	205.8	9937.3	8.60
27.00	10169.9	6425.3	3958.4	213.8	10383.7	8.99
28.00	10623.5	6886.7	3958.4	221.7	10845.1	9.39
29.00	11092.1	7363.3	3958.4	229.6	11321.7	9.81
30.00	11575.9	7855.0	3958.4	237.5	11813.5	10.24
31.00	11839.3	8361.9	3722.8	245.4	12084.7	10.47
32.00	11960.6	8883.9	3330.1	253.3	12214.0	10.58
33.00	12097.1	9421.0	2937.4	261.3	12358.4	10.70
34.00	12248.7	9973.2	2544.7	269.2	12517.9	10.83
35.00	12663.5	10395.9	2544.7	277.1	12940.6	11.20
36.00	13032.6	10772.9	2544.7	285.0	13317.6	11.52
37.00	13401.7	11149.9	2544.7	292.9	13694.6	11.85
38.00	14092.8	11574.0	2819.6	300.8	14393.6	12.46
39.00	15200.1	12139.5	3369.4	308.8	15508.9	13.44
40.00	16307.5	12705.0	3919.1	316.7	16624.1	14.42
41.00	17414.8	13270.5	4468.9	324.6	17739.4	15.40
42.00	18027.4	13836.0	4523.9	332.5	18359.9	15.94
43.00	18584.9	14401.5	4523.9	340.4	18925.4	16.43
44.00	19142.5	14966.9	4523.9	348.3	19490.8	16.93
45.00	19700.1	15532.4	4523.9	356.3	20056.3	17.42
46.00	20257.6	16097.9	4523.9	364.2	20621.8	17.91
47.00	20815.2	16663.4	4523.9	372.1	21187.3	18.40
48.00	21372.8	17228.9	4523.9	380.0	21752.8	18.90
49.00	21930.3	17794.4	4523.9	387.9	22318.3	19.39
50.00	22487.9	18359.9	4523.9	395.8	22883.8	19.88

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

$Qamm = Ql,u/FSL + Qb,cr/FSB - Wpalo$

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

cvf 10+536

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	(-)	7
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	3.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	60.0	60.0
2	11.00	18.50	8.50	0.00	38.0	38.0	0.0	0.0
3	17.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
4	21.50	18.50	8.50	0.00	0.0	--	100.0	100.0
5	37.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
6	40.50	18.50	8.50	0.00	0.0	--	250.0	250.0
7	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	540.0	540.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
3	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
4	COESIVO	100.0	900.0	900.0	1.00
5	INCOERENTE	150.0	3500.0	3500.0	1.00
6	COESIVO	100.0	2250.0	2250.0	1.00
7	INCOERENTE	150.0	4000.0	4000.0	1.00

TAU, max = Limite superiore dell'adesione laterale palo-terreno

$Q_{base,i}$ = Portata di base unitaria, inizio strato

$Q_{base,f}$ = Portata di base unitaria, fine strato

$Q_{b,l}/Q_{b,c}$ = Rapporto tra portata di base limite e critica

d15 / 3

cvf 10+536

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	0.65	1.53	39.0	--
4.0	74.0	34.0	--	0.55	18.6	--
5.0	92.5	42.5	--	0.55	23.2	--
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	--	0.47	48.2	--
13.0	240.5	110.5	--	0.47	52.2	--
14.0	259.0	119.0	--	0.47	56.2	1966.7
15.0	277.5	127.5	--	0.47	60.2	1611.1
16.0	296.0	136.0	--	0.47	64.2	1255.6
17.0	314.5	144.5	--	0.47	68.2	900.0
18.0	333.0	153.0	0.50	0.33	50.0	900.0
19.0	351.5	161.5	0.50	0.31	50.0	900.0
20.0	370.0	170.0	0.50	0.29	50.0	900.0
21.0	388.5	178.5	0.50	0.28	50.0	900.0
22.0	407.0	187.0	--	0.47	88.3	1188.9
23.0	425.5	195.5	--	0.47	92.3	1766.7
24.0	444.0	204.0	--	0.47	96.3	2344.4
25.0	462.5	212.5	--	0.47	100.3	2922.2
26.0	481.0	221.0	--	0.47	104.3	3500.0
27.0	499.5	229.5	--	0.47	108.4	3500.0
28.0	518.0	238.0	--	0.47	112.4	3500.0
29.0	536.5	246.5	--	0.47	116.4	3500.0
30.0	555.0	255.0	--	0.47	120.4	3500.0
31.0	573.5	263.5	--	0.47	124.4	3500.0
32.0	592.0	272.0	--	0.47	128.4	3500.0
33.0	610.5	280.5	--	0.47	132.4	3361.1
34.0	629.0	289.0	--	0.47	136.5	3083.3
35.0	647.5	297.5	--	0.47	140.5	2805.6
36.0	666.0	306.0	--	0.47	144.5	2527.8
37.0	684.5	314.5	--	0.47	148.5	2250.0

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV.
IN0D00DI2RBIV020X001-B

Pag
62 di 66

38.0	703.0	323.0	0.40	0.31	100.0	2250.0
39.0	721.5	331.5	0.40	0.30	100.0	2250.0
40.0	740.0	340.0	0.40	0.29	100.0	2250.0
41.0	758.5	348.5	--	0.43	150.0	2444.4
42.0	777.0	357.0	--	0.42	150.0	2833.3
43.0	795.5	365.5	--	0.41	150.0	3222.2
44.0	814.0	374.0	--	0.40	150.0	3611.1
45.0	832.5	382.5	--	0.39	150.0	4000.0
46.0	851.0	391.0	--	0.38	150.0	4000.0
47.0	869.5	399.5	--	0.38	150.0	4000.0
48.0	888.0	408.0	--	0.37	150.0	4000.0

=====

d15 / 4

cvf 10+536
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	--	0.36	150.0	4000.0
50.0	925.0	425.0	--	0.35	150.0	4000.0
51.0	943.5	433.5	--	0.35	150.0	4000.0
52.0	962.0	442.0	--	0.34	150.0	4000.0
53.0	980.5	450.5	--	0.33	150.0	4000.0
54.0	999.0	459.0	--	0.33	150.0	4000.0
55.0	1017.5	467.5	--	0.32	150.0	4000.0
56.0	1036.0	476.0	--	0.32	150.0	4000.0
57.0	1054.5	484.5	--	0.31	150.0	4000.0
58.0	1073.0	493.0	--	0.30	150.0	4000.0
59.0	1091.5	501.5	--	0.30	150.0	4000.0
60.0	1110.0	510.0	--	0.29	150.0	4000.0

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 10+536

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	7397.9	4523.3	3122.0	247.4	7645.3	4.19
21.00	8851.0	4967.8	4143.0	259.8	9110.8	5.01
22.00	10323.0	5431.1	5164.0	272.1	10595.1	5.84
23.00	11813.9	5913.4	6185.0	284.5	12098.4	6.69
24.00	12302.7	6414.6	6185.0	296.9	12599.6	6.96
25.00	12810.4	6934.7	6185.0	309.3	13119.7	7.25
26.00	13337.1	7473.7	6185.0	321.6	13658.7	7.55
27.00	13882.6	8031.6	6185.0	334.0	14216.6	7.86
28.00	14447.1	8608.4	6185.0	346.4	14793.4	8.18
29.00	15030.4	9204.2	6185.0	358.7	15389.2	8.51
30.00	15387.3	9818.8	5939.6	371.1	15758.4	8.71
31.00	15517.6	10452.4	5448.7	383.5	15901.1	8.78
32.00	15666.8	11104.8	4957.8	395.8	16062.7	8.87
33.00	15835.0	11776.2	4467.0	408.2	16243.2	8.96
34.00	16022.0	12466.5	3976.1	420.6	16442.6	9.07
35.00	16538.0	12994.9	3976.1	433.0	16971.0	9.36
36.00	16996.9	13466.1	3976.1	445.3	17442.2	9.62
37.00	17455.8	13937.4	3976.1	457.7	17913.5	9.88
38.00	18317.2	14467.5	4319.7	470.1	18787.2	10.37
39.00	19698.9	15174.4	5006.9	482.4	20181.3	11.15
40.00	21080.6	15881.2	5694.1	494.8	21575.4	11.93
41.00	22462.3	16588.1	6381.4	507.2	22969.5	12.71
42.00	23844.0	17295.0	7068.6	519.5	24363.5	13.49
43.00	24538.5	18001.8	7068.6	531.9	25070.4	13.89
44.00	25233.0	18708.7	7068.6	544.3	25777.3	14.28
45.00	25927.5	19415.5	7068.6	556.7	26484.1	14.67
46.00	26622.0	20122.4	7068.6	569.0	27191.0	15.06
47.00	27316.4	20829.3	7068.6	581.4	27897.8	15.46
48.00	28010.9	21536.1	7068.6	593.8	28604.7	15.85
49.00	28705.4	22243.0	7068.6	606.1	29311.6	16.24
50.00	29399.9	22949.8	7068.6	618.5	30018.4	16.64

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

$Qamm = Ql,u/FSL + Qb,cr/FSB - Wpalo$