

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

S.O.: OPERE CIVILI

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA di 2^A FASE

NPP 0258 - GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO

GEOTECNICA

Relazione di predimensionamento fondazioni e opere provvisorie
Viadotti

SCALA:

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

NR4E 12 R 09 CL VI0002 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione per CSLLPP	G. Scasserra <i>G. Scasserra</i>	Febbraio 2022	A.F. Rotunno <i>A.F. Rotunno</i>	Febbraio 2022	T. Paoletti <i>T. Paoletti</i>	Febbraio 2022	A. Vittozzi Febbraio 2022

ITM RFI S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
Dott. Ing. Alfredo Vittozzi
Ufficio Tecnico - Direzione Regionale di Roma
M. 14/2022

File: NR4E12R09CLVI0002001A.doc

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	INTRODUZIONE.....	7
3	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
3.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	9
3.2	BIBLIOGRAFIA.....	9
3.3	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	10
3.4	SOFTWARE	10
4	PALI	11
4.1	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE.....	11
4.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	11
4.2.1	<i>Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU)</i>	<i>11</i>
4.2.1.1	<i>Curve di resistenza di progetto del palo singolo</i>	<i>14</i>
4.2.2	<i>Verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE)</i>	<i>15</i>
4.3	CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI CALCOLO DEI PALI TRIVELLATI DA PARAMETRI GEOTECNICI .	15
4.3.1	<i>Resistenza laterale di calcolo</i>	<i>16</i>
4.3.2	<i>Resistenza di base di calcolo</i>	<i>17</i>
4.4	PILE VI01 TRA LA PROGRESSIVA KM 0+703 E KM 1+426	20
4.4.1	<i>Tipo di palo</i>	<i>20</i>
4.4.2	<i>Stratigrafia, falda e parametri geotecnici</i>	<i>20</i>
4.4.3	<i>Curve di resistenza del palo singolo.....</i>	<i>21</i>
4.5	AZIONE ASSIALE MASSIMA AGENTE SUI PALI E PREDIMENSIONAMENTO LUNGHEZZA PALO	31
5	POZZI	33
5.1	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI A POZZO	33
5.2	STIMA DEI COEFFICIENTI DI REAZIONE ORIZZONTALE E DEL SOTTOFONDO	36
5.3	VI01 – PILE P1, P2, P4 E P5.....	37

5.4	AZIONE ASSIALE MASSIMA AGENTE SUI POZZI E PREDIMENSIONAMENTO LUNGHEZZA POZZI	43
6	OPERE PROVVISORIALI	44
6.1	DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE	44
6.1.1	<i>Premessa</i>	44
6.1.2	<i>Palancole</i>	44
6.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC 2018	46
6.2.1	<i>Generale</i>	46
6.2.2	<i>Stati limite ultimi (SLU)</i>	46
6.2.3	<i>Stabilità globale</i>	46
6.2.4	<i>Stabilità geotecnica e strutturale delle opere di sostegno</i>	48
6.2.5	<i>Stati limite ultimi idraulici</i>	48
6.2.6	<i>Verifiche di sicurezza (SLU) degli ancoraggi</i>	49
6.2.7	<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i>	49
6.3	STRATIGRAFIA DI PROGETTO E VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	51
6.4	RESISTENZA DI PROGETTO DEGLI ANCORAGGI.....	52
6.4.1	<i>Resistenza a sfilamento di progetto degli ancoraggi</i>	52
6.4.2	<i>Resistenza di progetto dei materiali degli ancoraggi</i>	52
6.5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	53
6.5.1	<i>Verifiche di stabilità geotecnica e strutturale dell'opera di sostegno</i>	53
6.5.1.1	Modello di calcolo	53
6.5.1.2	Risultati.....	54
6.6	VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	58
6.7	SINTESI OPERE PROVVISORIALI PREVISTE	60

Per il suo valore trasportistico, è stato deciso di riprendere la progettazione della Cintura Nord, che consentirebbe di potenziare l'offerta commerciale nel nodo e creare un servizio a ring con vocazione prevalentemente di trasporto passeggeri.

Il presente progetto prevede, come stato di fatto, il progetto di riattivazione della tratta Valle Aurelia – Vigna Clara a doppio binario.

Del progetto oggetto della presente documentazione attualmente risultano realizzati:

- galleria Monte Mario;
- sede ferroviaria da Valle Aurelia fino a Vigna Clara;
- stazione di Vigna Clara;
- raddoppio tratta Valle Aurelia - Vigna Clara.

Di seguito il piano schematico di progetto.

Lotto 1b - SCENARIO DI PROGETTO

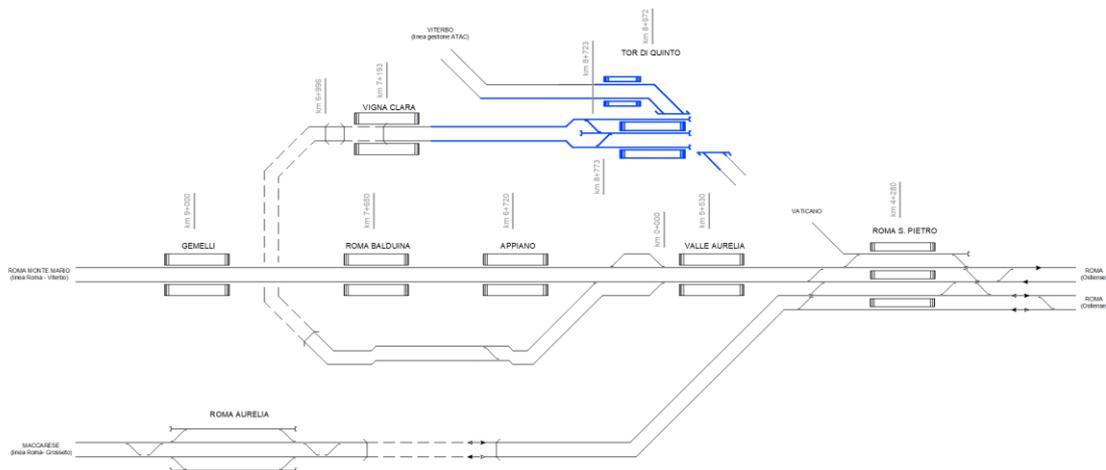


Figura 1.2 Scenario Schematico di Progetto del Lotto

In generale, la chiusura dell'Anello Ferroviario si articola nei 3 seguenti lotti funzionali:

- **LOTTO 1** composto da:
 - **Lotto 1A** - raddoppio tratta Valle Aurelia - Vigna Clara, sviluppo 7200 m;
 - **Lotto 1B** - nuovo collegamento Vigna Clara - Tor di Quinto con interscambio a Tor di Quinto tra la nuova linea e la linea Roma Civitacastellana Viterbo, sviluppo 2100 m.
- **LOTTO 2** composto da:
 - tratta Tor di Quinto – Val d'Ala, sviluppo 2400 m
 - modifiche PRG Tiburtina.
- **LOTTO 3** composto da:
 - tratta Bivio Pineto – Stazione Aurelia, sviluppo 4400 m
 - tratta Bivio Tor di Quinto – Roma Smistamento, sviluppo 1700 m

Il presente documento è parte del Lotto 1B rappresentato nella Figura 1.3 sottostante e descritto in dettaglio nella Relazione Generale (NR4E12R05RGMD0001001A).

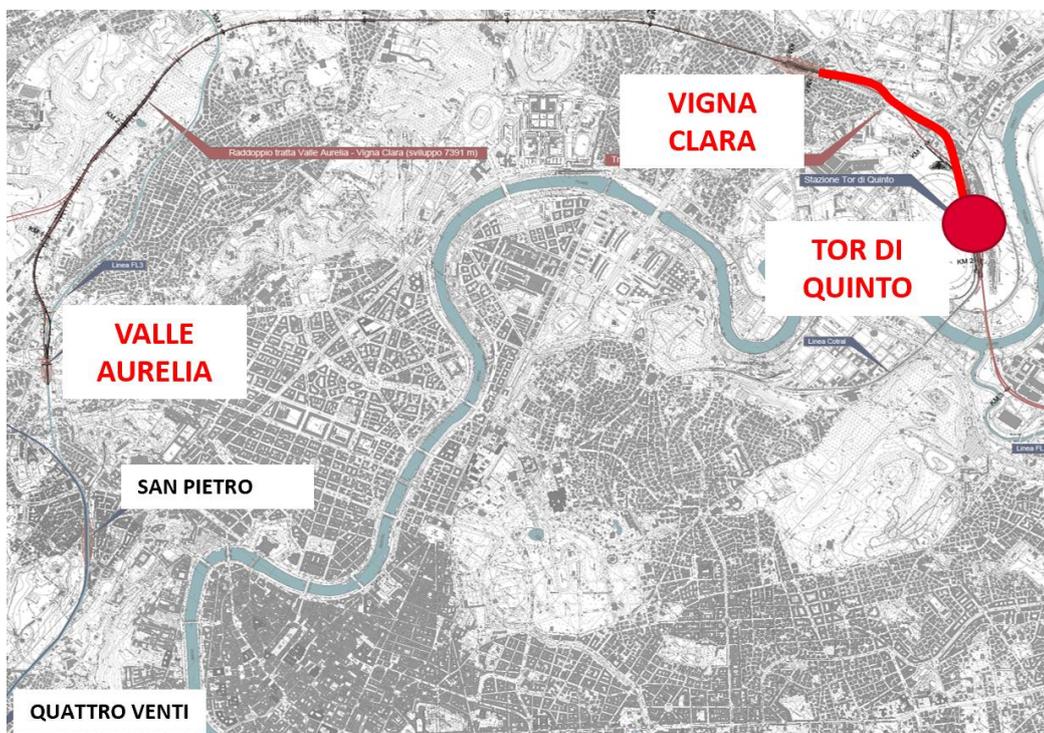


Figura 1.3: Individuazione del Lotto 1b

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO					
	RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12R09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0002001	REV. A

2 INTRODUZIONE

Il presente documento riporta il predimensionamento geotecnico delle fondazioni profonde delle pile dei viadotti ed il predimensionamento delle opere provvisorie necessarie per la messa in opera delle fondazioni profonde da utilizzare, nell'ambito della presente fase progettuale lungo la tratta della nuova linea ferroviaria denominata Gronda Merci Anello Nord di Roma.

Nello specifico, sono riportati in questa sede:

- Curve di capacità portante del palo singolo tipo trivellato di diametro $D=1200\text{mm}$ e $D=1500\text{mm}$ in corrispondenza delle fondazioni riportate di seguito
 - pile del Viadotto Flaminia e Stazione Tor di Quinto (VI01) tra la progressiva km 0+703 e km 1+426 (tratta Vigna Clara-Val D'ala);
- Stima della capacità portante delle fondazioni a pozzo costituite da diaframmi con setti intermedi a formare geometrie di fondazione assimilabili a pozzi rettangolari.

Il predimensionamento delle fondazioni profonde delle spalle dei viadotti sarà affrontato nella successiva fase progettuale. Si evidenzia che il progetto di tali fondazioni è stato calibrato sulla base di progetti di viadotti ferroviari, già in fase realizzativa, aventi carichi e azioni sismiche analoghe (o superiori) a quelle previste nel progetto in esame.

Per quanto concerne le opere provvisorie necessarie a permettere lo scavo delle fondazioni, nel presente documento sono riportate le seguenti verifiche:

- verifica del tipologico delle opere di sostegno provvisorie (palancole) necessarie allo scavo delle pile dei viadotti, considerando un'altezza massima di scavo pari a 3.5 m. Coerentemente con le letture piezometriche aggiornate alla data di emissione del presente documento, la falda è considerata a profondità maggiori del fondo scavo. Inoltre, la stratigrafia "tipo" ed i relativi parametri meccanici sono considerati con valori cautelativamente rappresentativi del livello di conoscenza raggiunto nella presente fase progettuale.

Il documento si articola come segue:

- nel capitolo 3 sono elencate le normative, i riferimenti bibliografici e i documenti di riferimento;
- nel capitolo 4 si riporta il calcolo della capacità portante del palo singolo in corrispondenza delle opere sopra elencate, nello specifico, si descrivono i criteri generali di progettazione in accordo

alla Normativa vigente (NTC2018) sulla base dei quali viene calcolata la resistenza di progetto delle fondazioni profonde e si riportano, per ogni opera sopra elencata, la stratigrafia di calcolo, i valori dei parametri geotecnici assunti e le curve di resistenza di progetto del palo singolo;

- nel capitolo 5 si riportano i calcoli di dimensionamento delle fondazioni a pozzo;
- nel capitolo 6 si descrivono le opere di sostegno provvisorie previste per la messa in opera delle fondazioni, i criteri e le metodologie di verifica e i calcoli di dimensionamento delle opere.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE					
	NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD					
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO						
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	9 di 60

3 **NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

3.1 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [3] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [4] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [5] RFI DTC SI CS MA IFS 001 del 2021 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;

3.2 **BIBLIOGRAFIA**

- [6] Associazione Geotecnica Italiana “Raccomandazioni su pali di fondazione”, 1984
- [7] Associazione Geotecnica Italiana “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce, raccomandazioni”, Giugno 2012
- [8] Bowles J.E. (1988) “Foundation Analysis and Design”, 4TH Edition, Mc Graw Hill
- [9] FHWA-NHI-10-016, “Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods”.
- [10] Gwizdala K. (1984) “Large bored piles in non cohesive soils” Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26.
- [11] Jamiolkowski M. (2000) “Axial load capacity of bored piles in sand and gravel” 3rd Symposium on Deep Foundations, Mexico City.
- [12] Jamiolkowski M. (1968) “Dimensionamento delle fondazioni a pozzo” Atti e rassegna tecnica della società ingegneri e architetti in Torino. A.22 N.7 - Luglio 1968
- [13] Poulos H.G. e Davis E.H. (1980), “Pile foundation analysis and design”, John Wiley and Sons.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE					
	NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD					
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO						
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	10 di 60

- [14] 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..
- [15] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [16] M. Bustamante, B. Doix, 1985. Une method pour le calcul des tyrants et des micropieux injectés. Bull. liaison labo P. et Ch. – 140 nov.déc. 1985.

3.3 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- [17] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – Profili geotecnici
- [18] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – Relazione Geotecnica Generale
- [19] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – Relazione suscettibilità alla liquefazione
- [20] ITALFERR – Progetto di Fattibilità tecnico Economica – Gronda merci di Roma – Chiusura anello Nord – VI01 - Viadotto Flaminia - Relazione tecnico-descrittiva

3.4 SOFTWARE

- [21] Paratie Plus ver 21.0. CEAS srl, Viale Giustiniano 10 - 20129 Milano

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE					
	NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD					
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO						
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	11 di 60

4 PALI

4.1 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 2018 (Doc.Rif.[1]).
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.

Si sottolinea che quanto riportato in questo capitolo, è valido per il predimensionamento delle fondazioni delle pile dei viadotti, mentre il predimensionamento delle fondazioni profonde delle spalle sarà affrontato nella successiva fase progettuale e dovrà tenere in conto dell'attrito negativo dove pertinente.

4.2 PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

In accordo con quanto definito nel paragrafo 6.2.4 delle NTC2018 (Doc.Rif.[1]), le prestazioni attese per le fondazioni in oggetto terranno in conto di:

- Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)
- Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE)

In linea con la fase progettuale in oggetto, le verifiche agli SLU sono considerate dimensionanti per le fondazioni in oggetto. Nel seguito verranno comunque riportate per completezza le curve di capacità calcolate agli SLE.

4.2.1 Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU)

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) la verifica è considerata soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE					
	NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD					
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO						
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	12 di 60

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

R_d = valore di progetto della resistenza.

L'azione e la corrispondente resistenza di progetto vanno determinate in accordo alle NTC2018 per gli approcci previsti al paragrafo 6.4.3.1. Sono previsti coefficienti parziali da applicarsi rispettivamente alle azioni (A), ai parametri del terreno (M) ed alle resistenze caratteristiche di calcolo (R).

In particolare:

- per le verifiche di stabilità, non oggetto nel presente documento, si deve seguire l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2);
- per tutte le altre verifiche le NTC2018 indicano di adottare l'approccio progettuale DA2. Nel secondo approccio progettuale, Approccio 2, è prevista una sola combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) da adottarsi sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Per le verifiche in condizioni sismiche è previsto l'utilizzo della medesima combinazione in cui siano posti pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (già pari ad 1 secondo il set M1) e adottando i coefficienti parziali sulle resistenze come indicato per le combinazioni statiche, laddove non diversamente specificato nel Capitolo 7 delle NTC2018. In particolare, per le fondazioni profonde il capitolo 7.11.5.3.2 non indica coefficienti parziali sulle resistenze diversi da quelli per le verifiche in campo statico ma indica di valutare opportunamente le eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica.

I valori assunti dai coefficienti di sicurezza parziali di ciascun gruppo, "Azioni – Parametri geotecnici del terreno – Resistenze", sono riportati all'interno delle NTC2018 (Doc.Rif.[1] e Doc.Rif.[2] rispettivamente alle tabelle: Tabella 6.2.I, Tabella 6.2.II, Tabella 6.4.II e Tabella 6.4.VI, qui di seguito riportate da Tabella 4.1 a. Tabella 4.4.

Ai fini della verifica nei confronti dei carichi assiali nel presente documento viene determinata la curva di resistenza di progetto del palo singolo, mediante l'utilizzo delle combinazioni di carico previste dalla Normativa, quindi Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tale azione dovrà poi essere confrontata dal progettista della fondazione con il valore dell'azione assiale massima (di compressione e di trazione) sul singolo palo, valutata mediante un'analisi che tenga anche conto dell'effetto gruppo, in modo da definire la lunghezza di progetto del palo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO					
	RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12R09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0002001	REV. A

Tabella 4.1- Coefficienti sulle azioni (Tab 6.2.I Doc.Rif.[1])

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_G

Tabella 4.2- Coefficienti per i parametri geotecnici del terreno (Tab 6.2.II Doc.Rif.[1])

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 4.3- Coefficienti da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale (Tab 6.4.II Doc.Rif.[1])

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

Tabella 4.4- Coefficiente per le verifiche di pali soggetti a carichi orizzontali (Tab 6.4.VI Doc.Rif.[1])

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE					
	NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD					
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO						
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	14 di 60

4.2.1.1 Curve di resistenza di progetto del palo singolo

Le curve di resistenza di progetto a compressione (o trazione) del palo singolo $R_{c,d}$ (o $R_{t,d}$), da confrontare con la massima azione di compressione (o trazione) agente in testa al palo E_d , sono date dalle seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \text{Resistenza di progetto a compressione}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \text{Resistenza di progetto a trazione}$$

dove

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione ad una data profondità determinate, a partire dalle resistenze di calcolo, in accordo con quanto definito nel paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC2018:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad \text{Resistenza caratteristica a compressione}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad \text{Resistenza caratteristica a trazione}$$

ξ_3, ξ_4 fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate, si veda Tabella 6.4.IV delle NTC2018 di seguito riportata. Nel presente documento, per tutti i casi analizzati è stato assunto un valore di

$$\xi_3 = \xi_4 = 1.7$$

Tabella 4.5- Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate (Tab 6.4.IV Doc.Rif.[1])

Tab. 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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE					
	NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD					
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO						
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	15 di 60

$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ resistenza di calcolo del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione, determinate ad una data profondità attraverso metodi che utilizzano i parametri geotecnici, in accordo con quanto definito nel paragrafo 4.3.

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione della tipologia esecutiva del palo (si veda Tabella 4.3)

4.2.2 Verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) la verifica è considerata soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq C_d$$

dove

E_d valore di progetto dell'effetto dell'azione;

C_d valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

Deve quindi 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. All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

Le verifiche SLE verranno effettuate nelle successive fasi progettuali.

4.3 CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI CALCOLO DEI PALI TRIVELLATI DA PARAMETRI GEOTECNICI

La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ a compressione del palo viene definita come capacità portante totale data dalla somma dei contributi della resistenza laterale e della resistenza di base, mentre la resistenza di calcolo $R_{t,cal}$ a trazione del palo viene valutata come sola portata limite per attrito laterale. Di seguito si riportano entrambe le espressioni di calcolo:

$$R_{c,cal} = R_{lat,cal} + R_{b,cal} = Q_{ult_comp} = \text{Resistenza di calcolo a compressione};$$

$$R_{t,cal} = R_{lat,cal} = Q_{ult_traz} = \text{Resistenza di calcolo a trazione};$$

dove:

$$R_{lat,cal} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz = \text{Portata limite per attrito laterale}$$

con:

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, calcolata come riportato nel paragrafo 4.3.1

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario;

z_t = profondità della testa del palo dal p.c. originario.

$$R_{b,cal} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} = \text{Portata limite di base}$$

con:

q_{ub} = pressione limite alla base del palo calcolata come riportato nel paragrafo 4.3.2;

La capacità portante del palo dovrà comunque essere limitata a quella fornita dalla resistenza ultima del calcestruzzo.

4.3.1 Resistenza laterale di calcolo

La resistenza laterale di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno attraversato, come segue:

Terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie)

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

dove:

k = coefficiente empirico variabile con la profondità tra 0.4 e 0.7, assunto in questa sede pari a 0.6;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace geostatica calcolata, a partire dal p.c. originario, alla quota di riferimento;

δ = angolo di attrito tra palo e terreno assunto uguale all'angolo di resistenza al taglio del terreno ϕ' .

$\tau_{u,max}$ = tensione tangenziale limite assunta pari a 120 kPa.

Terreni a grana fine (limi e argille)

$$\tau_{ult} = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{ult,max} \quad (\text{kPa})$$

dove:

c_u = resistenza a taglio non drenata;

α = coefficiente adimensionale variabile col valore di c_u secondo quanto indicato in Tabella 4.6.

il valore di $\tau_{ult,max}$ assunto nei calcoli è pari a 100 kPa.

Tabella 4.6 valori indicativi di α per pali trivellati in terreni coesivi (AGI, 1984)

c_u (kPa)	α (-)
≤ 25	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
≥ 75	0.4

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli sopra descritti.

4.3.2 Resistenza di base di calcolo

La resistenza di base di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno alla base del palo, come segue (AGI, 1984):

Terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie)

$$(q_{u,b})_{\frac{\varepsilon}{D}=0,1} (\text{kPa}) = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} \leq q_{u,b,max} \quad (\text{kPa})$$

dove:

$(q_{u,b})_{\frac{\varepsilon}{D}=0,1}$ = pressione limite alla base associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo;

N_q^* = parametro è stato valutato mediante la Figura 4.1 abbattendo, per i pali trivellati, il valore ottenuto secondo: $\phi_{cal} = \phi' - 3$;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace calcolata dal p.c. originario.

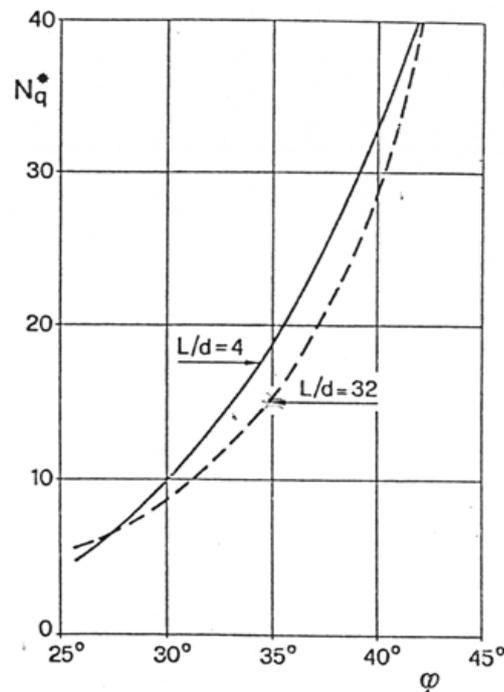


Figura 4.1: Coefficienti N_q^* (Berezantzev, 1965)

Il valore di $q_{ub,max}$ è stato valutato in accordo a quanto riportato nella Tabella 4.7. Nello specifico è stato assunto nei calcoli un valore di $q_{ub,max}$ pari a 4000 kPa per le sabbie limose (unità geotecniche R e SL) e pari a 5000 kPa per le ghiaie limoso sabbiose/ghiaie con sabbia limosa (unità geotecniche GLS) 5200 kPa per le ghiaie sabbiose (unità geotecniche GSL).

Tabella 4.7: valori di $(q_{u,b})_{max}$ per terreni grana grossa, Gwizdala, 1984

	$(q_{u,b})_{max}$ (kPa)
GHIAIE	7500
GHIAIE SABBIOSE	5800
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

4.4 PILE VI01 TRA LA PROGRESSIVA KM 0+703 E KM 1+426

4.4.1 Tipo di palo

Il calcolo della capacità portante del palo singolo è stato eseguito per un palo trivellato, considerando due differenti diametri $D = 1200$ mm e $D = 1500$ mm. Testa palo è stata assunta a 3.5 m da p.c.

4.4.2 Stratigrafia, falda e parametri geotecnici

Il calcolo è stato eseguito considerando due diverse stratigrafie di calcolo suddivise come segue:

- da inizio viadotto (km 0+668) fino alla progressiva km 0+900 la stratigrafia ed i valori dei parametri geotecnici assunti nei calcoli sono riportati in Tabella 4.8;
- dalla progressiva km 0+900 a fine viadotto (km 1+458) la stratigrafia ed i valori dei parametri geotecnici assunti nei calcoli sono riportati in Tabella 4.9.

Il calcolo è stato eseguito considerando un'unica stratigrafia di calcolo. La stratigrafia ed i valori dei parametri geotecnici assunti nei calcoli sono riportati in Tabella 4.8.

Tabella 4.8: Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo – VI01 da km 0+703 a km 0+900

Da	a	Unità geotecnica	γ	ϕ'	Cu
(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(-)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)
+20.0	+11.0	LS	19.0	-	50
+11.0	-3.0	SL	19.0	31	-
-3.0	-11.0	AL1	18.0	-	50 fino a 25 m da pc 70 oltre 25 m da pc
-11.0	-16.0	SL	19.0	31	-
-16.0	-19.0	AL1	18.0	-	70
-19.0	-22.0	SL	19.0	31	-
-22.0	-32.0	GLS	19.0	33	-
-32.0	In poi	AL3	20.0	-	300

Testa palo è stata assunta a 3.5 m da pc (+16.5 m s.l.m.)

La falda è stata assunta a +13.0 m s.l.m. (si veda Doc.Rif.[17])

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO					
	RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12R09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0002001	REV. A

Tabella 4.9: Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo – VI01 da km 0+900 a km 1+426

Da (m s.l.m.)	a (m s.l.m.)	Unità geotecnica (-)	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	Cu (kPa)
+19.0	+17.0	R	18.5	28	-
+17.0	+8.0	LS	19.0	-	50
+8.0	-15.0	AL1	18.0	-	50 fino a 25 m da pc 70 oltre 25 m da pc
-15.0	-26.0	SL	19.0	31	-
-26.0	-36.0	GLS	19.0	33	-
-26.0	in poi	AL3	20.0	-	300

Testa palo è stata assunta a 3.5 m da pc (+15.5 m s.l.m.)
 La falda è stata assunta a +13.0 m s.l.m. (si veda Doc.Rif.[17])

4.4.3 Curve di resistenza del palo singolo

Le curve di resistenza di progetto del palo singolo sono state calcolate in accordo ai criteri progettazione agli stati limite secondo la normativa vigente riportati nel paragrafo 4.2.1.1 ed in accordo ai criteri di calcolo riportati nel paragrafo 4.3.

Sulla base di quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018, il peso del palo deve essere aggiunto come carico esterno, tra le azioni permanenti e fattorizzato come da Tabella 6.2.1 delle stesse NTC2018.

Di seguito verranno fornite le curve di resistenza comprensive del peso del palo, ovvero:

- $R_{c,d} - ((W_p - W_s) \cdot \gamma_{G1}) = R_{c,d} - ((W'_p) \cdot \gamma_{G1})$
- $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$

dove:

$R_{c,d}$ = Resistenza di progetto a compressione

$R_{c,d}$ = Resistenza di progetto a trazione

W_p = Peso del palo

$W'_p = W_p - W_s$

W_s = Peso del terreno sostituito dal palo

γ_{G1} = coefficienti sulle azioni (Tab 6.2. I Doc.Rif.[1])

	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE					
	NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD					
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO						
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	22 di 60

Nella condizione di resistenza a compressione W_p è stato assunto come carico permanente strutturale sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente strutturale favorevole.

In accordo alle stratigrafie di calcolo riportate nel paragrafo 4.4.2 sono state calcolate le curve di resistenza per ciascuna stratigrafia di calcolo assunta.

- dalla progressiva km 0+703 alla progressiva km 0+900:
 - In Figura.4.3 e in Figura.4.4 si riportano le curve $R_{c,d} - (W'_p \cdot \gamma_{G1})$ valide rispettivamente per le verifiche in condizioni statiche e le verifiche in condizioni sismiche;
 - in Figura.4.5 si riporta la curva $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$ valida sia per le verifiche in condizioni statiche che per le verifiche in condizioni sismiche;
 - Figura.4.6 si riporta la resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25 e decurtata del peso alleggerito del palo (W'_p), da confrontare con il carico agente sul singolo diaframma determinato con la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche SLE.
- dalla progressiva km 0+900 alla progressiva km 1+426:
 - In Figura.4.7 e in Figura.4.8 si riportano le curve $R_{c,d} - (W'_p \cdot \gamma_{G1})$ valide rispettivamente per le verifiche in condizioni statiche e le verifiche in condizioni sismiche;
 - in Figura.4.9 si riporta la curva $R_{t,d} + (W_p \cdot \gamma_{G1})$ valida sia per le verifiche in condizioni statiche che per le verifiche in condizioni sismiche;
 - Figura.4.10 si riporta la resistenza laterale di calcolo divisa per 1.25 e decurtata del peso alleggerito del palo (W'_p), da confrontare con il carico agente sul singolo diaframma determinato con la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche SLE.

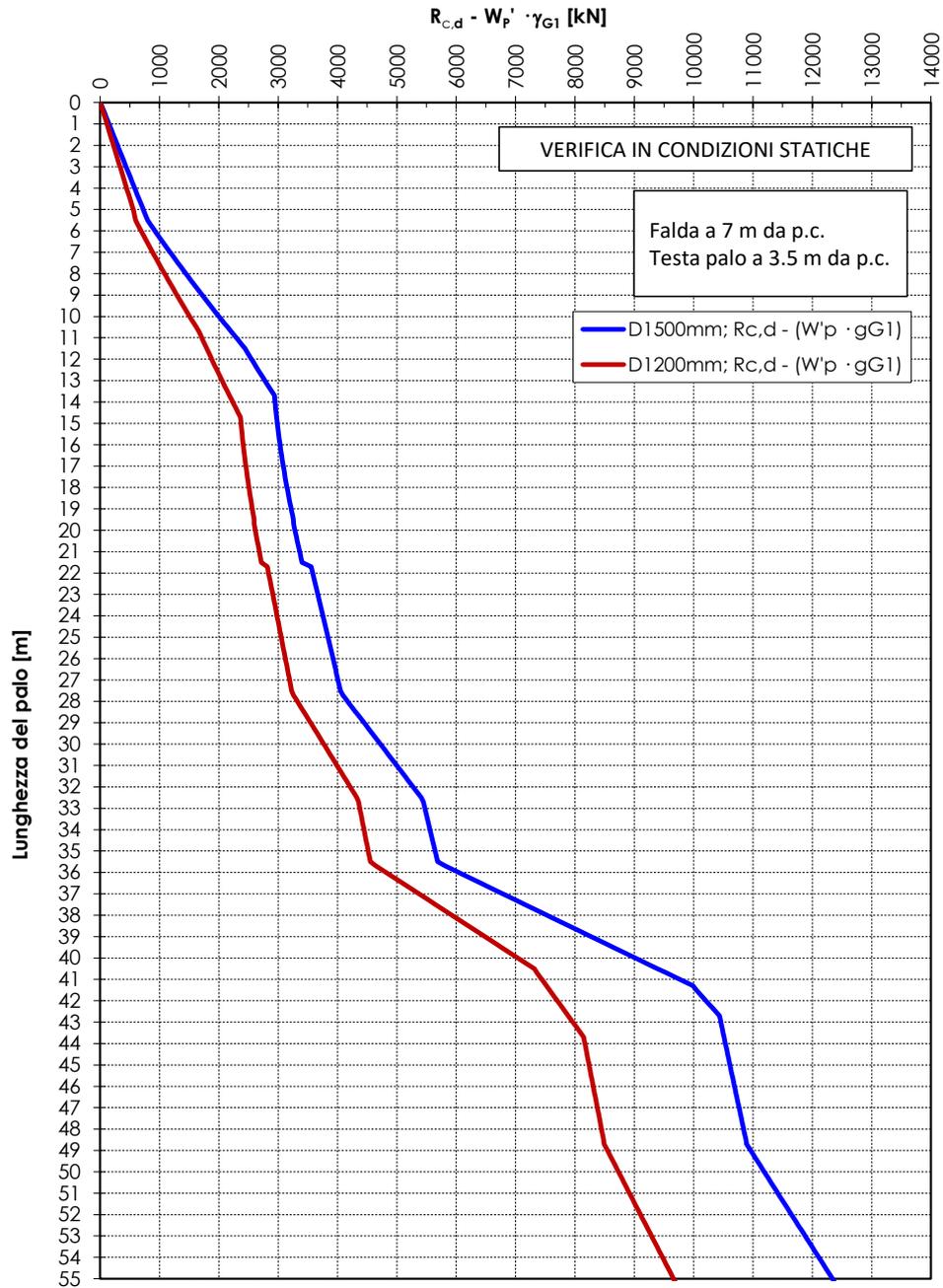


Figura.4.3: Curva: $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$ in accordo a DA2 per verifica statica VI01 da km 0+703 a km 0+900

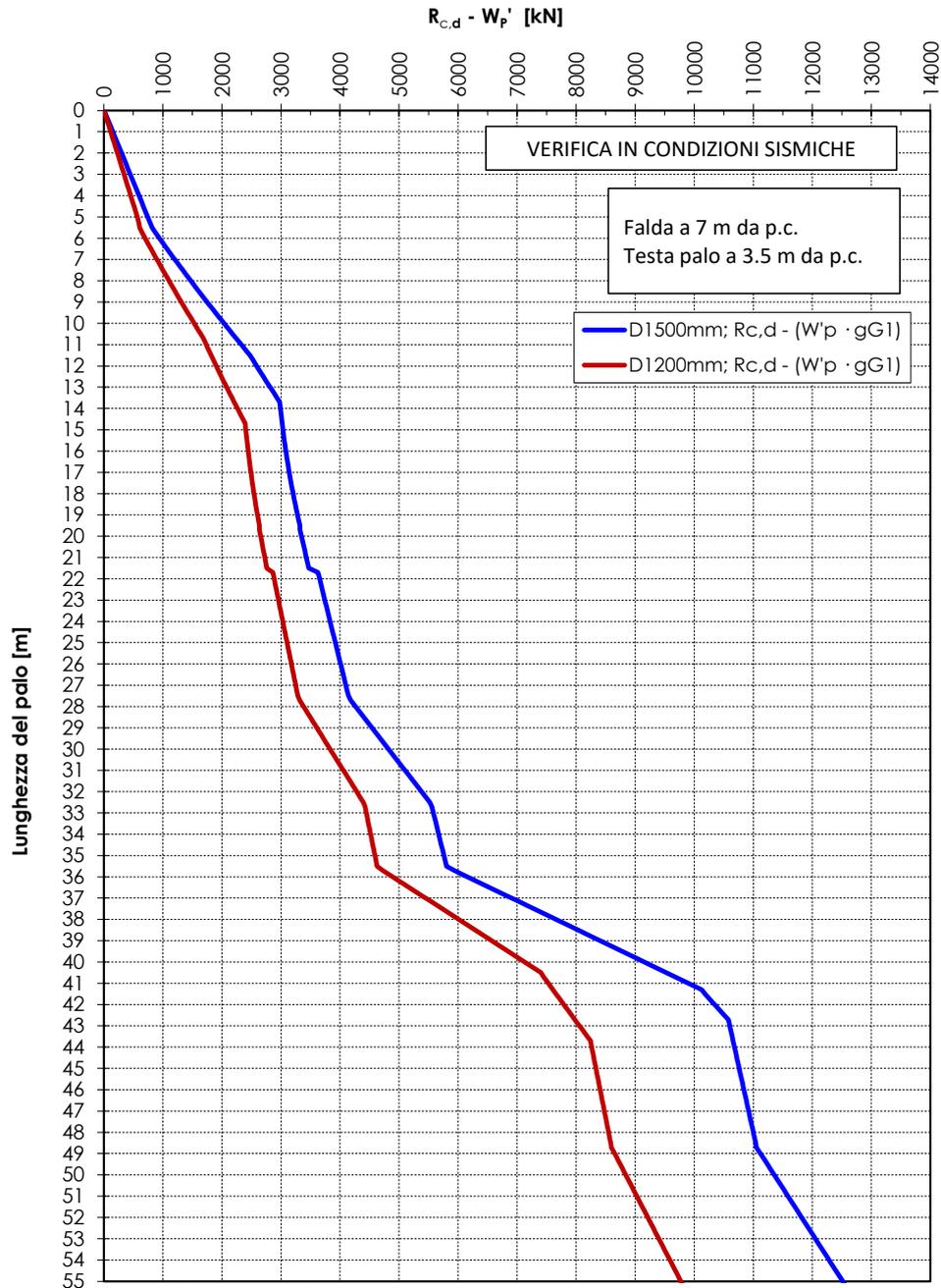


Figura.4.4: Curva: $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$ in accordo a DA2 per verifica sismica VI01 da km 0+703 a km 0+900

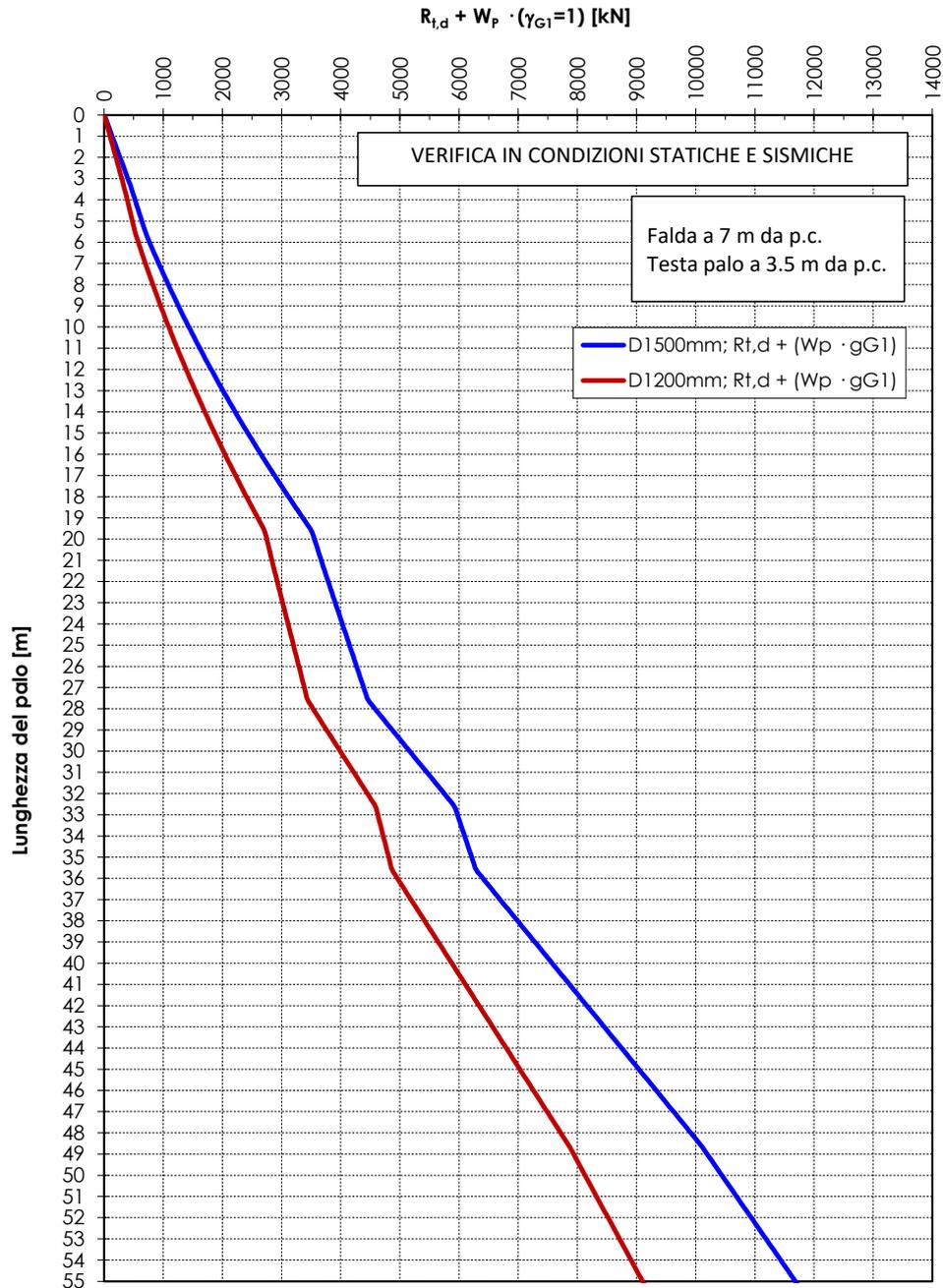


Figura.4.5: - Curva: $R_{t,d} + W_{palo} \cdot (\gamma_{G1}=1)$ in accordo a DA2 per verifica statica e sismica VI01 da km 0+703 a km 0+900

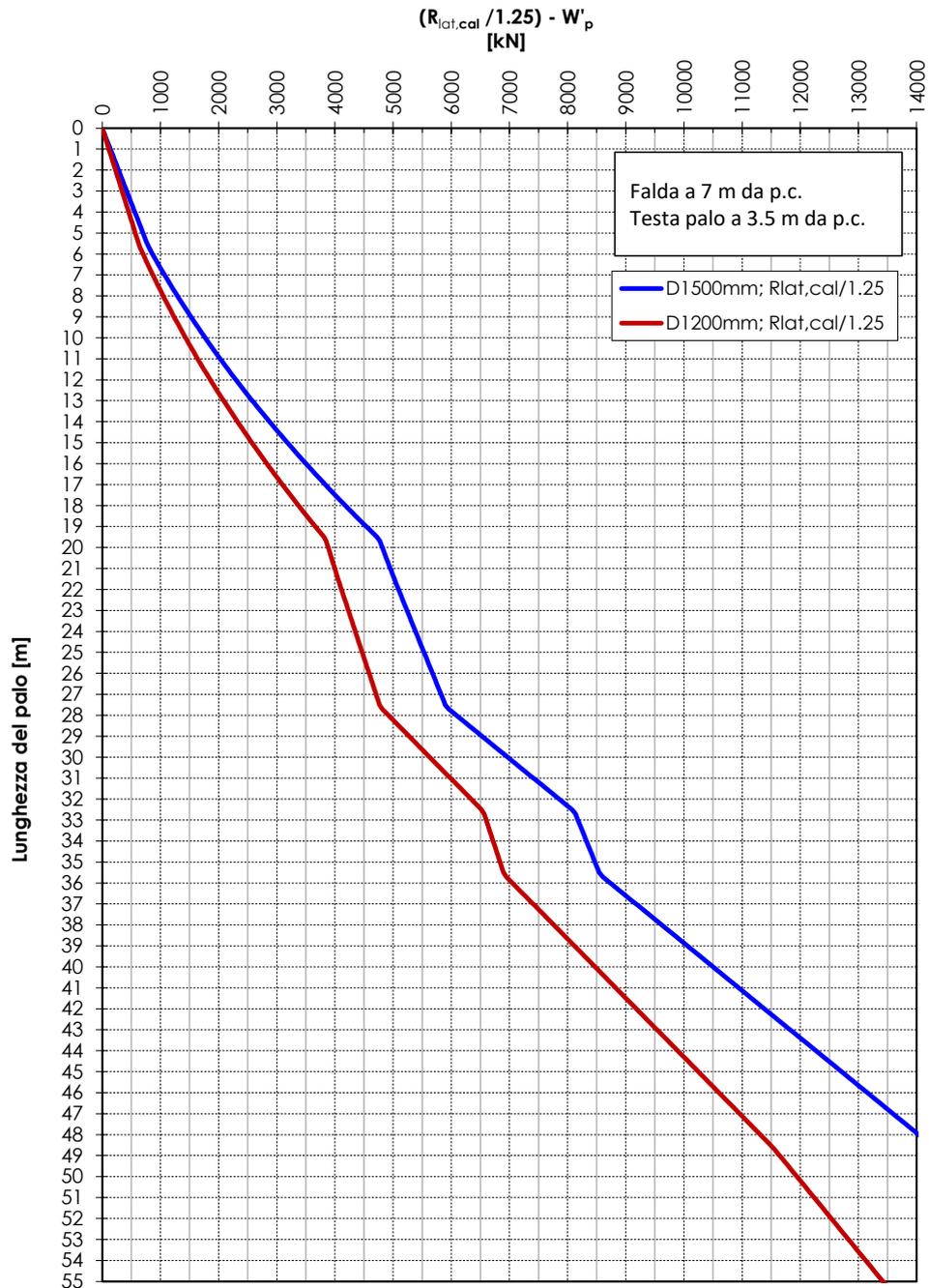


Figura.4.6: Curva $R_{lat,cal}/1.25 - W'_p$ per verifica SLE combinazione rara
VI01 da km 0+703 a km 0+900

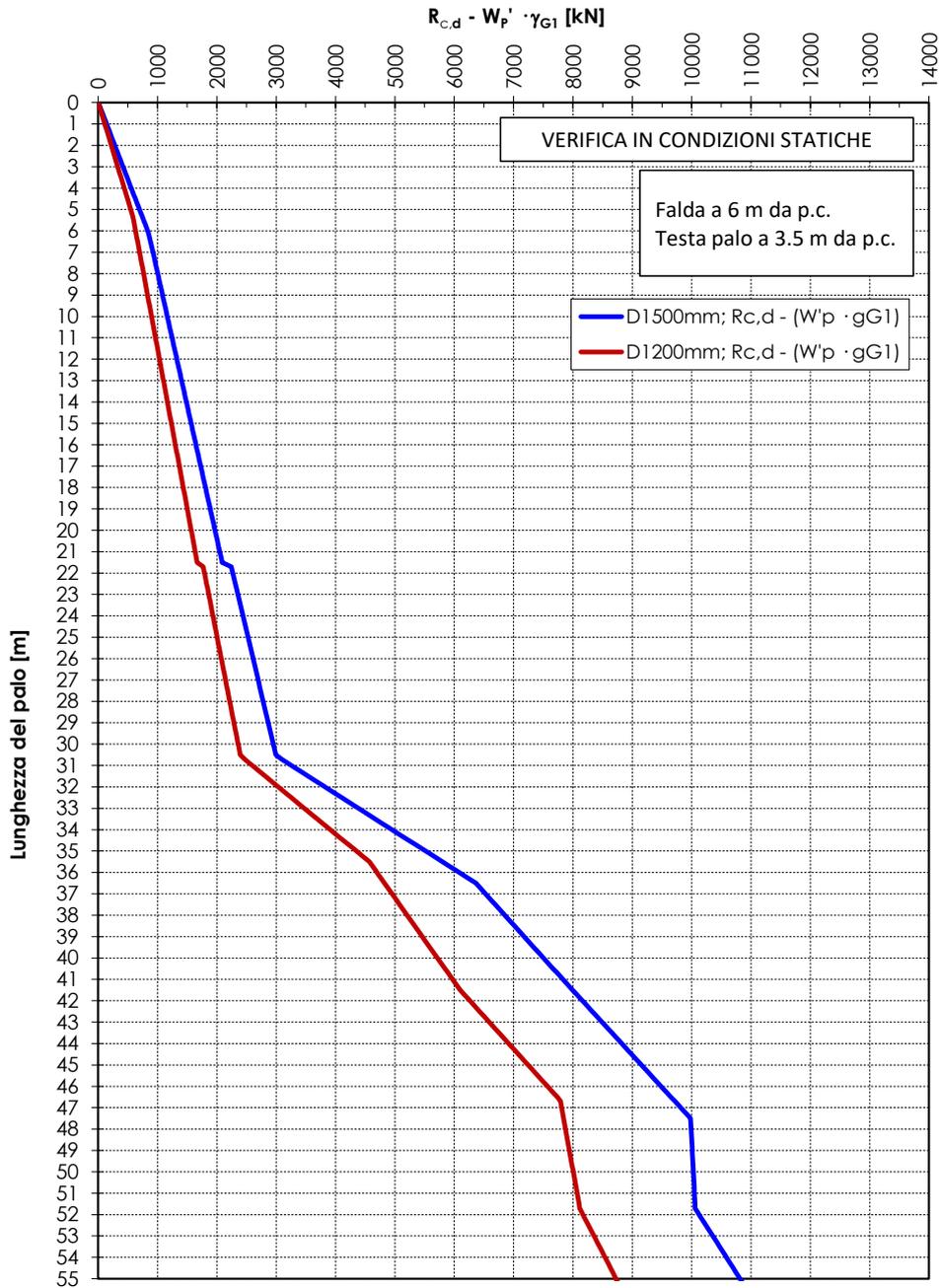


Figura.4.7: Curva: $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$ in accordo a DA2 per verifica statica VI01 da km 0+900 a km 1+426

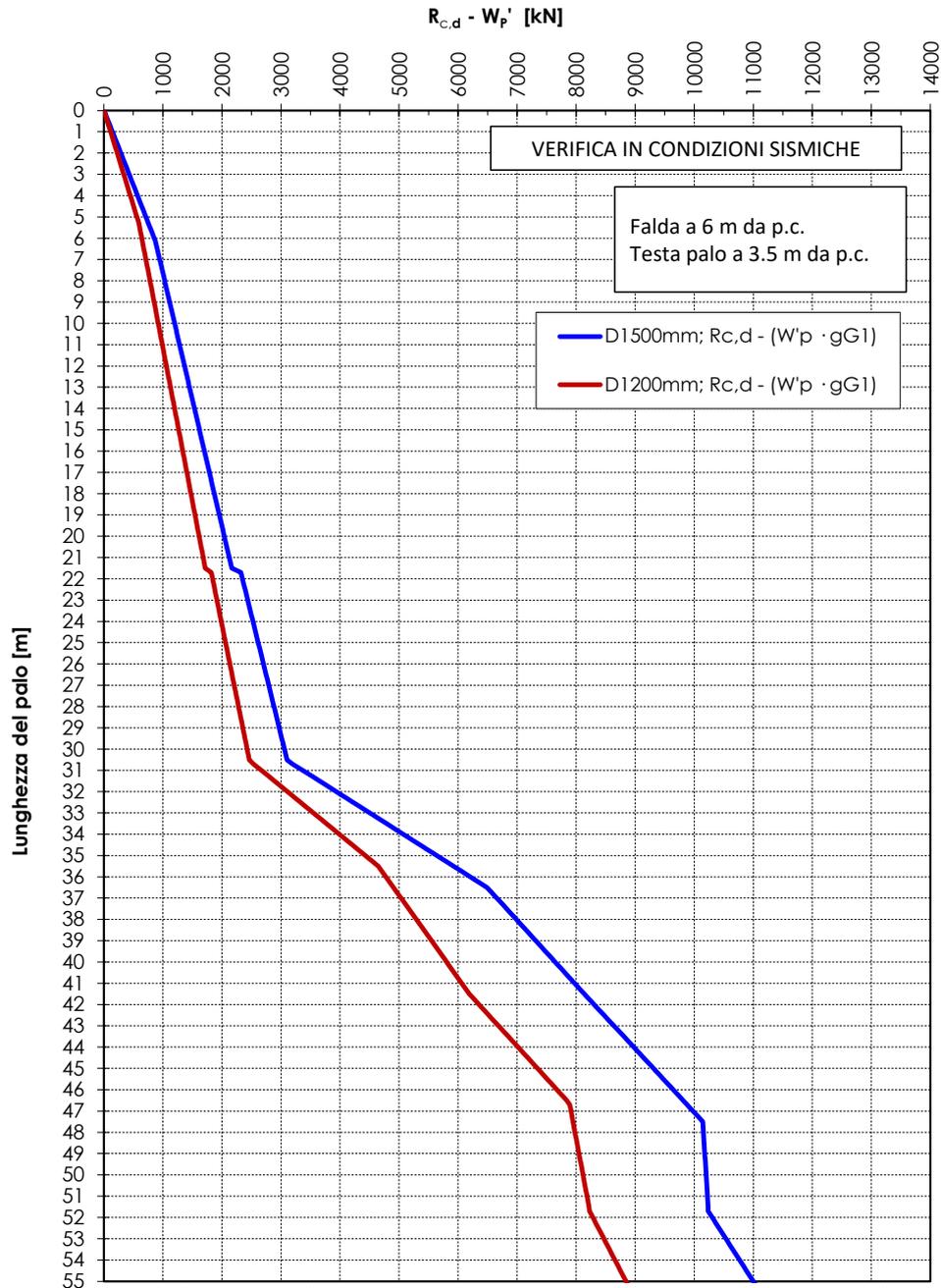


Figura.4.8: Curva: $R_{c,d} - ((W_{palo} - W_s) \cdot \gamma_{G1})$ in accordo a DA2 per verifica sismica VI01 da km 0+900 a km 1+426

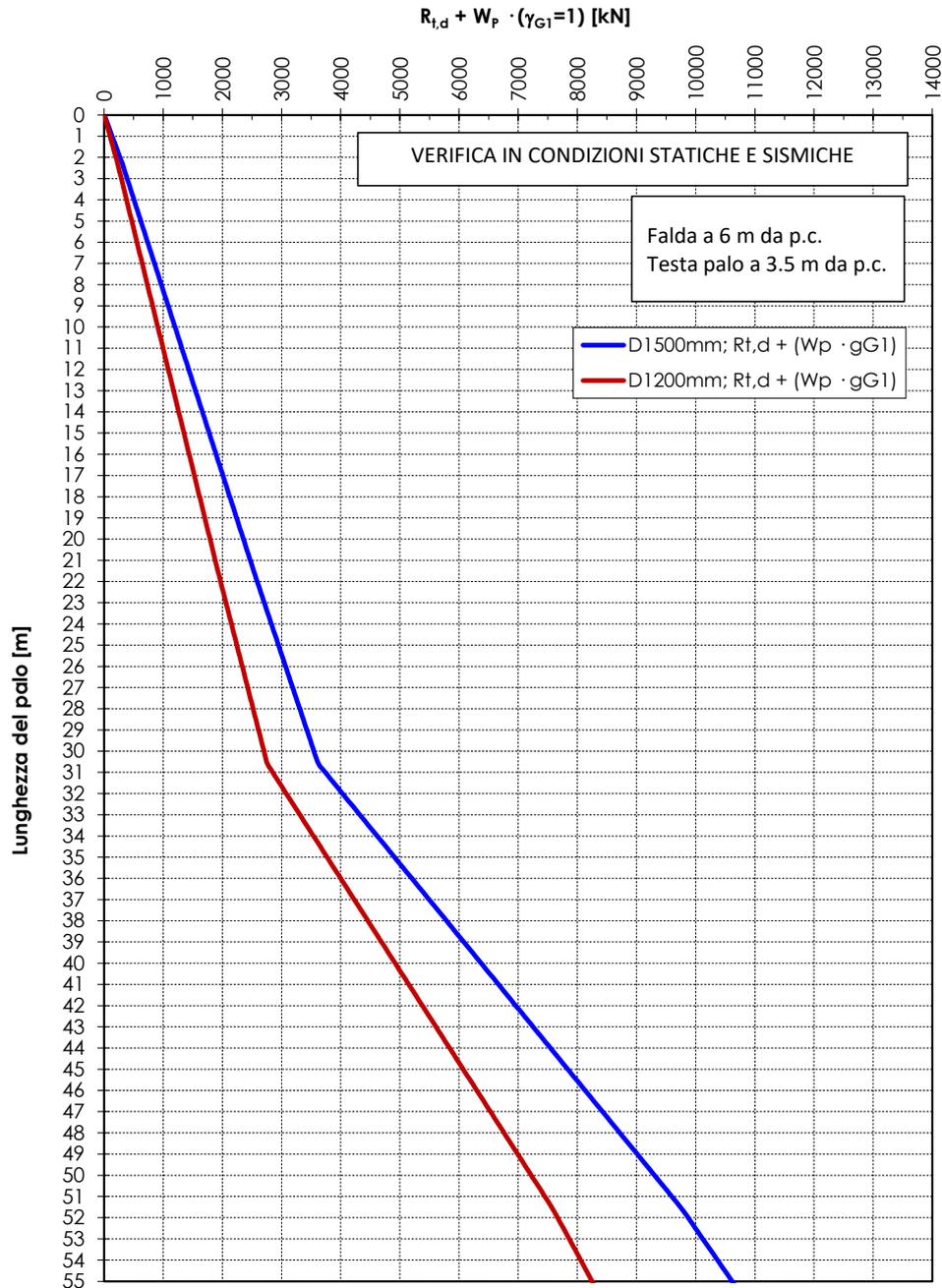


Figura.4.9: - Curva: $R_{t,d} + W_{palo} \cdot (\gamma_{G1}=1)$ in accordo a DA2 per verifica statica e sismica VI01 da km 0+900 a km 1+426

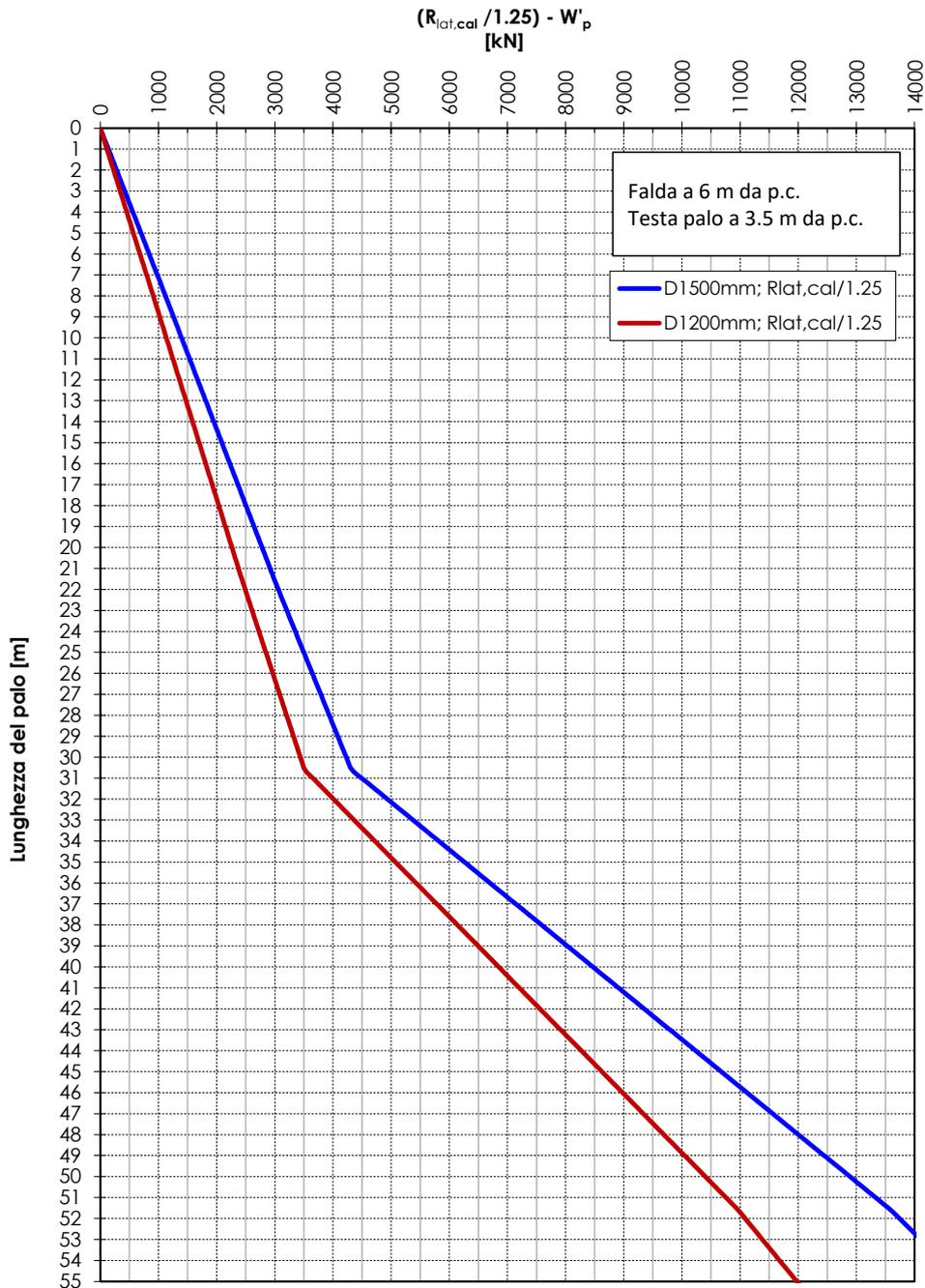


Figura.4.10: Curva $R_{lat,cal} / 1.25 - W'_p$ per verifica SLE combinazione rara
VI01 da km 0+900 a km 1+426

4.5 AZIONE ASSIALE MASSIMA AGENTE SUI PALI E PREDIMENSIONAMENTO LUNGHEZZA PALO

Di seguito si riportano le azioni assiali massime di compressione agenti sul palo più caricato delle pile di fondazione nelle verifiche SLV (ritenute dimensionanti). Le pile non presenti nelle tabelle saranno previste su fondazioni a pozzo (si veda capitolo successivo). Sulla base di tali carichi sono state valutate le lunghezze di palo, assumendo un palo di diametro $D=1500\text{mm}$, riportate nelle tabelle di seguito.

Tabella 4.10: Azione assiale sul palo più caricato da verifiche SLV e lunghezza di predimensionamento

Viadotto	Stratigrafia di riferimento (da km a km) in accordo ai paragrafi precedenti	Pile di riferimento	N _{max} (kN)	L _{palo} (m)
VI01	0+703÷0+900	P3	9673	42
	0+900÷1+460	P6÷P20	9673	48

5 POZZI

5.1 DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI A POZZO

Il metodo adottato è quello proposto da Jamiolkowski (1968) [12], che ipotizza la fondazione profonda e rigida vincolata al terreno omogeneo, modellabile secondo uno schema alla Winkler.

Il modulo di reazione orizzontale è ipotizzato variabile linearmente con la profondità secondo la relazione:

$$k_y = m_h \cdot z$$

Come criterio di rigidità si adotta quello proposto da Silin e Zavrijev(1962), secondo cui la fondazione può essere ritenuta rigida infinitamente se risulta soddisfatta la condizione:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{m_h \cdot B}{E I}} \leq \frac{2,5}{h}$$

Con:

B lato parallelo alla linea di azione della forza orizzontale H ;

m_h gradiente di reazione orizzontale;

E ed I rigidità ed inerzia della fondazione.

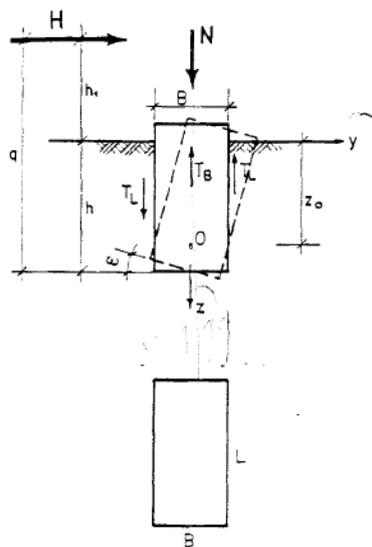


Figura.5.1: Schema di calcolo pozzi di fondazione

Con la schematizzazione proposta è possibile valutare lo stato di sollecitazione agente, la rotazione e gli spostamenti della fondazione. La risoluzione del problema prevede dunque l'esplicitazione sia del profilo di rotazione/spostamenti lungo il fusto del pozzo sia delle pressioni agenti lungo il fusto ed alla base del pozzo. Si procederà, infine, a verificare la compatibilità delle pressioni con i valori limite di spinta passiva e carico limite verticale rispettivamente per le pressioni orizzontali e verticali (alla base del pozzo).

Imponendo dunque le equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione attorno al punto O è possibile determinare le due incognite z_0 e w : rispettivamente la profondità del punto di rotazione dal p.c. ed il valore della rotazione della fondazione attorno al punto O:

$$z_0 = \frac{\beta \cdot L \cdot h^2 (4q - h) \div 6 W \cdot B}{2 \beta L \cdot h \cdot (3q - h)} \quad (9)$$

$$\text{tg } \omega = \frac{12 \beta \cdot H (3q - h)}{m_h \cdot h (L h^3 \beta + 18 B W)} \quad (10)$$

$$R = \frac{\beta \cdot L h^3 + 18 B W}{2 \beta (3q - h)} \quad (11)$$

Dove

W = momento resistente della fondazione,

$$\beta = k_h / k_v$$

$$k_v = m_v \cdot h$$

È quindi possibile determinare le restanti grandezze che interessano il problema. Le pressioni orizzontali che il pozzo esplica sul terreno si valutano come

$$\sigma_y = \frac{6 H}{R \cdot h} z (z_0 - z)$$

Mentre, le pressioni verticali agenti alla base del pozzo possono esprimersi mediante la seguente relazione:

$$\begin{aligned} \sigma_z \text{ max (min)} &= \sigma_0 \pm \sigma_z = \\ &= \frac{N}{A} \pm \frac{3 \cdot B \cdot H}{\beta \cdot R} \end{aligned}$$

Infine, il momento flettente agente lungo il fusto del pozzo si valuta mediante l'espressione

$$\begin{aligned}
 M_z &= H (h_1 + z) - \int_0^z \sigma_y \cdot \\
 &\quad \cdot L (z_0 - z) dz = \\
 &= H \left\{ h_1 + z \left[1 - \frac{L z^2}{2 R \cdot h} (2 z_0 - z) \right] \right\}.
 \end{aligned}$$

Per la verifica di stabilità del pozzo di fondazione dovranno essere soddisfatte le seguenti condizioni.
Le pressioni orizzontali devono soddisfare il requisito

$$\sigma_y(z) \leq \frac{P_{lim}}{F_y}$$

Essendo:

F_y coefficiente di sicurezza;

$P_{lim} = (k_p) s'_v(z) + 2c' (k_p)^{0.5}$ in tensioni efficaci;

$P_{lim} = s_v(z) + 2c_u$ in tensioni totali;

k_p e k_a coefficienti di spinta passiva e attiva.

Le pressioni verticali agenti alla base del pozzo devono soddisfare il requisito

$$\sigma_z(z = h) \leq \frac{q_{lim}}{F_z}$$

Con:

F_z coefficiente di sicurezza;

q_{lim} valore di pressione limite determinato tramite la formulazione di Brinch-Hansen (1970) per terreni incoerenti e coesivi.

5.2 STIMA DEI COEFFICIENTI DI REAZIONE ORIZZONTALE E DEL SOTTOFONDO

Secondo quanto proposto da Terzaghi (1955) il valore del gradiente m_h può essere determinato come segue:

$$m_h \cdot z = \frac{\varphi \cdot \gamma \cdot z}{L \cdot 1,35}$$

Essendo:

γ il peso di volume del terreno (da considerarsi immerso de sotto falda);

L il lato della fondazione perpendicolare alla direzione dell'azione;

φ una costante adimensionale che assume i seguenti valori

Sabbie sciolte ($N_{SPF} \lesssim 10$ colpi/piede)	Sabbie mediamente dense ($10 \gtrsim N_{SPF} < 30$)	Sabbie dense ($N_{SPF} \gtrsim 30$)
$0 < D_R \leq 0,33$	$0,33 < D_R \leq 0,67$	$0,67 < D_R \leq 1,0$
$100 < \varphi < 300$	$300 \leq \varphi < 1000$	$1000 \leq \varphi < 2000$

essendo $D_R =$ densità relativa
definita come $\frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}}$.

Da letteratura [12] il valore del gradiente m_h può essere preso come segue per terreni granulari:

Sabbie medie e fini sciolte

$$200 \leq m_h \leq 400 \text{ t/m}^2$$

Idem mediamente dense

$$400 \leq m_h \leq 600 \text{ t/m}^2$$

Sabbie grossolane mediane dense

$$600 \leq m_h \leq 1000 \text{ t/m}^2$$

Sabbie con ghiaie e ghiaie

$$1000 \leq m_h \leq 2000 \text{ t/m}^2$$

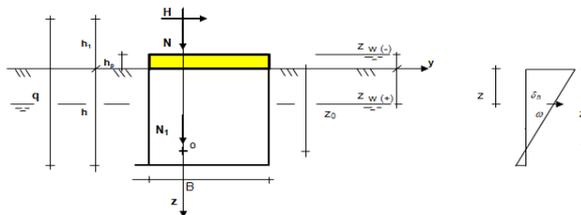
Il valore del gradiente per il caso in esame è stato dunque assunto cautelativamente pari a 2000 kN/m⁴ (200 t/m⁴). Il coefficiente di reazione verticale k_v è quindi stimato pari al prodotto del gradiente per la profondità pari alla quota della base del pozzo.

5.3 VI01 – PILE P1, P2, P4 E P5

Si riporta a seguire la verifica dei pozzi di fondazione per le pile in oggetto. Il peso specifico e l'angolo d'attrito considerati lungo il fusto del palo sono stati presi cautelativamente pari a 19kN/m³ e 29°. Alla base sono stati considerati, rispettivamente, 19kN/m³ e 29°.

1 - Geometria Fondazione

OPERA
VI01, PILA P1,
P2, P4, P5



B (/asse x)	10.10	m	Larghezza
L (/asse y)	14.00	m	Lunghezza
h	30.00	m	Altezza interrata
h _p	0.00	m	Altezza del plinto fuori terra
A _b	141.40	mq	Area di base
I _x	1 202.02	m ⁴	Inerzia sezione
I _y	2 309.53	m ⁴	Inerzia sezione
E	10 000 000.00	kPa	Modulo di rigidezza
W _x	238.02	m ³	Momento resistente
W _y	329.93	m ³	Momento resistente

2 - Parametri di progetto del Terreno - coefficienti parziali M1

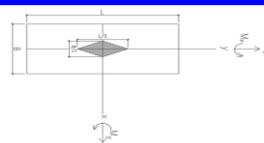
	Laterale	Base		gM1
γ	19.00	19.00	kN/m ³	1.00
c'	0.00	0.00	kPa	1.00
φ'	29.00	29.00	°	1.00
k _p	2.88	-	-	-
mh	2 000	-	kN/m ⁴	-
mv	-	2 000	kN/m ⁴	-

3 - Fondazione rigida

2.5/h	0.08	-
$((m_h \cdot B) / (E \cdot I))^{1/5}$	0.07	-
Check	ok	-

4 - Azioni ad intradosso plinto

N _{tot}	47 999.00	kN
M _{x,tot}	225 588.00	kNm
M _{y,tot}	274 108.00	kNm
T _{x,tot}	20 102.00	kN
T _{y,tot}	16 539.00	kN



**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO
FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	38 di 60

5 - Determinazione incognite z_0 e w

	Direzione x	Direzione y	
q	43.64	43.64	m
R	2 087.42	1 763.01	-
tgw	0.00	0.00	-
ω	0.06	0.05	°
z_0	21.66	21.94	m

6 - Valore delle massime sollecitazioni

N_{max}	166 421.50	kN	$z=$	33.50
$M_{max,y}$	399 934.30	kNm	$z=$	9.50
$T_{max,x}$	30 339.95	kN	$z=$	33.50
$M_{max,x}$	338 228.35	kNm	$z=$	10.50
$T_{max,y}$	20 726.68	kN	$z=$	33.50

7 - Valore delle sollecitazioni alla base

N_b	166 421.50	kN	
$M_{b,y}$	118 516.83	kNm	
$M_{b,x}$	163 453.86	kNm	
N_w	40 299.00	kN	Sottospinta idraulica

8 - Sollecitazioni lungo il fusto

N (kN)	Mx(kNm)	My(kNm)	M_{tot} (kNm)	Tx(kN)	Ty(kN)	T_{tot} (kN)	z (m)
47 999.00	225588	274108	355 000.20	20102	16539	26 031.31	3.50
63 906.50	294347	356620	462 404.15	15008	12905	19 793.86	4.50
67 441.50	306469	370533	480 851.01	12765	11302	17 049.20	5.50
70 976.50	316881	382054	496 365.66	10234	9491	13 957.77	6.50
74 511.50	325395	390923	508 628.24	7470	7511	10 593.16	7.50
78 046.50	331859	396934	517 384.99	4526	5399	7 045.55	8.50
81 581.50	336162	399934	522 448.27	1457	3194	3 510.66	9.50
85 116.50	338228	399825	523 696.71	-1684	933	1 924.96	10.50
88 651.50	338022	396561	521 075.23	-4842	-1346	5 025.83	11.50
92 186.50	335544	390152	514 595.22	-7965	-3604	8 742.30	12.50
95 721.50	330833	380662	504 334.63	-10997	-5805	12 435.04	13.50
99 256.50	323966	368206	490 438.19	-13885	-7910	15 979.96	14.50
102 791.50	315058	352958	473 117.61	-16575	-9881	19 296.78	15.50
106 326.50	304261	335140	452 651.91	-19013	-11680	22 314.38	16.50
109 861.50	291767	315033	429 387.74	-21146	-13270	24 964.49	17.50
113 396.50	277804	292968	403 739.82	-22918	-14612	27 180.01	18.50
116 931.50	262639	269334	376 191.45	-24277	-15669	28 894.35	19.50
120 466.50	246575	244570	347 294.94	-25168	-16402	30 041.16	20.50
124 001.50	229955	219171	317 671.86	-25538	-16774	30 554.27	21.50
127 536.50	213159	193686	288 012.51	-25332	-16748	30 367.59	22.50
131 071.50	196605	168717	259 073.79	-24497	-16284	29 415.08	23.50
134 606.50	180750	144921	231 673.37	-22978	-15345	27 630.73	24.50
138 141.50	166086	123007	206 677.00	-20722	-13894	24 948.57	25.50
141 676.50	153146	103741	184 975.32	-17675	-11891	21 302.64	26.50
145 211.50	142499	87940	167 449.80	-13782	-9301	16 626.97	27.50
148 746.50	134754	76476	154 942.08	-8991	-6083	10 855.63	28.50
152 281.50	130554	70275	148 266.52	-3246	-2202	3 922.68	29.50
155 816.50	130584	70318	148 313.40	3505	2382	4 237.81	30.50
159 351.50	135565	77639	156 223.04	11317	7706	13 691.77	31.50
162 886.50	146256	93324	173 494.15	20244	13808	24 505.13	32.50
166 421.50	163454	118517	201 899.48	30340	20727	36 743.81	33.50

N_{max}	166 421.50	kN	$z=$	201 899.48
M_{max}	523 696.71	kNm	$z=$	933.03
T_{max}	36 743.81	kN	$z=$	33.50

9- Verifica Pressioni orizzontali (x/B - y/L)

s_x (kPa)	s_y (kPa)	$s_{h,lim}$ (kPa)	check s_x	check s_y	z (m)
122.40	121.09	191.66	ok	ok	3.50
148.70	147.24	246.42	ok	ok	4.50
171.15	169.64	286.76	ok	ok	5.50
189.75	188.29	312.70	ok	ok	6.50
204.49	203.19	338.64	ok	ok	7.50
215.39	214.33	364.58	ok	ok	8.50
222.43	221.72	390.52	ok	ok	9.50
225.62	225.36	416.46	ok	ok	10.50
224.96	225.25	442.40	ok	ok	11.50
220.45	221.38	468.33	ok	ok	12.50
212.08	213.76	494.27	ok	ok	13.50
199.87	202.39	520.21	ok	ok	14.50
183.80	187.27	546.15	ok	ok	15.50
163.88	168.39	572.09	ok	ok	16.50
140.10	145.77	598.03	ok	ok	17.50
112.48	119.39	623.97	ok	ok	18.50
81.00	89.25	649.90	ok	ok	19.50
45.67	55.37	675.84	ok	ok	20.50
6.49	17.73	701.78	ok	ok	21.50
-36.55	-23.66	727.72	ok	ok	22.50
-83.43	-68.80	753.66	ok	ok	23.50
-134.17	-117.70	779.60	ok	ok	24.50
-188.76	-170.35	805.54	ok	ok	25.50
-247.20	-226.75	831.47	ok	ok	26.50
-309.49	-286.90	857.41	ok	ok	27.50
-375.64	-350.81	883.35	ok	ok	28.50
-445.64	-418.46	909.29	ok	ok	29.50
-519.49	-489.87	935.23	ok	ok	30.50
-597.19	-565.04	961.17	ok	ok	31.50
-678.74	-643.95	987.11	ok	ok	32.50
-764.15	-726.62	1 013.04	ok	ok	33.50

10- Verifica GEOTECNICA (Brinch-Hansen)

Tensione verticale alla base

q 351.50 kN/mq

Fattori di portanza (tensioni efficaci)

N_q 16.44 -

N_c 27.86 -

N_g 18.78 -

Eccentricità di base $e_b = M_b / N_b$

e_{bx} 0.71 m

e_{by} 0.98 m

Dimensioni della fondazione ridotta equivalente

B' 8.68 m

L' 12.04 m

A' 104.42 mq

Coefficienti di forma (tensioni efficaci)

s_q 1.43 -

s_c 1.40 -

s_g 0.71 -

Azioni alla base

N_b 166 421.50 kN

N_w 40 299.00 kN

$N_{ed} = N_b - N_w$ 126 122.50 kN

Verifica di portanza alla base

q_{lim} 8 367.76 kPa

N_{lim} 873 743.15 kN

FS 2.3

$N_{lim,d} / N_{ed}$ 3.01

OK

Si riportano i diagrammi delle pressioni e delle sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

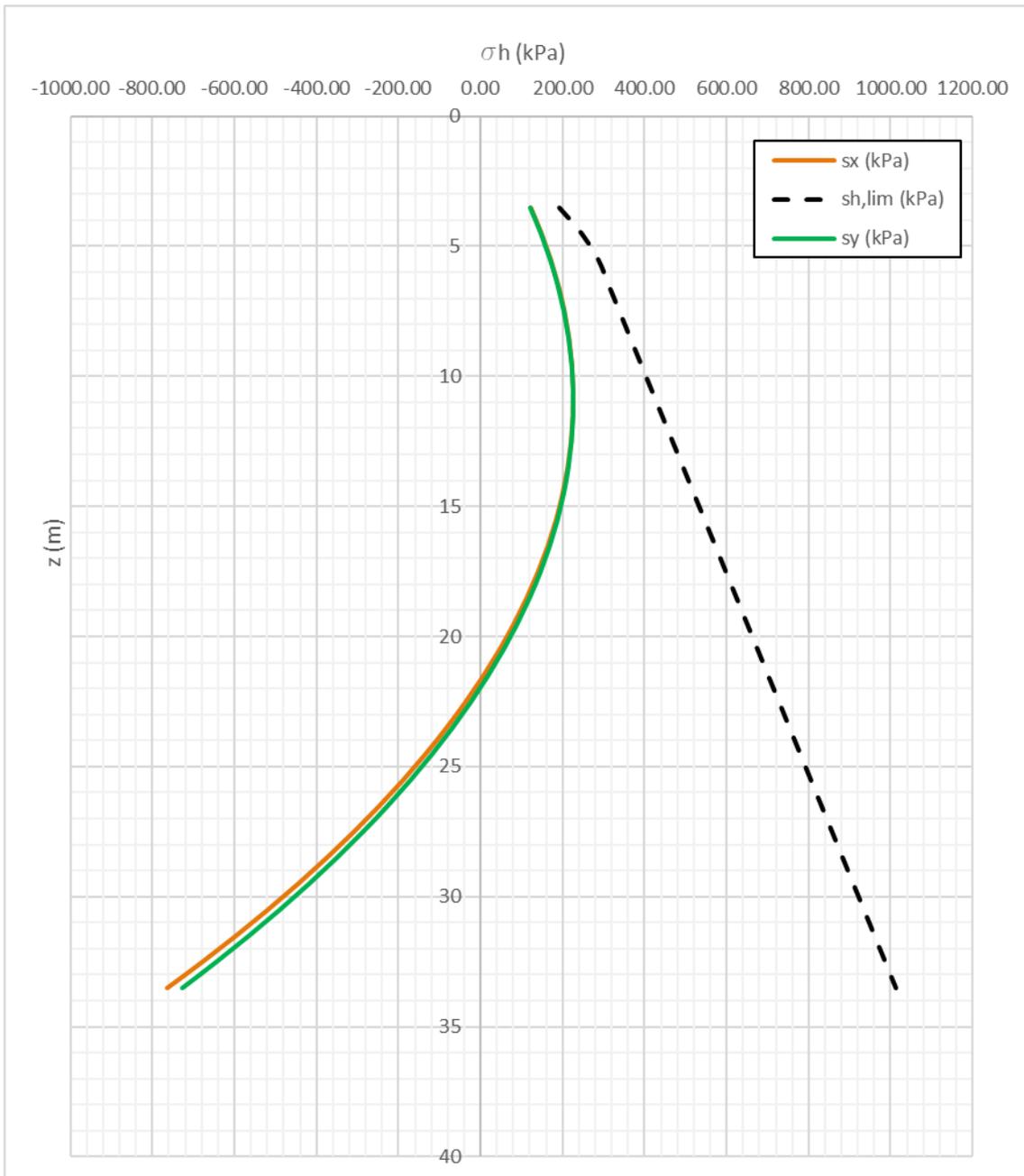


Figura 2: VI01 - pressioni orizzontali e pressione limite

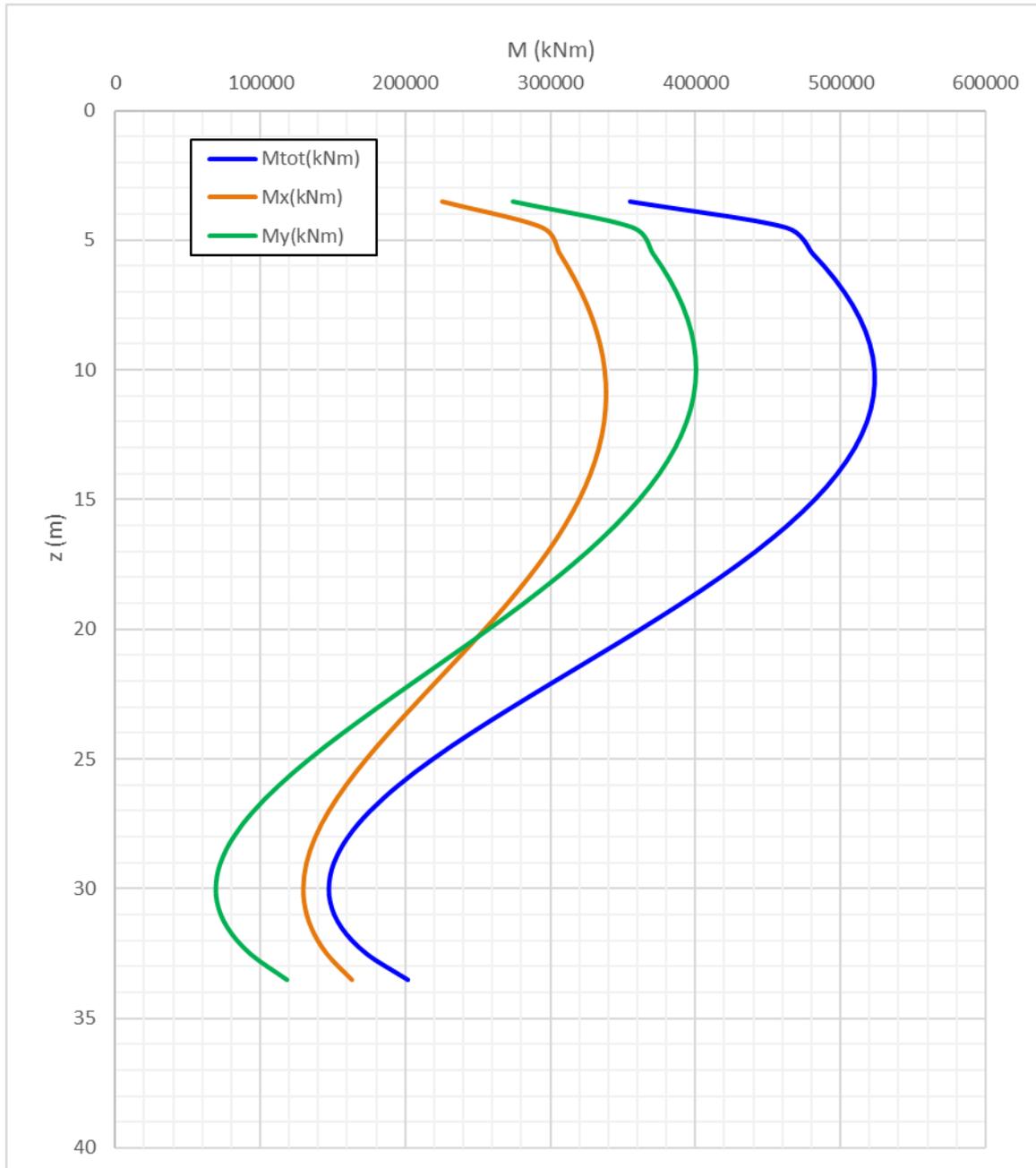


Figura 15: VI01 - momento flettente lungo asse del pozzo

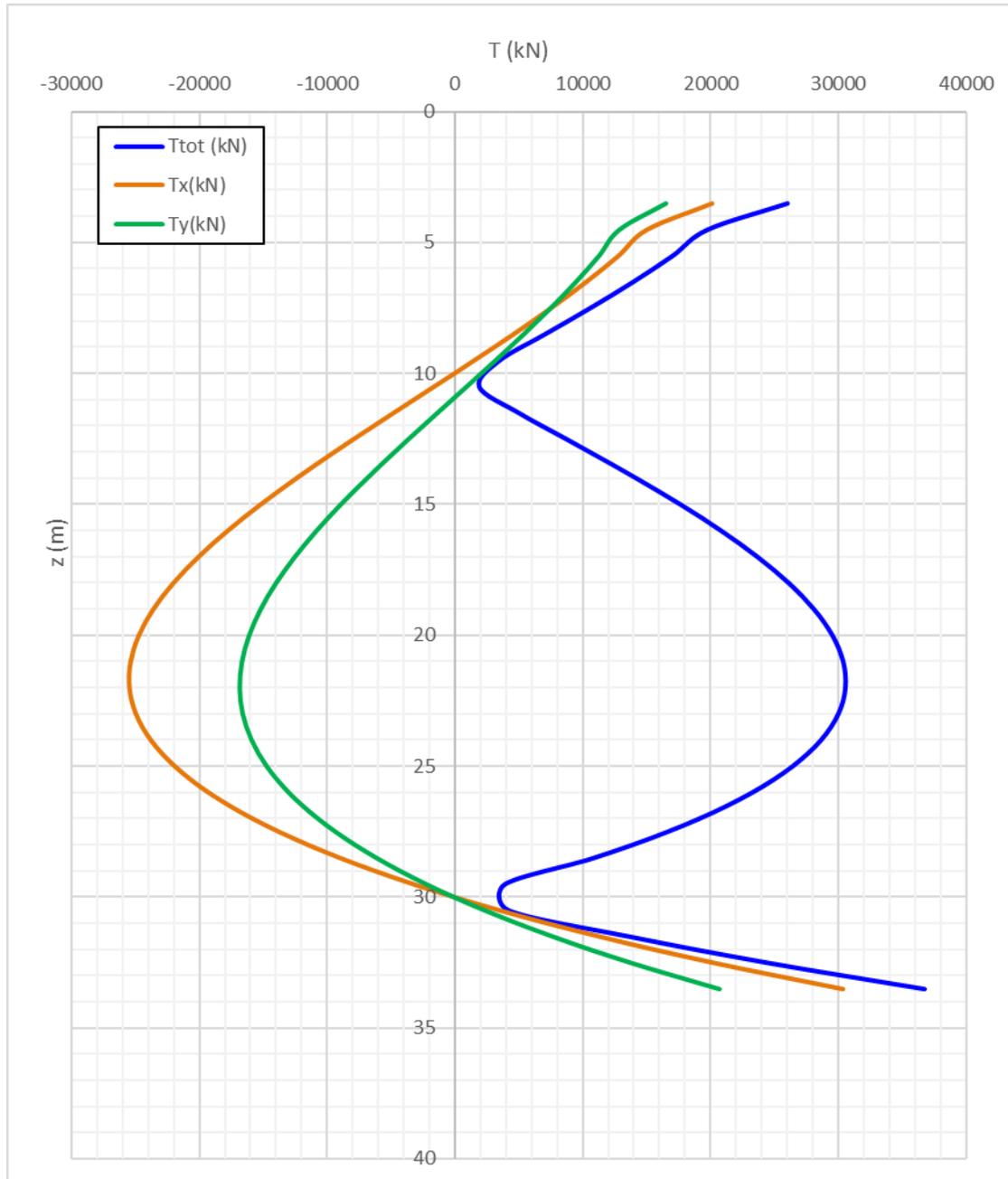


Figura 16: VI01 - taglio lungo l'asse del pozzo

5.4 AZIONE ASSIALE MASSIMA AGENTE SUI POZZI E PREDIMENSIONAMENTO LUNGHEZZA POZZI

Di seguito si riportano, per ogni viadotto, le azioni massime di compressione, momento flettente e taglio agenti ad intradosso plinto delle pile di fondazione nelle verifiche SLV (ritenute dimensionanti). È stata effettuata anche la verifica con scalzamento per le pile P10 e P11 del VI04 considerando, cautelativamente, le azioni allo SLU. Sulla base di tali sollecitazioni sono state valutate le lunghezze dei pozzi, riportate nella tabella di seguito.

Tabella 5.1: Azioni agenti ad intradosso plinto sui pozzi da verifiche SLV (e SLU per scalzamento VI04) e relativa lunghezza di predimensionamento

Viadotto	Pile	N	M	T	Lpozzo
		(kN)	(kNm)	(kN)	(m)
VI01	P1, P2, P4, P5	47999	274108	20102	30

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE					
	NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD					
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO						
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	44 di 60

6 OPERE PROVVISORIALI

6.1 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE

6.1.1 Premessa

Per la messa in opera dei plinti di fondazione delle pile dei viadotti sono necessari degli scavi a profondità pari a 3.5m per tutte le pile. Gli scavi hanno una configurazione in pianta variabile a seconda della tipologia di pila (viadotti delle tratte a singolo binario e a doppio binario); le dimensioni in pianta tipiche sono 11.50m x 11.50m e 11.50m x 16.00m per le pile delle tratte a singolo binario e a doppio binario, rispettivamente. Mentre, le fondazioni delle pile a sostegno del viadotto di scavalco del Fiume Tevere, richiedono la realizzazione di scavi più estesi con dimensioni in pianta pari a 20.80m x 18.20m.

Per la realizzazione degli scavi è prevista l'installazione di opere di sostegno provvisorie. Tali opere comprendono:

- Palancole libere in testa (tipologici OPSD e OPDD, illustrati in Figura.6.1 e Figura.6.2) previsti per tutte le pile.

Tutte le opere hanno funzione di sostegno temporaneo degli scavi. Di seguito si descrivono le opere di sostegno previste, i criteri e le metodologie di verifica e i calcoli di dimensionamento delle opere.

Trattandosi di opere provvisorie, considerato che il tempo nel quale gli scavi rimarranno aperti è inferiore a 2 anni, si omettono le verifiche sismiche, come previsto al punto 2.4.1 dalle N.T.C. 2018 (Doc. Rif. [1]).

6.1.2 Palancole

L'opera provvisoria prevista a sostegno degli scavi per la realizzazione delle fondazioni delle pile è generalmente costituita da palancole tipo PU32 (acciaio S355) di lunghezza pari a L=12m, dei quali 0.5m sono fuori terra e necessari alle manovre di estrazione. In Figura.6.1 e Figura.6.2 si riportano le dimensioni del palancolato in sezione e in pianta per i tipologici OPSD (pile dei viadotti a singolo binario) e OPDD (pile dei viadotti a doppio binario). Si considera un'unica lunghezza di progetto per favorire il riutilizzo delle stesse palancole per i diversi scavi nelle tratte in oggetto. La lunghezza di 12m permette di trasportare le palancole senza ricorrere alle procedure per carichi speciali.

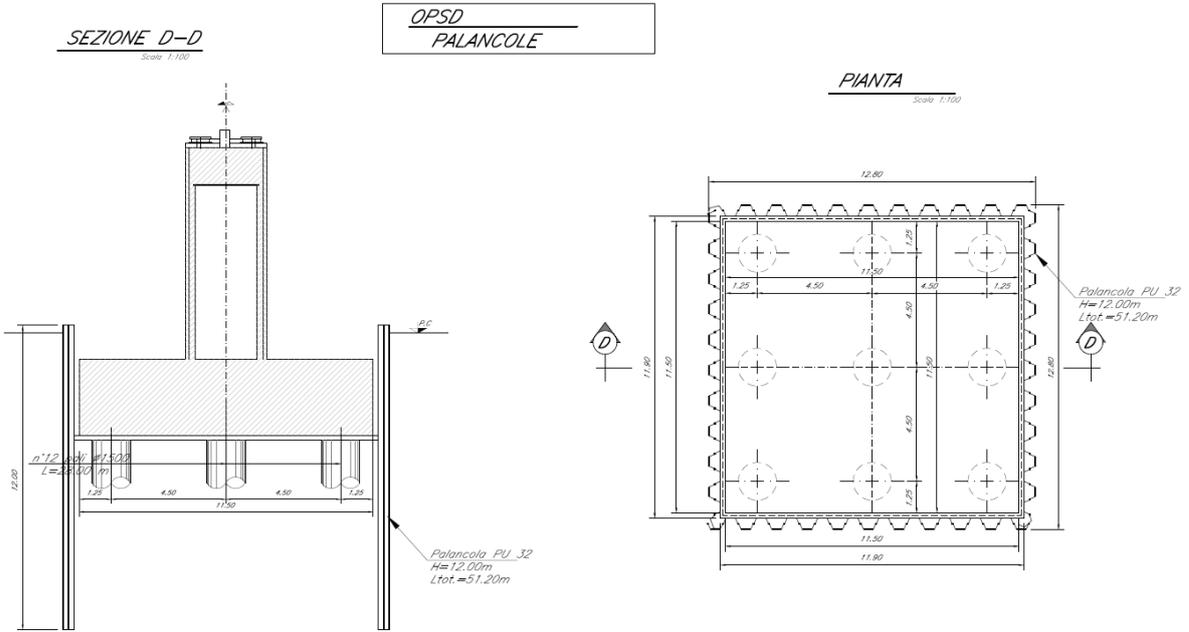


Figura.6.1: Schema tipologico OPSD

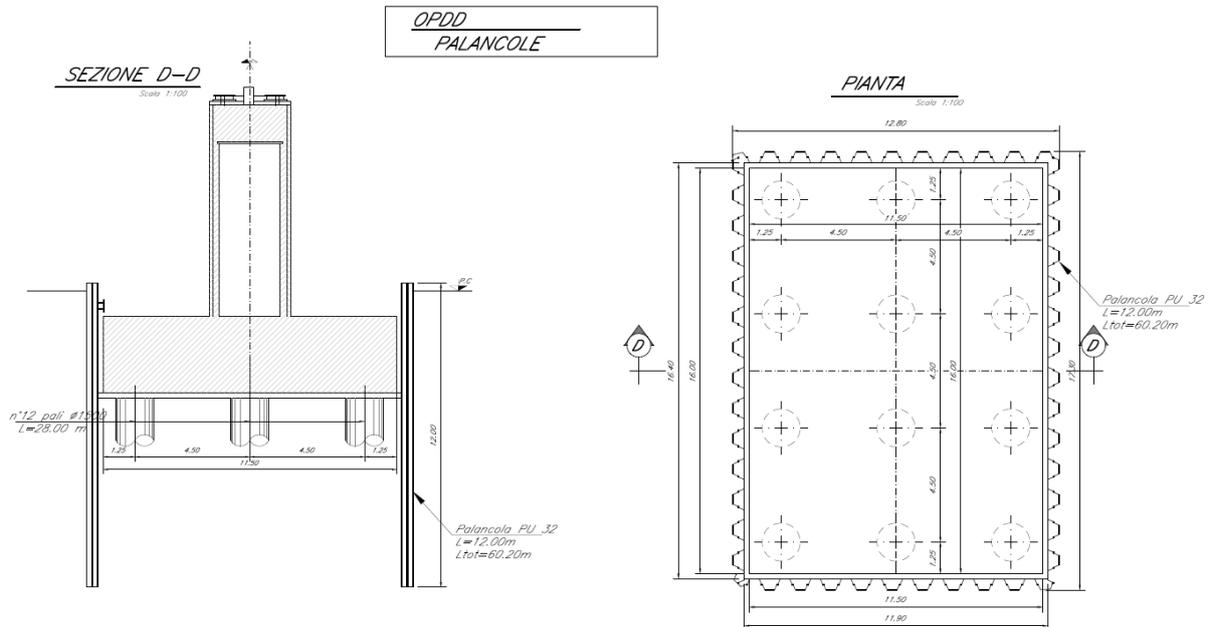


Figura.6.2: Schema tipologico OPDD

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE					
	NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD					
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO						
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	46 di 60

6.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE IN ACCORDO ALLE NTC 2018

6.2.1 Generale

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.4. del Doc. Rif. [1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

6.2.2 Stati limite ultimi (SLU)

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [1]})$$

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 γ_F , per i parametri geotecnici γ_M e per le resistenze γ_R . I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare e dell'approccio progettuale adottato (Approccio 1, con le combinazioni 1 e 2, o Approccio 2 con un'unica combinazione). 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. 6.2.4.1 del Doc. Rif. [1]).

6.2.3 Stabilità globale

In accordo a quanto riportato nella normativa nazionale (Doc. Rif. [1]) e nello specifico, al par. 6.5.3.1 per le opere di sostegno e al par. 6.8.2 per opere di materiali sciolti e fronti di scavo, la stabilità globale 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. [1] e di seguito riportati in Tabella 6.1,

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO					
	RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12R09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0002001	REV. A

Tabella 6.2, Tabella 6.3.

Tabella 6.1: Coefficienti parziali sulle azioni (Tabella 6.2.I del Doc. Rif. [1])

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 6.2: Coefficienti parziali sui parametri geotecnici (M1 ed M2) (Tabella 6.2.II del Doc. Rif. [1])

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.3: Coefficienti parziali sulle resistenze per le verifiche di stabilità globale (R2) (Tabella 6.8.I del Doc. Rif. [1])

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

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Nel caso specifico, date le geometrie analizzate, le verifiche di stabilità sono ritenute intrinsecamente soddisfatte e non verranno effettuate.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE					
	NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD					
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO						
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	48 di 60

6.2.4 Stabilità geotecnica e strutturale delle opere di sostegno

In accordo a quanto riportato al par. 6.5.3.1 della normativa nazionale (Doc. Rif. [1]), la verifica geotecnica e strutturale (GEO e STRU) di un'opera di sostegno dovrà essere condotta considerando le seguenti combinazioni:

- Approccio 1 – Combinazione 1: A1+M1+R1
- Approccio 1 – Combinazione 2: A2+M2+R1

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, Tab. 6.2.II del Doc. Rif. [1] e di seguito riportati in Tabella 6.1,

Tabella 6.2 ed assumendo γ_{R1} uguale ad 1.

Nelle verifiche, per azioni si intendono le risultanti delle spinte a tergo della paratia e per resistenze s'intendono le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni del sistema di vincolo.

Come indicato al par. 6.5.3.1.2 del Doc. Rif. [1]:

- Per verifiche nei confronti degli stati limite ultimi geotecnici delle paratie, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed eventualmente della struttura e, specificatamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. Le analisi devono essere condotte con la Combinazione 2 (A2+M2+R1)
- Nelle verifiche nei confronti di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, l'analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1). In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze.

6.2.5 Stati limite ultimi idraulici

Con riferimento alle geometrie e alle condizioni di falda presenti al sito in esame, si è verificata la stabilità al sollevamento del fondo scavo, ove significativa. Tale verifica permette di definire la profondità minima della base del materiale a bassa permeabilità al di sotto del fondo scavo.

Secondo NTC 2018 (par. 6.2.4.2) "per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (6.2.4)$$

Dove

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad (6.2.5)$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici ($M2$).

Per le verifiche di sollevamento il coefficiente parziale per i carichi permanenti Favorevoli è $\gamma_{G,stab} = 0.9$, mentre per i carichi permanenti Sfavorevoli è $\gamma_{G,inst} = 1.1$.

6.2.6 Verifiche di sicurezza (SLU) degli ancoraggi

In accordo a quanto riportato al par. 6.6.2 del Doc. Rif. [1], il valore di progetto R_{ad} della resistenza a sfilamento (R_a) di un ancoraggio dovrà soddisfare la seguente condizione limite:

$$P_d \leq R_{ad}$$

dove:

P_d = il valore di progetto dell'azione (o l'effetto dell'azione) valutata mediante un'analisi di interazione terreno-struttura;

R_{ad} = valore di progetto della resistenza (si veda il Capitolo 6.4).

Tale condizione dovrà essere verificata con riferimento alla seguente combinazione:

- Approccio 2 – Combinazione 1: $A1+M1+R3$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, Tab. 6.2.II e Tab. 6.6.I del Doc. Rif. [1], considerando per i tiranti temporanei $\gamma_{Ra,p} = 1.1$.

6.2.7 Stati limite di esercizio (SLE)

Per ciascuno stato limite di esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif. [1]})$$

Dove:

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

C_d = prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Ovvero 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 a quelli consentiti, quindi compatibili con i requisiti di prestazione delle strutture. A tale scopo il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese (par. 6.2.4.3 del Doc. Rif. [1]).

Le analisi dovranno essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità (par. C 6.2.4.3 del Doc. Rif. [2]).

6.3 STRATIGRAFIA DI PROGETTO E VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base dei profili geotecnici aggiornati per la presente fase progettuale sono state individuate stratigrafie variabili lungo la tratta in oggetto, come riportato nei paragrafi 4.4.2. Ai fini del dimensionamento delle opere provvisorie si è scelto di adottare un'unica stratigrafia semplificata, comprendente un singolo materiale caratterizzato dai parametri geotecnici riportati in Tabella 6.4. I parametri in Tabella 6.4 rappresentano una media dei parametri caratteristici delle unità geotecniche R e LS. Tale assunzione è cautelativa in quanto le palancole sono infisse, in parte o interamente, anche nelle unità geotecniche AL1 e AL2 che hanno proprietà meccaniche migliori. I risultati ottenuti per le sezioni rappresentative discusse nel presente documento sono ritenuti in questa fase progettuale, applicabili a tutte le opere provvisorie previste lungo le tratte ferroviarie in progetto.

Tabella 6.4: Parametri geotecnici di calcolo

STRATO	Descrizione strato	Peso di volume	Angolo di resistenza al taglio		Coesione efficace		Resistenza al taglio non drenata		Modulo di Young operativo	Permeabilità
		γ_d	ϕ'_k	ϕ'_d M2	c'_k	c'_d M2	c_u	c_u M2	$E_{op.}$	k
		[kN/m ³]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[m/s]
R/LS	Riporto/Limo Sabbioso	18.5	27	22.2	0	0	-	-	15	1.0E-07

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE					
	NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD					
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO						
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	52 di 60

6.4 RESISTENZA DI PROGETTO DEGLI ANCORAGGI

6.4.1 Resistenza a sfilamento di progetto degli ancoraggi

La resistenza a sfilamento (R_{ac}) degli ancoraggi provvisionali è valutata in accordo a quanto proposto in Bustamante e Doix (Doc. Rif. [16]):

$$R_{ac} = \pi \cdot D_p \cdot \alpha \cdot q_s \cdot L_a = 570 \text{ kN}$$

Assumendo:

- $\alpha = 1.4$ (per IRS – iniezioni ad alta pressione multiple e selettive)
- $D_p = 0.18$ m diametro nominale di perforazione
- $q_s = 120$ kPa (Doc.Rif.[7])
- $L_a = 6$ m (lunghezza di ancoraggio)

La resistenza caratteristica a sfilamento (R_{ak}) si ottiene dall'eq. 6.6.1 del Doc. Rif. [1]:

$$R_{ak} = \min \left\{ \frac{R_{ac,medio}}{\xi_{a1}} ; \frac{R_{ac,min}}{\xi_{a2}} \right\} = 317 \text{ kN}$$

Dove il coefficiente di correlazione ξ , riportato in Tab. 6.6.II del Doc. Rif. [1], dipende dal numero di profili di indagine disponibili. Nel caso in esame si è assunto cautelativamente $\xi = 1.8$.

La resistenza di progetto viene calcolata applicando i coefficienti parziali di Tab. 6.6.I del Doc. Rif. [1], assumendo i tiranti come provvisionali:

$$R_{ad} = R_{ak}/1.1 = 288 \text{ kN}$$

6.4.2 Resistenza di progetto dei materiali degli ancoraggi

La resistenza caratteristica dei materiali degli ancoraggi $R_{p(1)k}$ è:

$$R_{p(1)k} = n \cdot A_{strand} \cdot f_{p(1)k} = 3 \cdot 139 \cdot 1670 = 696 \text{ kN}$$

con:

n = numero di trefoli; in questo caso $n = 3$

A_{strand} = area del singolo trefolo = 139 mm^2

$f_{p(1)k}$ = resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio armonico, che coincide con la tensione caratteristica all'1% di deformazione totale = 1670 N/mm^2

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE					
	NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD					
TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO						
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	53 di 60

La resistenza di progetto degli ancoraggi viene calcolata applicando i coefficienti parziali previsti nel Doc. Rif. [1]:

$$R_{pd} = R_{p(1)k}/1.15 = 606 \text{ kN}$$

6.5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

6.5.1 Verifiche di stabilità geotecnica e strutturale dell'opera di sostegno

L'analisi tensio-deformativa delle opere di sostegno è stata svolta con l'ausilio del codice PARATIE PLUS in grado di simulare in maniera verosimile (anche se semplificata) l'interazione tra terreno e struttura di sostegno. PARATIE PLUS è un codice di calcolo specifico per opere di sostegno, dove il terreno è schematizzato mediante molle equivalenti e il modello ad elementi finiti riguarda la sola "struttura". Il codice di calcolo permette di stimare le sollecitazioni nell'opera di sostegno, nonché la sua deformata, quando questa viene sollecitata da un certo regime di spinta. La versione del software adottata per le verifiche condotte nel presente documento è la PARATIE PLUS ver. 21.0.

6.5.1.1 Modello di calcolo

L'effettivo modello di calcolo adottato per le verifiche delle sezioni rappresentative delle opere in esame è riportato in Figura.6.3 (palancole).

La verifica dell'opera costituita da palancole è stata eseguita considerando la sezione (lato lungo) dell'opera a doppio binario (OPDD).

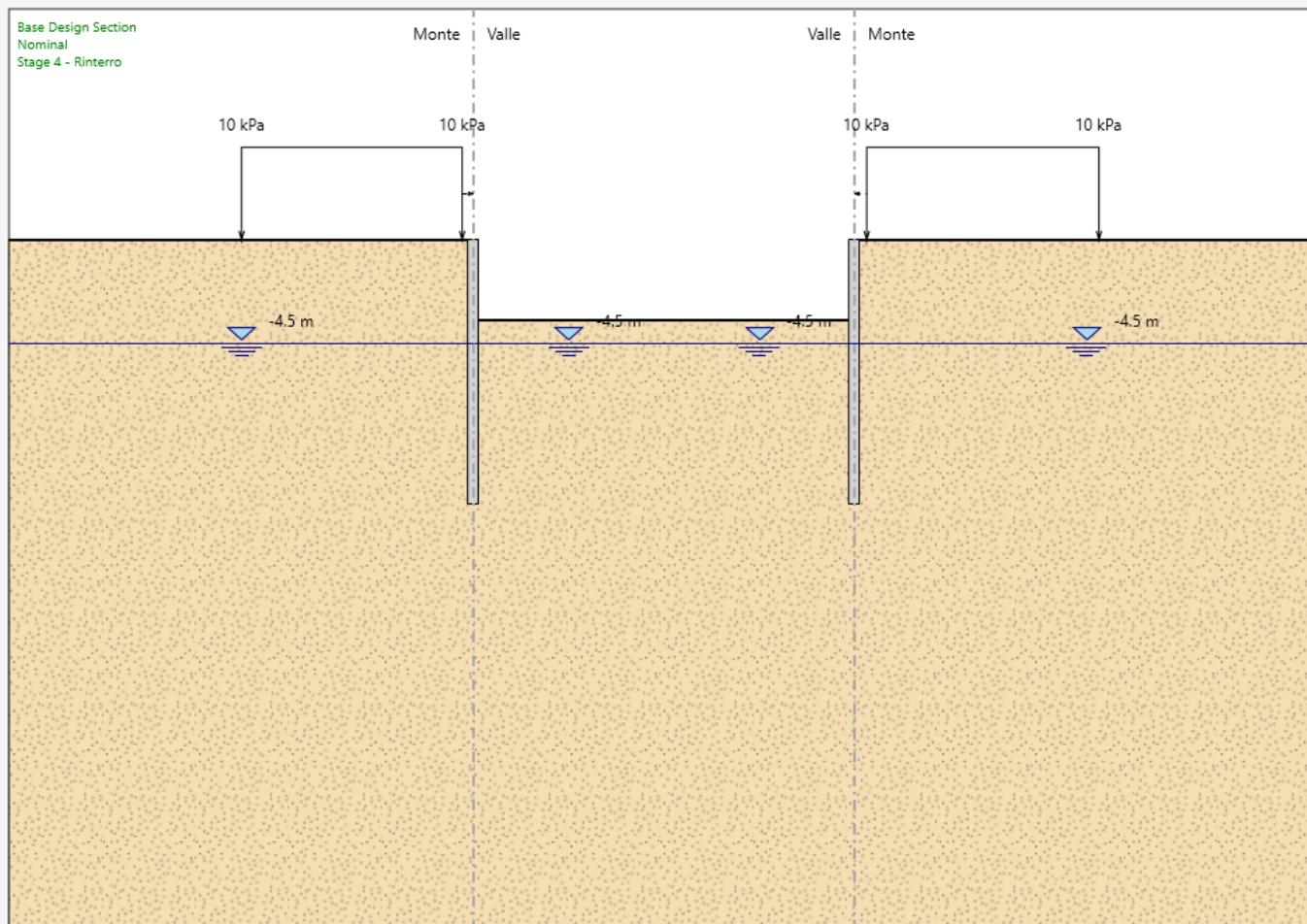


Figura.6.3: Modello di calcolo Paratie Plus – Palancole (tipologici OPSD/OPDD)

6.5.1.2 Risultati

I risultati completi relativi alle analisi svolte sono riportati da Figura.6.4 a Figura.6.6 (output grafico del programma PARATIE-PLUS). Le verifiche sulla resistenza mobilitata al piede delle paratie risultano soddisfatte.

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO
FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	55 di 60

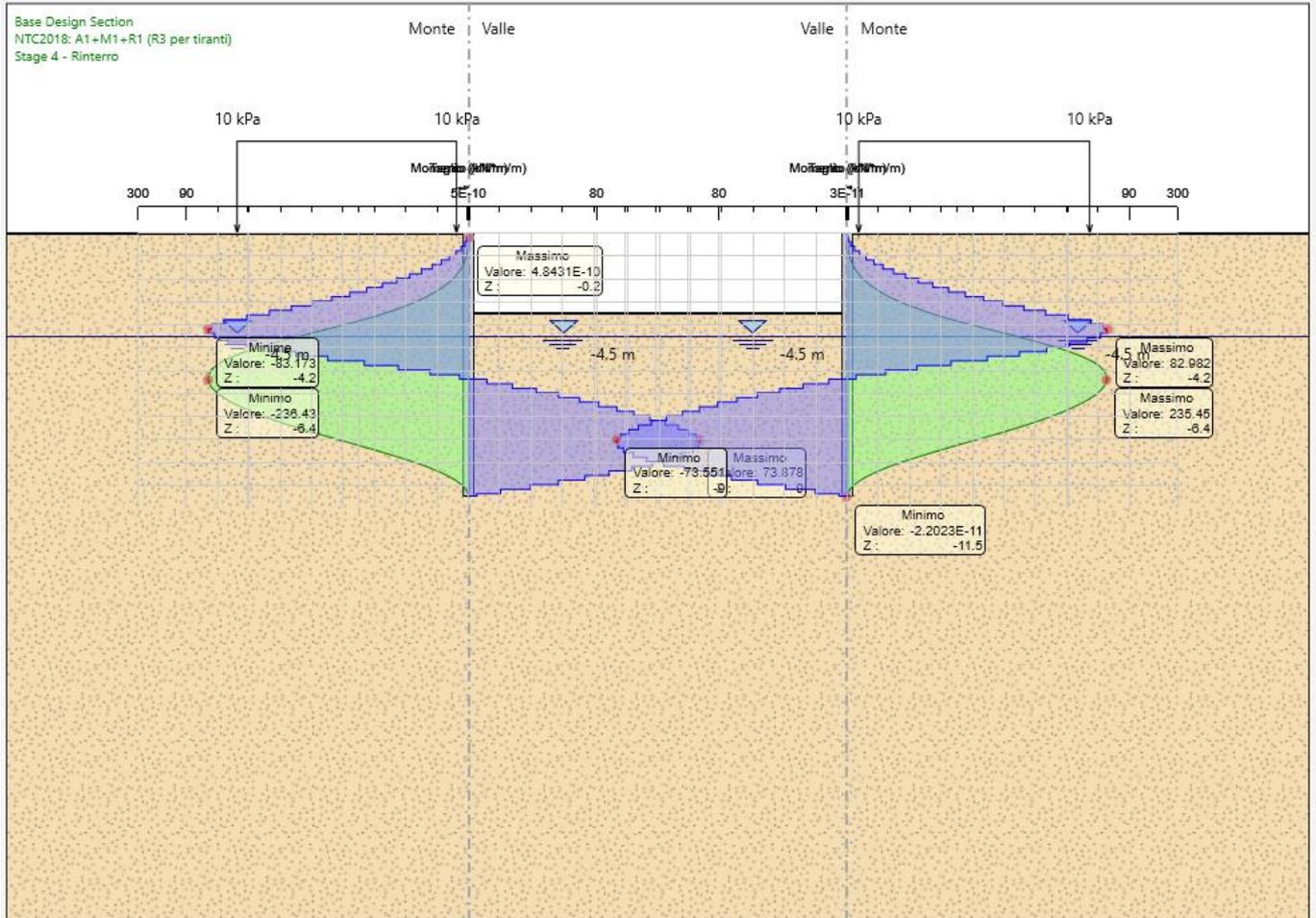


Figura.6.4: SLU A1+M1 – Momento e taglio nel palancolato

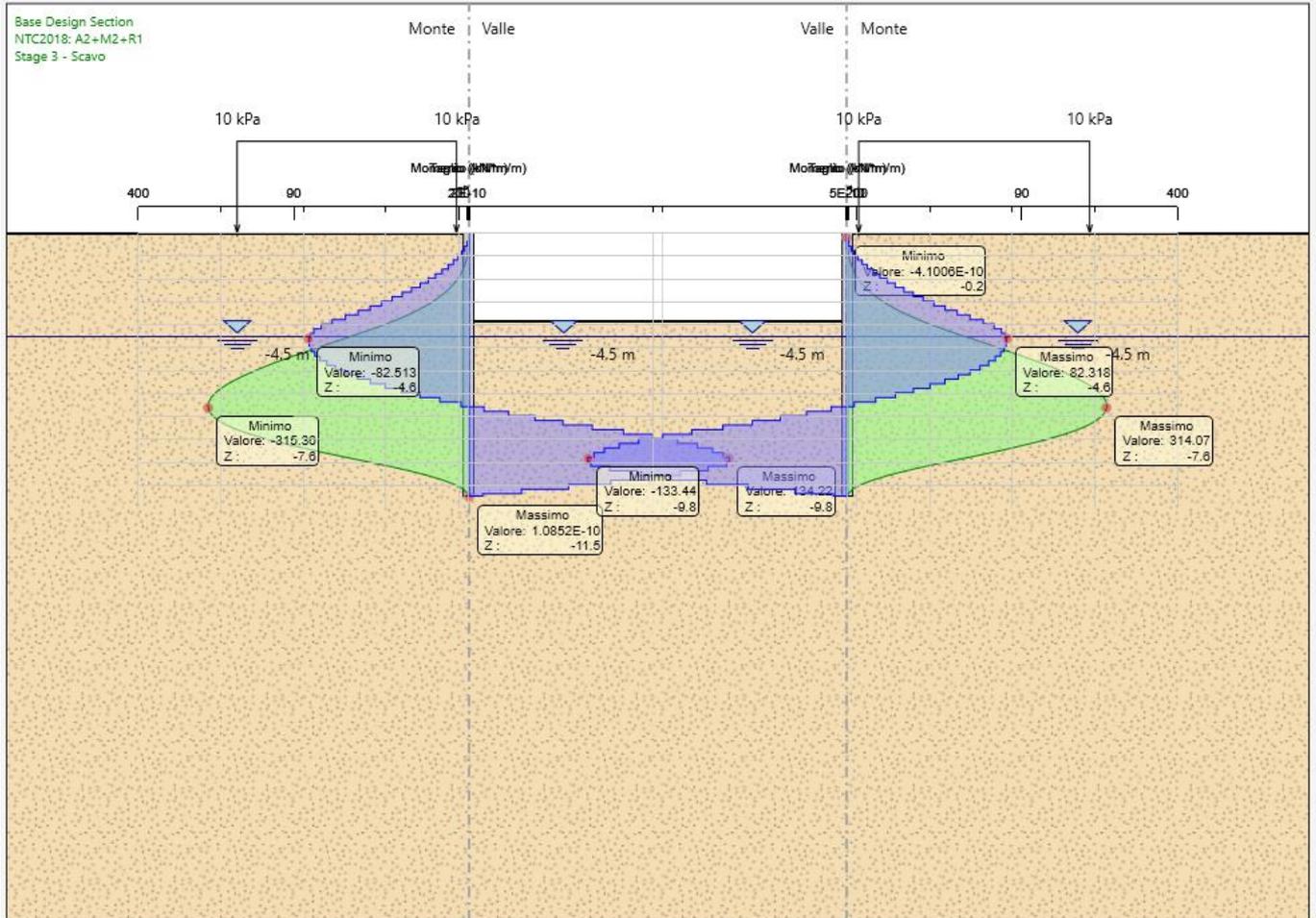


Figura.6.5: SLU A2+M2 – Momento e taglio nel palancolato

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO
FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR4E	12R09	CL	VI0002001	A	57 di 60

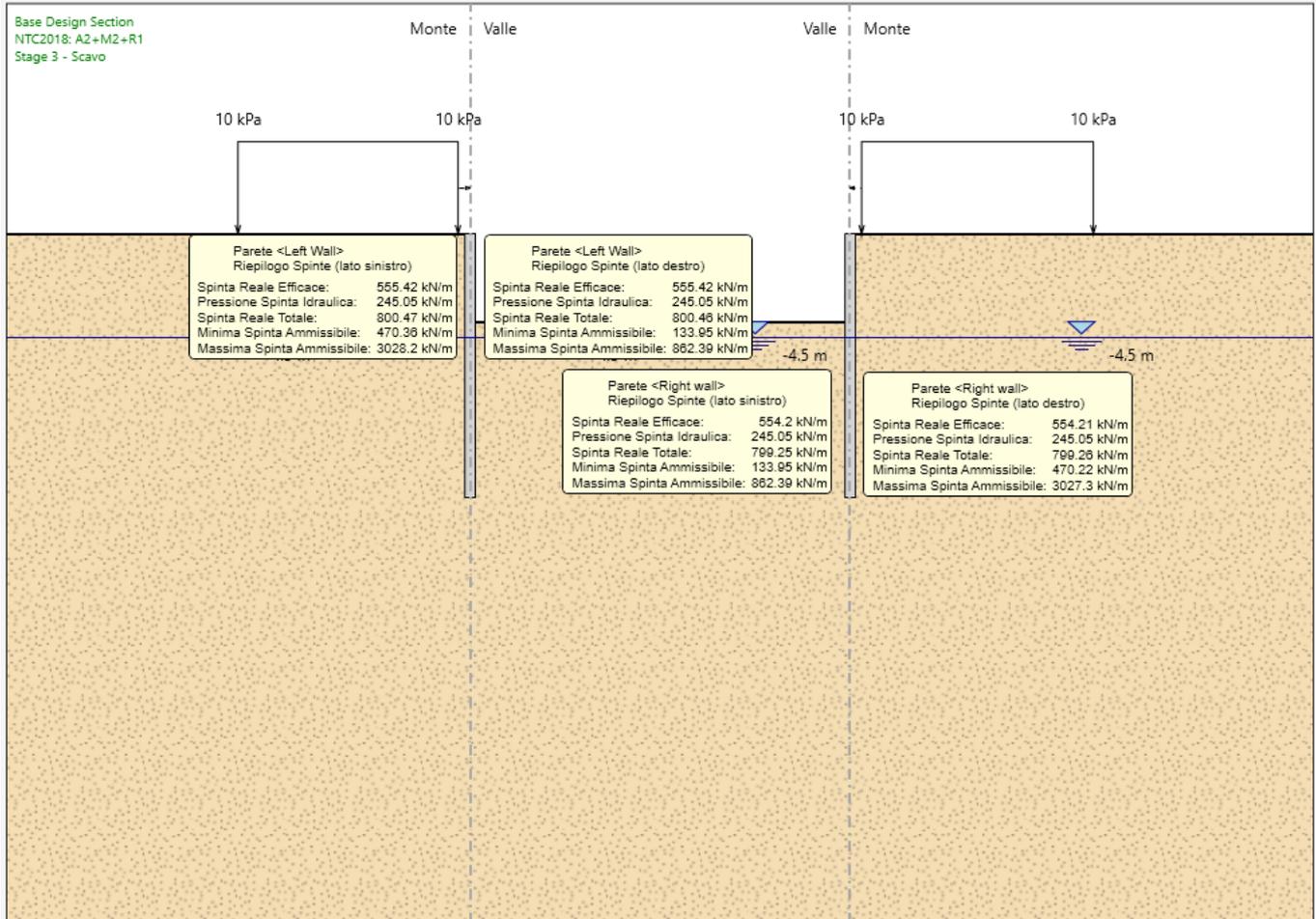


Figura.6.6: SLU A2+M2 – Verifica sulla resistenza mobilitata al piede del palancolato

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO					
	RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12R09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0002001	REV. A

6.6 VERIFICHE DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per le verifiche degli stati limite di esercizio sono stati considerati i valori degli spostamenti stimati dall'analisi di interazione terreno-struttura, verificando la compatibilità delle deformazioni delle strutture con i loro requisiti prestazionali. Sono stati considerati i valori degli spostamenti stimati a testa paratie nella fase di scavo. In accordo al par. 6.2.4.3 del Doc. Rif. [1] nell'analisi sono stati assunti i valori caratteristici delle azioni e dei parametri di resistenza dei terreni.

I valori degli spostamenti stimati a testa paratie sono sintetizzati in Tabella 6.5. In Figura.6.7 si riportano i diagrammi di spostamento orizzontale delle paratie con la profondità. Gli spostamenti orizzontali stimati, dell'ordine di 46mm, si ritengono accettabili.

Tabella 6.5: Spostamenti a testa paratie – Palancole

Opera	Spostamento orizzontale [mm]
Paratia est	46
Paratia ovest	46

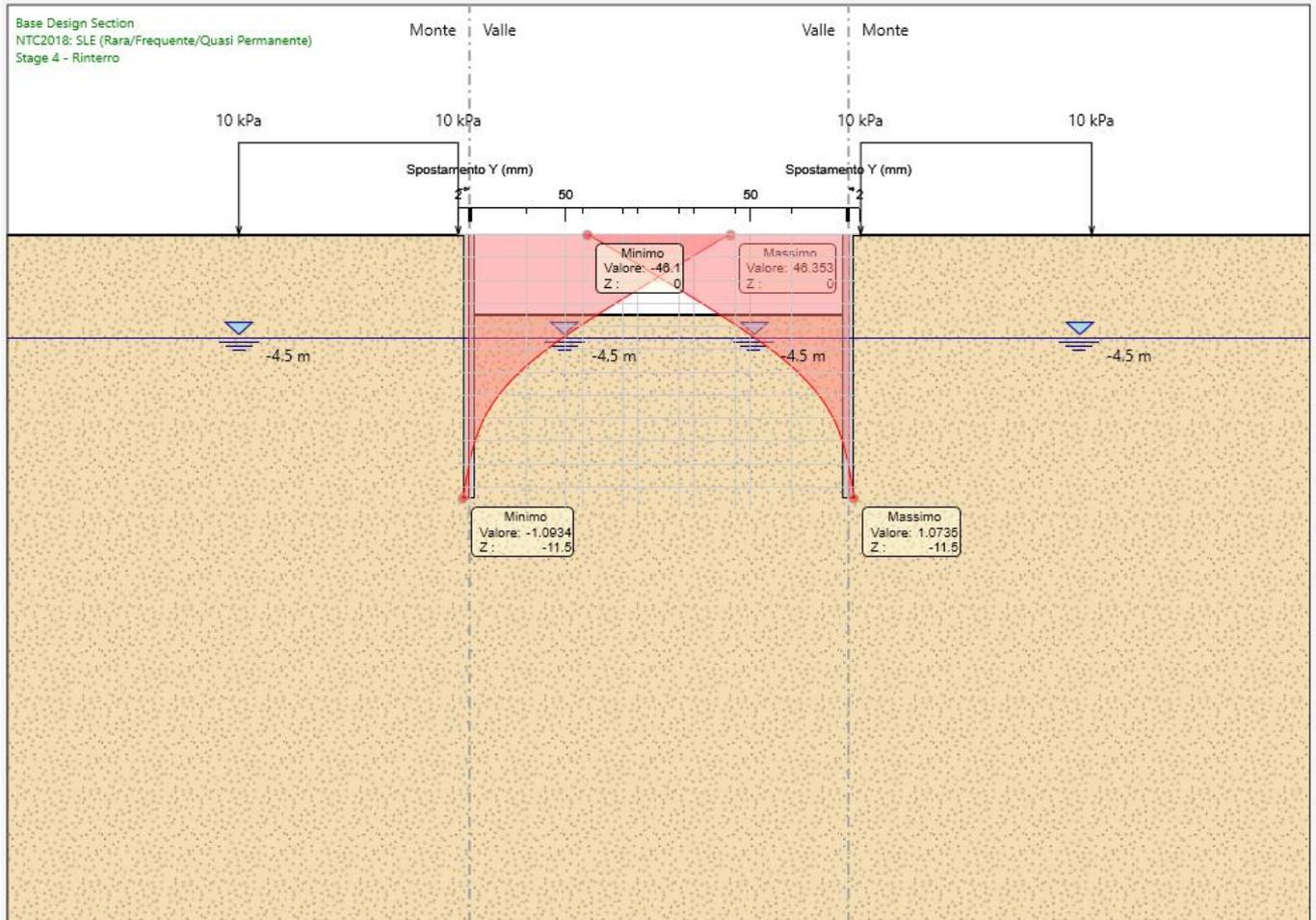


Figura.6.7: SLE – Stima spostamenti palancole

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA 2^ FASE NPP 0258 GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD TRATTA: VIGNA CLARA – TOR DI QUINTO					
	RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONI E OPERE PROVVISORIALI VIADOTTI	COMMESSA NR4E	LOTTO 12R09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0002001	REV. A

6.7 SINTESI OPERE PROVVISORIALI PREVISTE

Si riportano di seguito in Tabella 6.6 le dimensioni caratteristiche delle opere di sostegno provvisoria previste nell'ambito della presente fase progettuale della Linea Gronda Merci Anello Nord di Roma.

Tabella 6.6: Sintesi delle opere di sostegno provvisoria previste

Tipologico	Opere di sostegno previste	Dimensioni scavo in pianta [m]	Lunghezza complessiva paratia [m]	Altezza di ritenuta [m]	Profondità di infissione [m]	Battente idraulico [m]	Spessore tampone di fondo [m]	Sezione	Ancoraggi						
									Inclinazione sull'orizzontale [°]	Interasse [m]	Lunghezza libera [m]	Lunghezza bulbo [m]	Diametro nominale foro [mm]	Numero trefoli [-]	Pretiro [kN]
OPSD	Palancole	11.90 x 11.90	12.0	3.5	8.0	0.0	-	PU 32	-	-	-	-	-	-	-
OPDD	Palancole	11.90 x 16.40	12.0	3.5	8.0	0.0	-	PU 32	-	-	-	-	-	-	-