

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

VI PONTI E VIADOTTI: VI04 PONTE SUL DEVIATORE DUGALE DAL Km 16+494.86 AL Km 16+516.86

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	0	D	0	0	D	I	2	R	B	V	I	0	4	0	0	0	0	1	B
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

ATI bonifica			

Progettazione

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

File: IN0D00DI2RBVI0400001B DUGALE II	CUP: J41E9100000009	n. Elab.:
	CIG: 3320049F17	

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	DOCUMENTI PROGETTUALI.....	4
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	5
2.3	BIBLIOGRAFIA TECNICA.....	5
3	BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
4	INDAGINI DISPONIBILI	7
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	26
6.6.1	carico limite ultimo per carichi orizzontali.....	26
6.6.2	Interazione palo terreno.....	27
6.6.3	AZIONI SUL PALO PER VERIFICHE STRUTTURALI SLU	28
6.6.4	SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE.....	29
7	OPERE PROVVISORIALI	35
7.1	INTRODUZIONE	35
7.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	36
7.2.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	36
7.2.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	37
7.2.3	STABILITA' GEOTECNICA E STRUTTURALE DELL'OPERA DI SOSTEGNO.....	38
7.2.4	STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	39
7.3	VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI.....	39
7.3.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU.....	43
7.3.1.1	STABILITÀ GEOTECNICA DELL'OPERA DI SOSTEGNO (A2+M2+R1).....	43
7.3.1.2	DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI DI DESIGN SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	45
7.3.2	VERIFICHE STRUTTURALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	47
7.3.3	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO SLE	49

7.3.4 VERIFICA A SIFONAMENTO	51
ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO PALI	53
ALLEGATO B – TABULATO DI CALCOLO PROGRAMMA PARATIE.....	59

1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica del Ponte sul deviatore del Dugale posto fra le progressive km 16+494.86 e km 16+516.86, e facente parte del 1° Lotto funzionale della Linea AV/AC Verona-Padova, ed in particolare del 2° lotto costruttivo Verona Montebello Vicentino.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTI PROGETTUALI

- [1] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione idrogeologica – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0002001
- [2] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geotecnica generale & addendum – 2° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005002
- [3] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geotecnica – Rilevati e trincee con opere di sostegno e sottovia - 2° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005006
- [4] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione sismica – Elaborato n° IN0D00DI2RH000000001
- [5] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Profilo geotecnico – Tav.5/8 in scala 1:5000/500 – Elaborati n° IN0D00DI2F5GE0002005
- [6] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Ponti e Viadotti – “Ponte sul deviatore del Dugale dal km 16+494.86 al km 16+516.86 – Profilo geotecnico in scala 1:1000/1:100 – Elaborato n° IN0D00DI2F7VI0400001
- [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 da n°IN0D00DI2P4GE0000001 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

3 BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte sul deviatore del Dugale è costituito da una sola campata, si sviluppa per una lunghezza complessiva di 22 m e permette l'attraversamento della ferrovia sul deviatore del canale Dugale.

Il piano campagna in corrispondenza del ponte è circa alla +23.0 m slm.

4 INDAGINI DISPONIBILI

La Figura 1 riporta uno stralcio della sezione geotecnica del ponte, con ubicazione delle verticali di indagine considerate nel presente documento.

In particolare, le indagini qui esaminate sono le seguenti.

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

Progressiva (km ≈)	Sondaggio o prova CPTU (Denomin.)	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza sondaggio/CPTU (m)	Piezometro installato C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tube Aperto ⁽²⁾
16+160	SPA24	2014/2015	23.40	20.0	TA (6m→20m)
16+170	BH1V	2015	22.46	30.0	
16+576	BH2V	2015	22.25	30.0	C (29.5m)
16+610	CPTU1V	2015	22.42	4.6	-
16+823	CPTU2V	2015	20.76	2.0	-

⁽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.

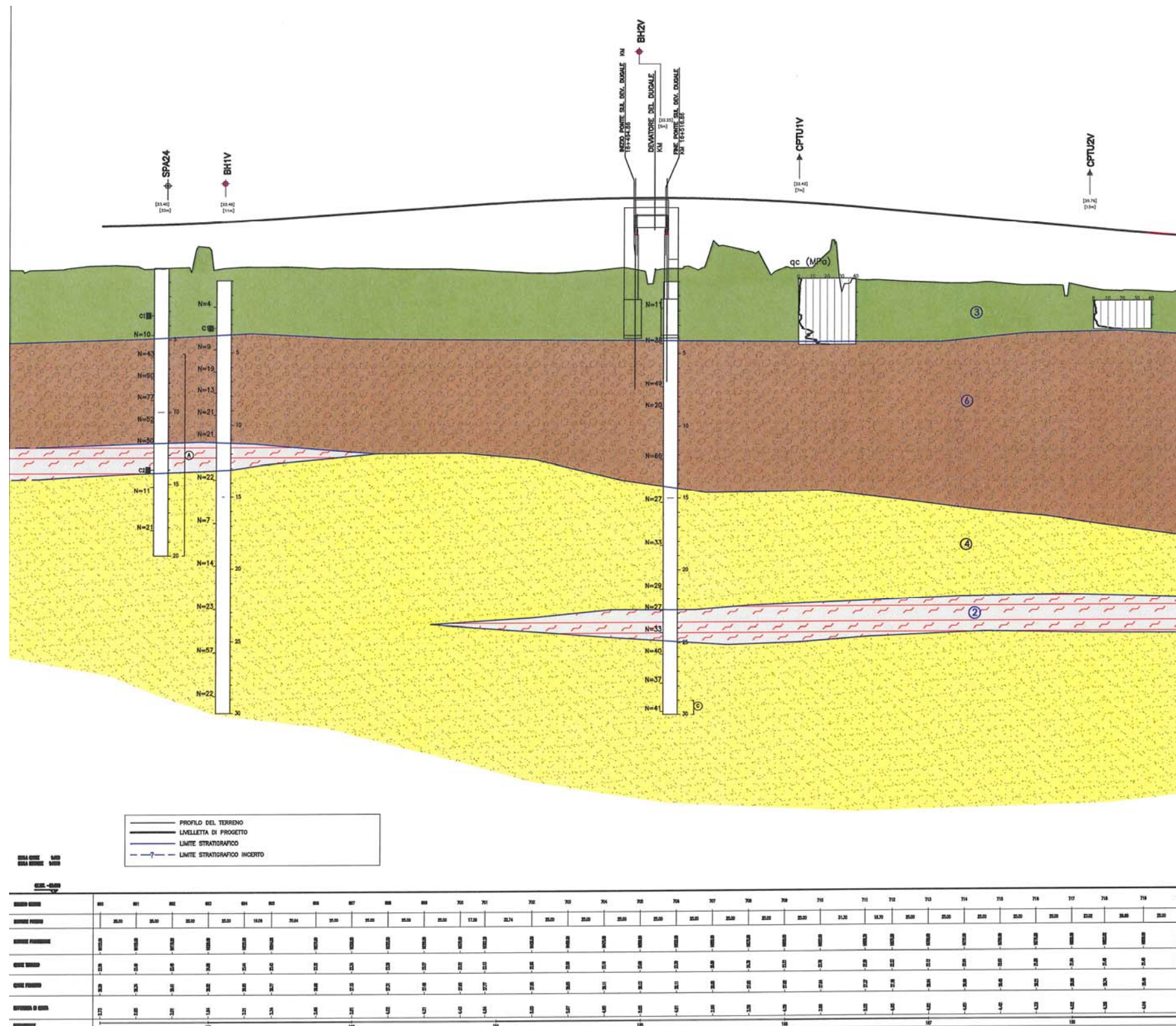


Figura 1 – Profilo geotecnico

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBVI0400001-B	Pag 9 di 60

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 dell'area 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 Ponte 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 fra 2 e 4.5. m sono presenti terreni di natura prevalentemente limoso-sabbiosa, debolmente argillosa. I dati penetrometrici indicano valori di resistenza alla punta q_c mediamente dell'ordine di 1 MPa. Si nota generalmente una tendenza alla presenza di una crosta essiccata in sommità dell'ordine di un metro di spessore, con q_c anche fino a 1.5÷2.0 MPa, seguita da strati più teneri, con valori di q_c che scendono anche a 0.5÷0.7 MPa. All'interno di tali terreni si rinvergono livelletti più sabbiosi, con SPT anche bassi (10 colpi/30 cm), tali livelletti risultano essere, dalle analisi di liquefazione (CPTU1V), potenzialmente liquefacibili.
- Al di sotto di tale livello superficiale, e per uno spessore variabile pari a circa 10 m, sono presenti ghiaie con sabbia, con valori di SPT medi compresi fra 20 e 50 colpi/30 cm e talvolta a rifiuto..
- Al di sotto, e fino alle massime profondità indagate (30 m da pc), sono invece presenti sabbie medie e fini con frequenti intercalazioni di limi argillosi di spessore massimo pari a 2 metri. Le densità relative medie sono pari a circa 65% e valori di SPT tra 30 e 40 colpi/30 cm.

Per quanto concerne la quota di falda, come riportato in Tabella 2 e Tabella 3, nei piezometri dei sondaggi in prossimità dell'opera in oggetto è stata effettuata un'unica lettura piezometrica che riporta una soggiacenza di circa 1.3 m da pc.

In questa fase progettuale la falda è stata assunta a piano campagna in accordo alle indicazioni della Relazione Idrogeologica.

Tabella 2: Lotto 2 – Letture piezometriche (campagna 2014/2015)

Tratta AV/AC Verona Padova - 2° Lotto Costruttivo Km 16+845 - 16+928 - Campagna Idrogeologica 2014										
Profilo	Copa	Stiga	Profondità (m)	19/11/2014	26/11/2014	* 27/12/2014	18/01/2015	18/02/2015	27/03/2015	
				m da p.c.	m da p.c.	m da p.c.	m da p.c.	m da p.c.	m da p.c.	
13-221	CVF-Sella	SFA10	50					-0,32	-1,32	
11-474,02	Fonte Masl	SCA18						-0,02	-0,02	
11-712,74 *	Fonte Masl	SFAA19	50		-1,14	-1,02	-1,30	-1,30	-1,30	RESOL' SPECIFICAZIONE
					-1,10	-1,10	-1,40	-1,40	-1,50	RESOL' SPECIFICAZIONE
12-321	Sottola	SFA20	20	-1,50	-0,32	-1,07	-0,20	-0,11	-0,32	
12-082,20	Fonte sul canale	SFA20/b	30		-0,20	-0,22	-0,50	-0,42	-0,30	
12-227	CVF-Sella *	SFA21	20	-1,20	-0,50	-0,30	-0,01	-0,02	-0,40	
14-032	CVF-Sottola-Sella *	SFA22	20		-1,32	-1,12	-1,02	-1,44	-1,20	
16-182	Sottola	SFA24	20					-1,32	-1,20	
17-027	Sottola	SFA27	20			-0,30	-0,02	-0,50	-0,40	
17-030	Sottola	SFA28	20							
17-082	Sottola	SFA27	20		-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	

Tabella 3: Lotto 2 – Letture piezometriche (campagna 2015)

ID	TIPOLOGIA	PROFONDITA' (m)	M da p.c.
			28/03/2015
BH2V	Casagrande	30,00	1,30
BH4V	Casagrande	25,00	0,95
BH10V	Casagrande	50,00	6,00
BH12V	Tubo Aperto	50,00	4,70
BH18V	Casagrande	50,00	6,05
BH19V	Tubo Aperto	50,00	3,90
BH27V	Casagrande	20,00	1,15
BH29V	Casagrande	20,00	3,40
BH30V	Tubo Aperto	25,00	0,00*

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.

L'area del ponte in oggetto ricade all'interno della tratta compresa tra il km 15+300 e il km 16+800 per la quale si è ravvisata la presenza di fenomeni di

liquefazione e sono stati conseguentemente previsti trattamenti costituiti da colonne in ghiaia. Per i risultati delle analisi di di liquefazione si rimanda alle relazioni sismica e geotecnica di lotto (doc.Rif.[4] e Doc.Rif.[2]).

Nel presente documento si è tenuto cautelativamente in conto della presenza di strati liquefacibili, solamente nelle analisi del comportamento del palo nei confronti dei carichi orizzontali. In tali analisi si è trascurata la presenza del terreno per i primi 4 m da pc, (1 m da testa palo). Tale assunzione risulta cautelativa in quanto gli spessori di terreno liquefacibili non risultano mai continui.

Per quanto concerne il comportamento del palo nei confronti dei carichi assiali, la stratigrafia assunta è ritenuta dagli scriventi sufficientemente conservativa per gli scopi di questa fase progettuale e la presenza o meno del primo strato di terreno potenzialmente liquefacibile non ha conseguenze significative in termini di capacità portante per le lunghezze di palo considerate.

Le eventuali problematiche di stabilità e cedimenti dei rilevati di approccio sono affrontate in un documento dedicato (si veda Doc.Rif.[3]).

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 4 e Tabella 5 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 4.

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 4: 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 5: 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.

Allo stato attuale delle conoscenze, i pali che si suppone verranno utilizzati sono pali trivellati, di diametro 1500 mm.

Nello schema di calcolo la testa palo è posta a 3 m dal piano finito.

6.4 STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA

Sulla base dei dati di indagine disponibili lungo lo sviluppo dell'opera e sulla base di quanto detto al Capitolo 5, di seguito si riportano la stratigrafia di calcolo ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni considerati. Si ribadisce che tali valori fanno riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici ricavati dai risultati delle indagini disponibili.

Tabella 6: Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo.

	Da	a	γ	ϕ'_k	c'_k	C_{Uk}	δ	$q_{b,ult}$	k_H
	(m p.c.)	(m p.c.)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	kN/m ³
Limo sabbioso argilloso	0.0	4.0	18.5	30	0-	-	30	1500	- ⁽¹⁾
Ghiaie sabbiose	4.0	14.0	18.5	38	0	-	38	2500	15000
Sabbia	14.0	22.5	18.5	34	0	-	34	2500	12000
Limo argilloso	22.5	25.0	18.5	-	-	120	-	9· C_{Uk}	-
Sabbia	Da 25 in poi		18.5	34	0		34	3000	12000

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

con:

γ = peso di volume naturale

ϕ'_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito

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

C_{Uk} = valore caratteristico della coesione non drenata

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

$q_{b,ult}$ = valore assunto per la resistenza ultima di base (si veda paragrafo 6.5)

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

Nelle analisi la falda è stata assunta coincidente con il p.c.

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 5 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 7 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 inoltre 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 7: Tab. 6.4.IV, NTC 2008 (Doc.Rif.[11])

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

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

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

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

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

con:

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

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

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

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

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

Terreni coesivi

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

dove:

α = coefficiente ricavato sulla base di quanto riportato in Figura 2;

C_{uk} = resistenza a taglio non drenata come riportato in Tabella 6.

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 6;

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:

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

Tali dati sono in ottimo accordo con le indicazioni di Berezantzev (1965), riportate da AGI (1984). I valori assunti nel calcolo per i diversi strati sono riportati nella Tabella 6.

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 3.

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 4 e Figura 5. In Tabella 8, per entrambe le combinazioni, sono riportati i valori numerici delle resistenze di progetto $R_{c,d}$ e $R_{t,d}$. Nell' ALLEGATO A sono forniti i tabulati di calcolo che riportano i valori della portata laterale ultima e della portata di base, ricavati in accordo ai criteri esplicitati nei paragrafi precedenti, utilizzati per la determinazione delle resistenze di calcolo $R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$.

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

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

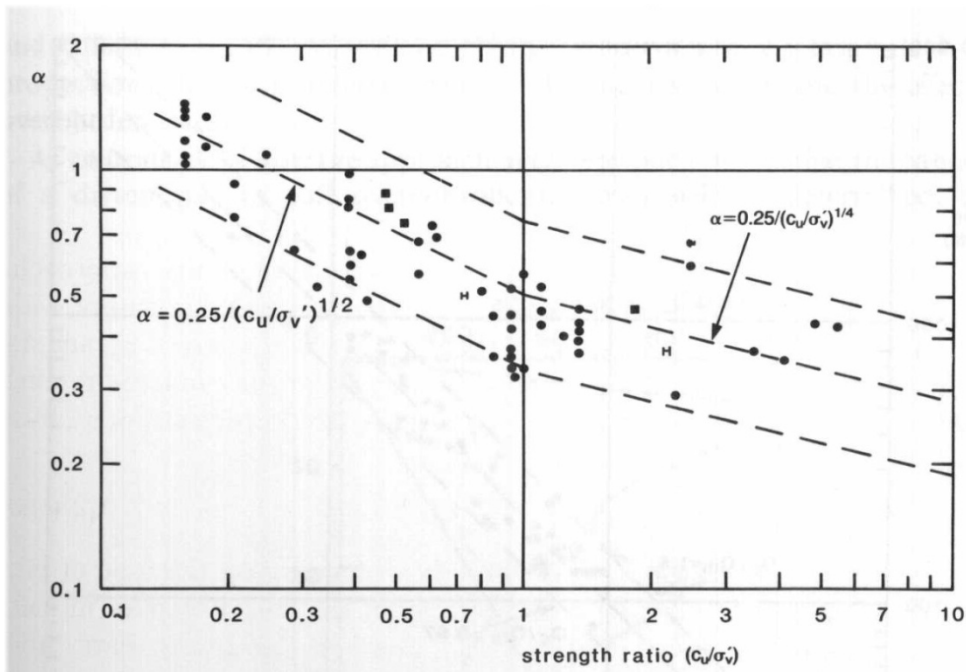


Figura 2 – Valore di α in funzione del rapporto c_u/σ'_v (da Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985))

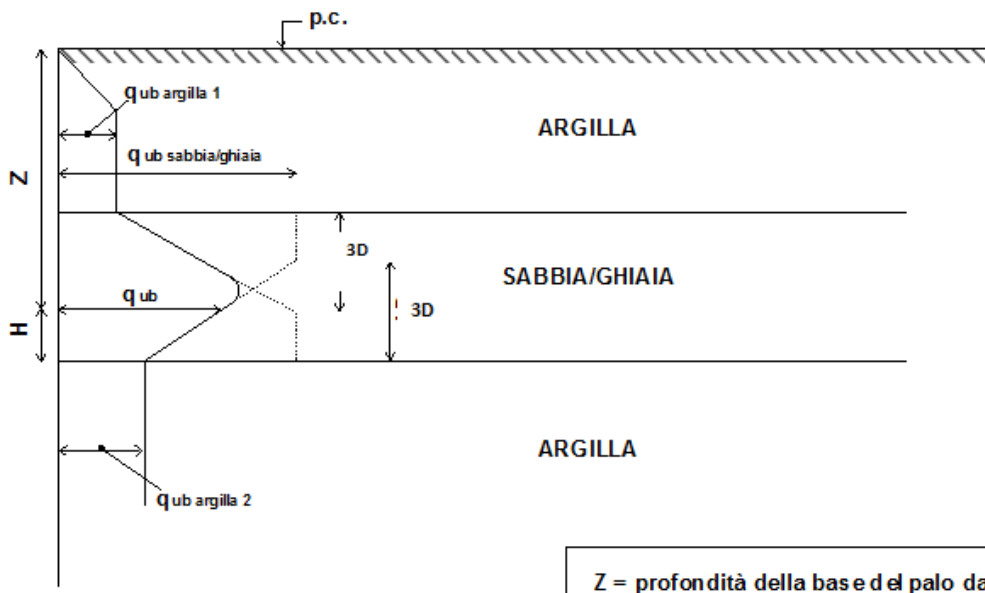


Figura 3 - Criterio di valutazione della pressione ultima di base (q_{ub}) in terreni stratificati

Tabella 8: 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	Approccio 1 Combinazione 1 STRU (A1+M1+R1)		Approccio 1 Combinazione 2 GEO (A2+M1+R2)	
	R _d , compressione	R _d , trazione	R _d , compressione	R _d , trazione
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
20	4228	3517	2766	2397
21	4395	3708	2879	2526
22	4561	3898	2992	2655
23	5312	4177	3460	2839
24	6105	4495	3956	3048
25	6911	4823	4462	3263
26	7729	5163	4975	3485
27	8316	5513	5354	3714
28	8665	5868	5593	3946
29	9014	6223	5832	4177
30	9362	6577	6072	4409
31	9711	6932	6311	4641
32	10060	7287	6550	4873
33	10409	7642	6789	5104
34	10757	7997	7029	5336
35	11106	8352	7268	5568
36	11455	8707	7507	5799
37	11804	9061	7746	6031
38	12152	9416	7985	6263
39	12501	9771	8225	6495
40	12850	10126	8464	6726
41	13199	10481	8703	6958

L palo	Approccio 1 Combinazione 1 STRU (A1+M1+R1)		Approccio 1 Combinazione 2 GEO (A2+M1+R2)	
	R _d , compressione	R _d , trazione	R _d , compressione	R _d , trazione
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
42	13548	10836	8943	7190
43	13896	11191	9182	7422
44	14245	11545	9421	7653
45	14594	11900	9660	7885
46	14942	12255	9899	8117
47	15291	12610	10139	8348
48	15640	12965	10378	8580
49	15989	13320	10617	8812
50	16337	13675	10856	9044
dove				
R _d , compressione = Resistenza di design in compressione				
R _d , trazione = Resistenza di design a trazione				

Ponte sul deviatore del Dugale
Resistenza di progetto (R_d) del palo singolo
PALO TRIVELLATO
Combinazione DA1-C1

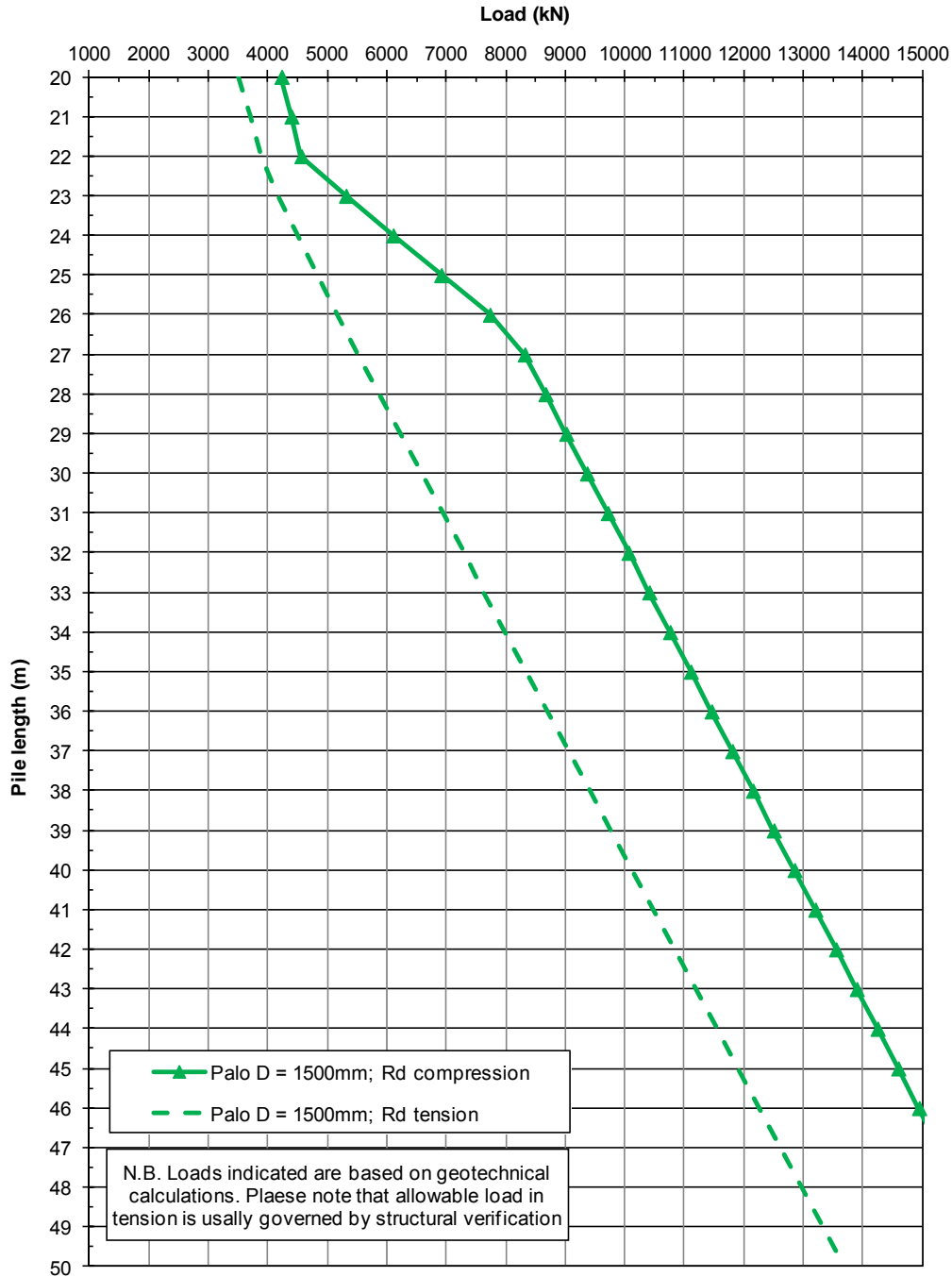


Figura 4: DA1-C1: Resistenza di progetto

Ponte sul deviatore del Dugale
Resistenza di progetto (R_d) del palo singolo
PALO TRIVELLATO
Combinazione DA1-C2

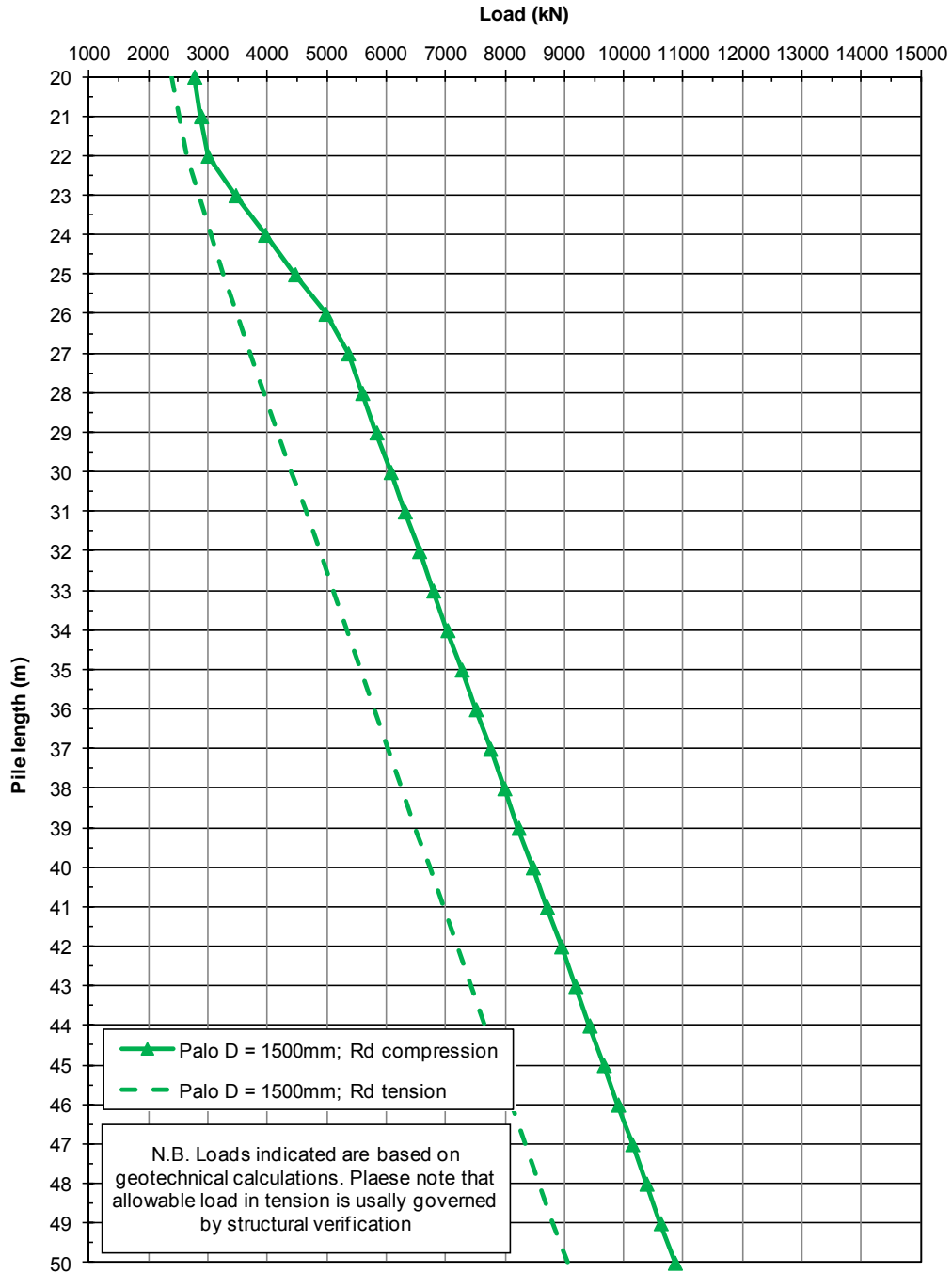


Figura 5: DA1-C2: Resistenza di progetto

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 6.

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

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

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

6.6.3 AZIONI SUL PALO PER VERIFICHE 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

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

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 6.

In Figura 6 e Figura 7 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 9. In Tabella 10 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 8 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 10);

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 10);

$F_{0,k}$ = 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 9.

Tabella 9: D = 1500 mm – Momento flettente e del taglio normalizzati – Testa palo incastrata

Z (m)	M/M ₀ (-)	F/F ₀ (-)	$\alpha = -M_0/F_0$ (m)
0.00	1.00	1.000	2.620
1.09	0.58	0.946	
2.19	0.23	0.712	
3.28	-0.01	0.475	
4.38	-0.16	0.263	
5.47	-0.24	0.096	
6.56	-0.25	-0.021	
7.66	-0.22	-0.090	
8.75	-0.18	-0.119	
10.50	-0.10	-0.107	
12.25	-0.04	-0.071	
14.00	0.00	-0.035	
15.75	0.01	-0.011	
17.50	0.01	0.002	
20.42	0.01	0.005	
23.33	0.00	0.003	
26.25	0.00	0.000	
30.63	0.00	0.000	
35.00	0.00	0.000	

Tabella 10: 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	1.3305	1.0814	1.0814	1.4445	3.500
1.1	0.89	0.31	-0.07	1.00					
2.2	0.46	0.52	-0.34	0.93					
3.3	0.10	0.61	-0.50	0.80					
4.4	-0.16	0.59	-0.57	0.63					
5.5	-0.31	0.51	-0.55	0.45					
6.6	-0.37	0.40	-0.47	0.29					
7.7	-0.36	0.29	-0.36	0.16					
8.8	-0.30	0.18	-0.24	0.06					
10.5	-0.18	0.06	-0.10	-0.02					
12.3	-0.08	0.00	-0.01	-0.04					
14.0	-0.02	-0.02	0.02	-0.04					
15.8	0.01	-0.02	0.03	-0.02					
17.5	0.02	-0.02	0.02	-0.01					
20.4	0.01	-0.01	0.01	0.00					
23.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
26.3	0.00	0.00	0.00	0.00					
30.6	0.00	0.00	0.00	0.00					
35.0	0.00	0.00	0.00	0.00					

Non-dimensional bending moment for fixed pile head

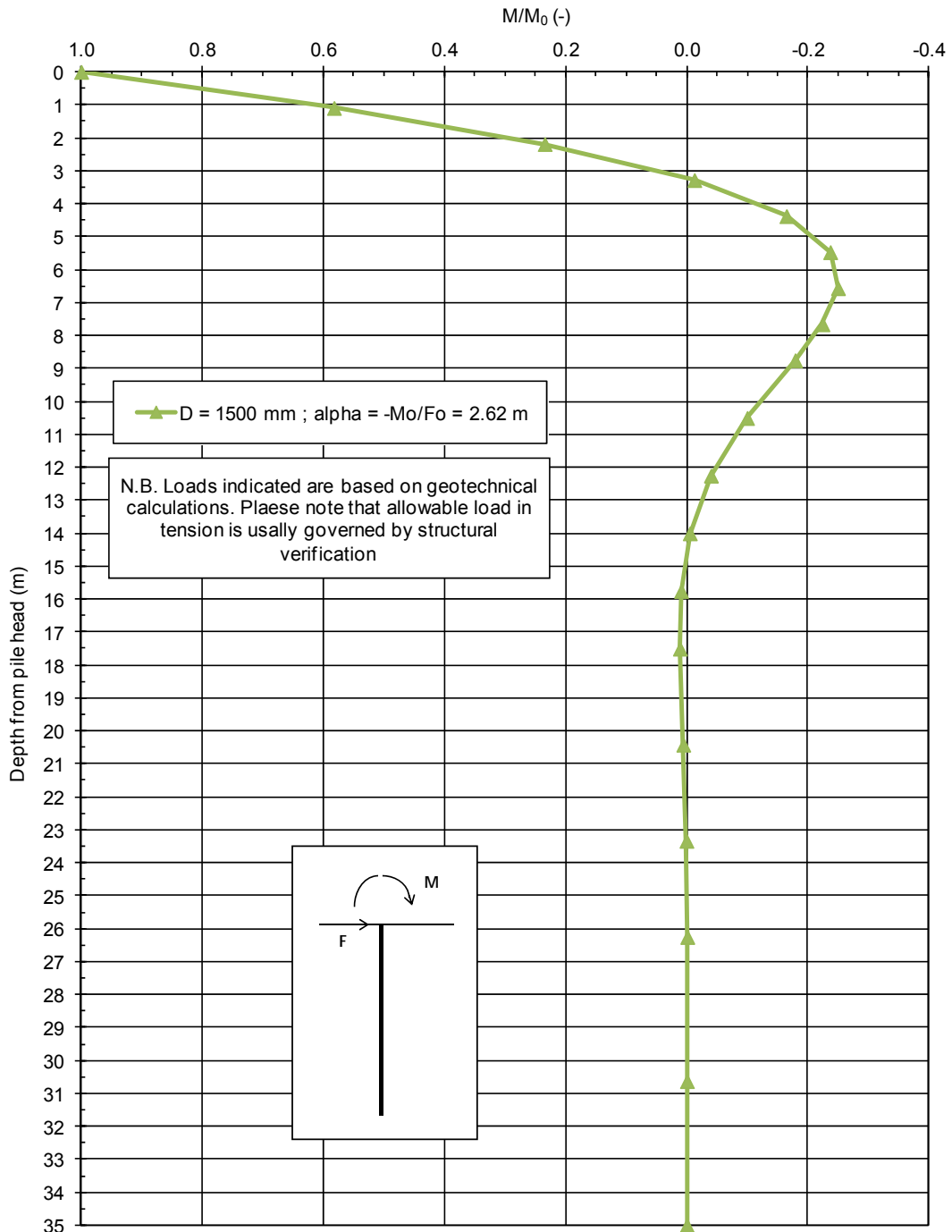


Figura 6: Andamento del momento flettente normalizzato

Non-dimensional shear force for fixed pile head

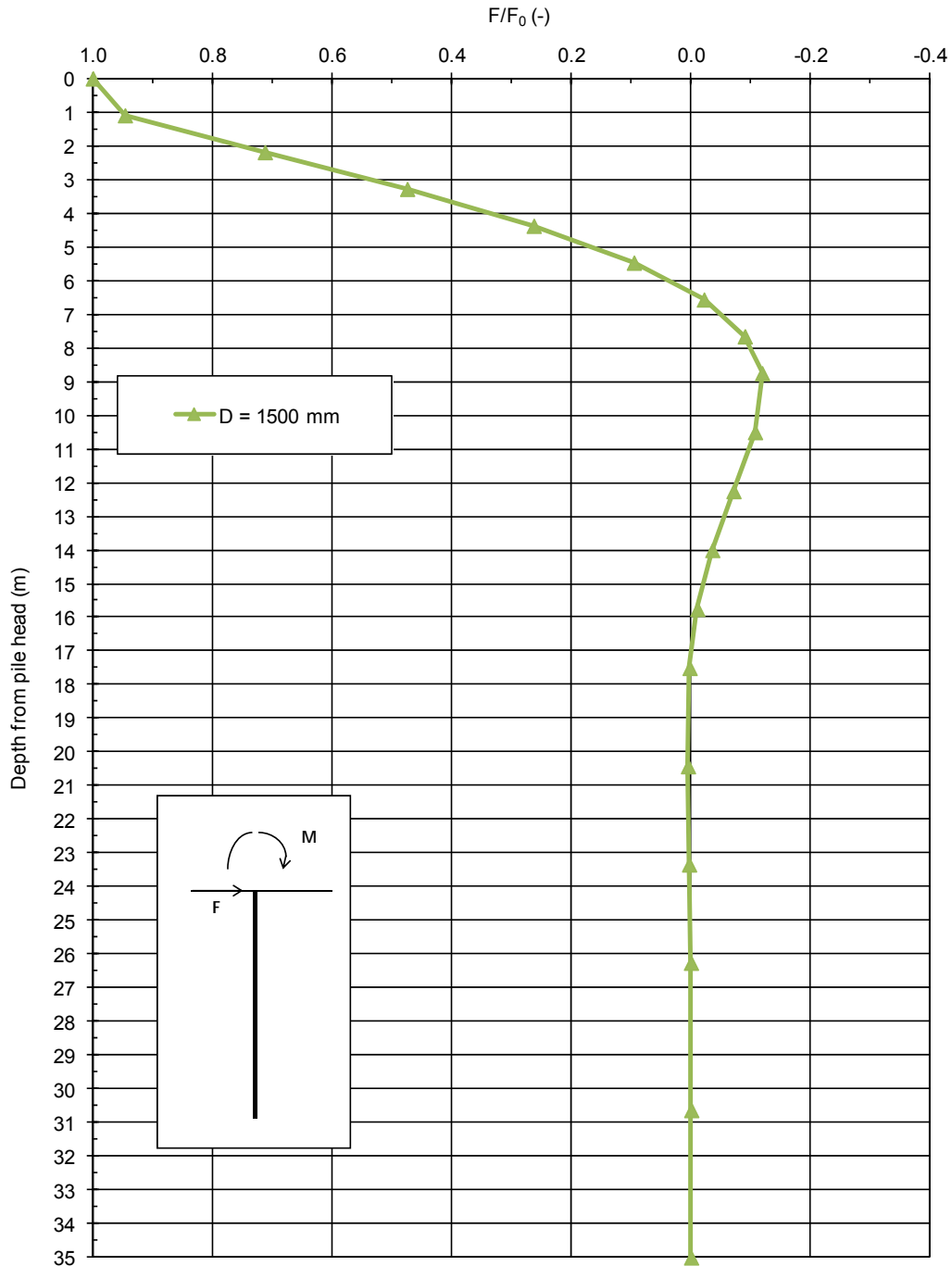


Figura 7: Andamento del taglio normalizzato

Fixed Head Condition - Pile head displacement

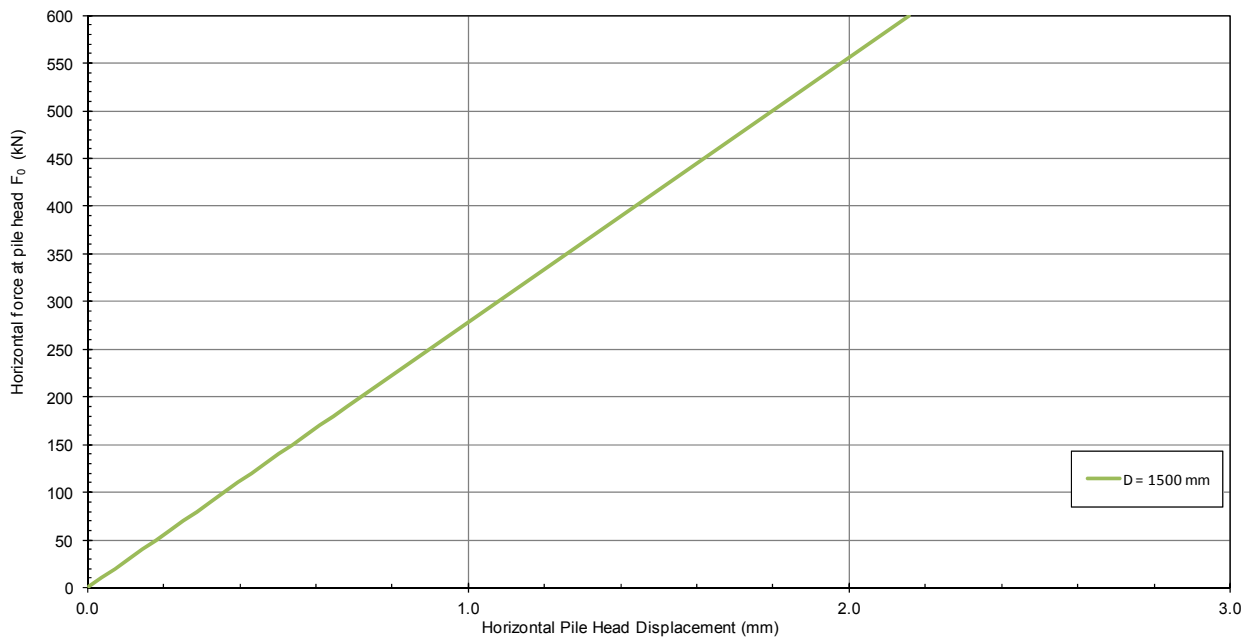


Figura 8: Curva carico – spostamento orizzontale

7 OPERE PROVVISORIALI

7.1 INTRODUZIONE

Nel presente capitolo si danno indicazioni sugli scavi provvisori necessari alla realizzazione delle spalle del viadotto in oggetto. Nello specifico si ha che per la realizzazione delle fondazioni delle spalle risulta necessario eseguire scavi a ridosso del deviatore del Dugale fino alla profondità di circa 5,0 m da piano campagna.

Considerando la situazione stratigrafica riportata al capitolo 5, si possono trarre le seguenti considerazioni e conclusioni:

- Le letture della falda ad oggi disponibili, indicano una falda che si trova oscillante tra pochi decimetri e 1.5 metri da p.c., e si ritiene possano essere notevolmente influenzata da eventi stagionali (entro i limiti che influenzano gli scavi predetti);
- Per le altezze di scavi considerate, la parte più superficiale è generalmente costituita da terreni fini, quindi poco permeabili. In seguito si trovano invece ghiaie grossolane, con permeabilità presumibilmente molto elevate. Tuttavia, la possibile presenza anche di modeste quantità di fine potrebbe agire favorevolmente nel ridurre le permeabilità delle ghiaie.
- Non sono disponibili prove di permeabilità in tali terreni. I dati granulometrici disponibili indicherebbero possibili permeabilità nell'ordine di 5×10^{-4} m/s.

Tutto ciò premesso si ritiene che gli scavi fino alle profondità predette sono fattibili con scavi a cielo aperto, e file di wellpoints posti lungo l'intero perimetro dello scavo con spaziatura dell'ordine di 0.5÷1.0 m. Eventualmente potrà risultare vantaggioso eseguire un prescavo fino a circa 50 cm sopra la quota di falda locale, e da quella quota installare i wellpoints, aumentandone così l'efficacia.

Soltanto sul lato del deviatore è necessario prevedere un'opera di sostegno in grado di assicurare da un lato la funzionalità del canale durante i lavori e

dall'altro di limitare le venute d'acqua almeno su tale fronte. L'opera di sostegno sarà costituita da due paratie di pali da realizzarsi ai lati del canale costituite da pali accostati di diametro 1000 mm e lunghezza 19 m. Tra un palo e l'altro e lungo tutta l'altezza della paratia si prevede la realizzazione di colonne jetting di diametro 40 cm aventi funzione di intasamento e quindi per la riduzione delle venute d'acqua all'interno dello scavo.

Inoltre si precisa che la lunghezza della palificata non deriva solo da considerazioni statiche per le quali risulterebbero sufficienti pali di lunghezza 16 m, ma dalla necessità di raggiungere livelli più impermeabili e quindi aumentare l'efficacia dell'effetto barriera all'acqua che si intende conferire a questa opera provvisoria.

Si osserva che l'unica soluzione alternativa potrebbe consistere nel realizzare uno scavo confinato su tutti i quattro lati da paratie e tamponi di fondo, ma questa risulterebbe senz'altro più onerosa.

7.2 PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

7.2.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

-C28/35

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 29,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 19,4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37,0 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 22.000 (f_{cm} / 10)^{0,3} = 32.588 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} / 1,5 = 2,98 \text{ N/mm}^2$$

-Sollecitazioni massime in condizioni di esercizio:

$$+\text{Combinazione rara: } \sigma_{cmax} = 0,60 \cdot f_{ck} = 17,4 \text{ N/mm}^2$$

$$+\text{Comb. quasi perm: } \sigma_{cmax} = 0,45 \cdot f_{ck} = 13,1 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio in barre ad aderenza migliorata

-B450C

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

-Sollecitazioni massime in condizioni di esercizio:

$$+\text{Combinazione rara: } \sigma_{smax} = 0,80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per carpenteria metallica:

S 275 JR - EN 10025-2 (Fe430 B)

$$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$$

-Tensione caratteristica di

snervamento

$$f_d = 275 \text{ N/mm}^2$$

7.2.2 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]).

7.2.3 STABILITA' GEOTECNICA E STRUTTURALE DELL'OPERA DI SOSTEGNO

In accordo a quanto riportato al par.6.5.3.1 della normativa nazionale (Doc. Rif.[11]), la verifica geotecnica e strutturale (GEO and STRU) di un'opera di sostegno dovrà essere condotta considerando le seguenti combinazioni:

Approccio 1 (DA1):

Combinazione 1 (C1): A1 + M1 + R1

Combinazione 2 (C2): A2 + M2 + R1

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab.6.2.I, Tab.6.2.II del Doc.Rif.[11] (riportate in Tabella 4e Tabella 11 del presente documento) ed assumendo γ_{R1} uguale ad 1. In condizioni sismiche tutti i coefficienti sulle azioni A1 e A2 sono posti pari a 1.

Come indicato al par.C6.5.3.1 del Doc.Rif.[12], per le verifiche di stabilità geotecnica (GEO) si fa riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2. Per la determinazione delle azioni agenti sugli elementi strutturali (STRU) da usare per le verifiche strutturali si fa riferimento alla all'Approccio 1 - Combinazione 1.

In accordo a quanto riportato al par.2.4 del Doc.Rif.[11], la verifiche in condizioni sismiche di opere provvisorie possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

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

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_M $\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_T	1,0	1,0

7.2.4 STATO 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, e, quindi, sono compatibili con i requisiti di prestazione strutture.

Le analisi dovranno essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità (par. 6.2.3.3 del Doc.Rif.[11]).

7.3 VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIE

Nel presente paragrafo vengono presentate le verifiche per il dimensionamento delle opere di sostegno provvisorie necessarie per lo scavo delle spalle.

Lo scavo raggiunge una profondità prossima ai 5.0 m e dimensioni in pianta pari a circa 27*32 m. Nella seguente figura Figura 9 si riporta stralcio della pianta e sezione.

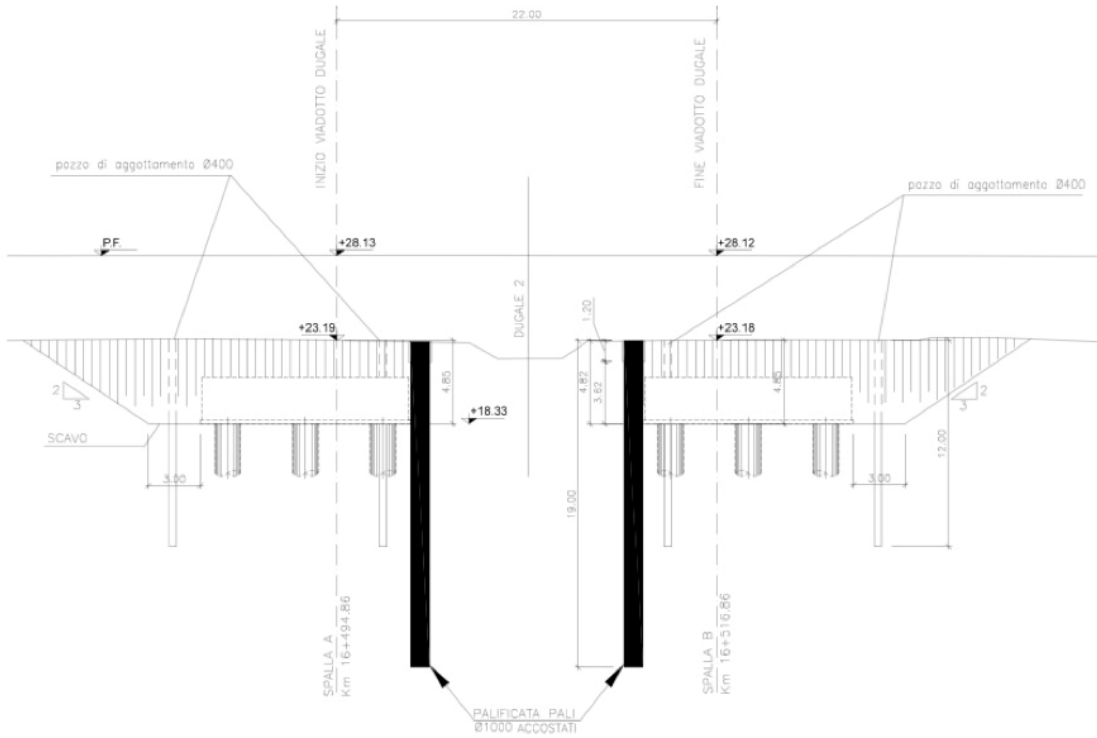


Figura 9: Spalle - Pianta scavo e sezione

Le caratteristiche principali dello scavo sono:

- Quota pc = +23,18 m;
- Quota fondo scavo: +18.33 m slm
- Quota falda +23.18 slm

La stratigrafia nell'area è la seguente (in riferimento alla testa della paratia)

- da testa paratia a -5,0: limi argillosi;
- da -5,0 m a -14.0 m: ghiaie;
- da -14,0 m a -22.0 m: sabbie;
- da -22,0 m a -25.0 m: limi argillosi;
- da -25,0 m: sabbie;

A favore di sicurezza ed anche in accordo al punto 9.3.2.2 dell'EC7 (UNI EN 1997-1) si arrotonda la quota del fondo scavo a 4,7 m per entrambe i casi.

L'analisi d'interazione terreno-struttura, necessaria a determinare le azioni di progetto negli elementi strutturali (tiranti inclusi) ed a verificare la stabilità locale dell'opera, è stata svolta con il codice di calcolo PARATIE PLUS 2014. Tale software considera l'interazione terreno-struttura attraverso il metodo semplificato della trave su letto di molle alla Winkler. In dettaglio, il codice di calcolo Paratie schematizza il terreno con molle le cui rigidezze sono caratterizzate da leggi costitutive non lineari, del tipo elasto-plastico o elastico non lineare-plastico, con valori iniziali delle tensioni orizzontali efficaci pari a quelle geostatiche e valori limite pari a quelli attivi e passivi.

Nelle seguenti figure si riportano gli schemi delle geometrie di scavo analizzate.

Di seguito si riportano:

1. i risultati delle verifiche geotecniche condotte in accordo alle NTC 2008, per gli SLU secondo l'Approccio 1 – Combinazione 1
2. le azioni interne da considerare ai fini delle verifiche strutturali del diaframma, in accordo alle NTC 2008, per gli SLU secondo l'Approccio 1 – Combinazione2
3. I valori di spostamento agli SLE
4. Le verifiche strutturali dei principali elementi costituenti la paratia

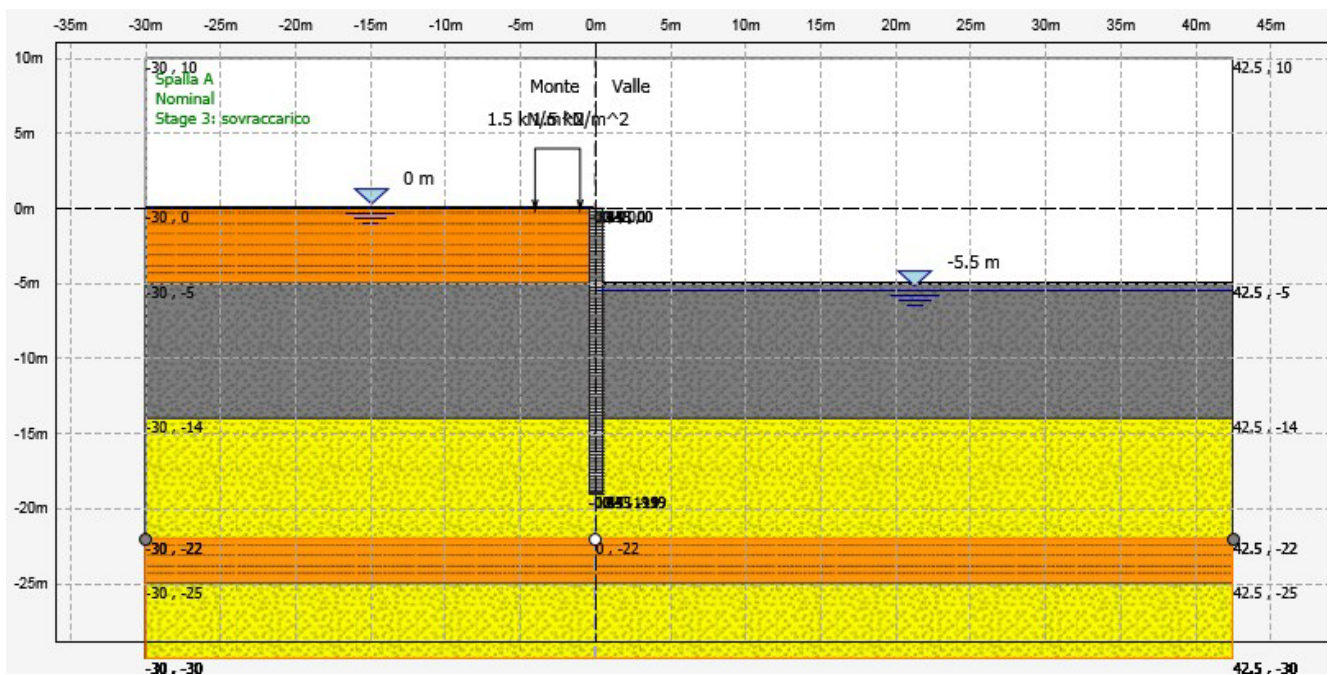


Figura 10: Modello di calcolo, opera di sostegno. I diversi colori rappresentano i diversi strati analizzati

In allegato B si riportano i tabulati con i dati di input e output dell'analisi ed i risultati delle verifiche svolte.

7.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU

7.3.1.1 STABILITÀ GEOTECNICA DELL'OPERA DI SOSTEGNO (A2+M2+R1)

La verifica è stata condotta, in accordo alla normativa NTC 2008 secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2.

La convergenza raggiunta dal programma PARATIE con limitati spostamenti, assicura l'equilibrio dell'opera anche in presenza di parametri di resistenza al taglio dei terreni fattorizzati.

Nelle seguenti figure si riporta il riepilogo delle risultanti delle spinte sulle paratie con riferimento alla condizione di carico nominale (SLE).

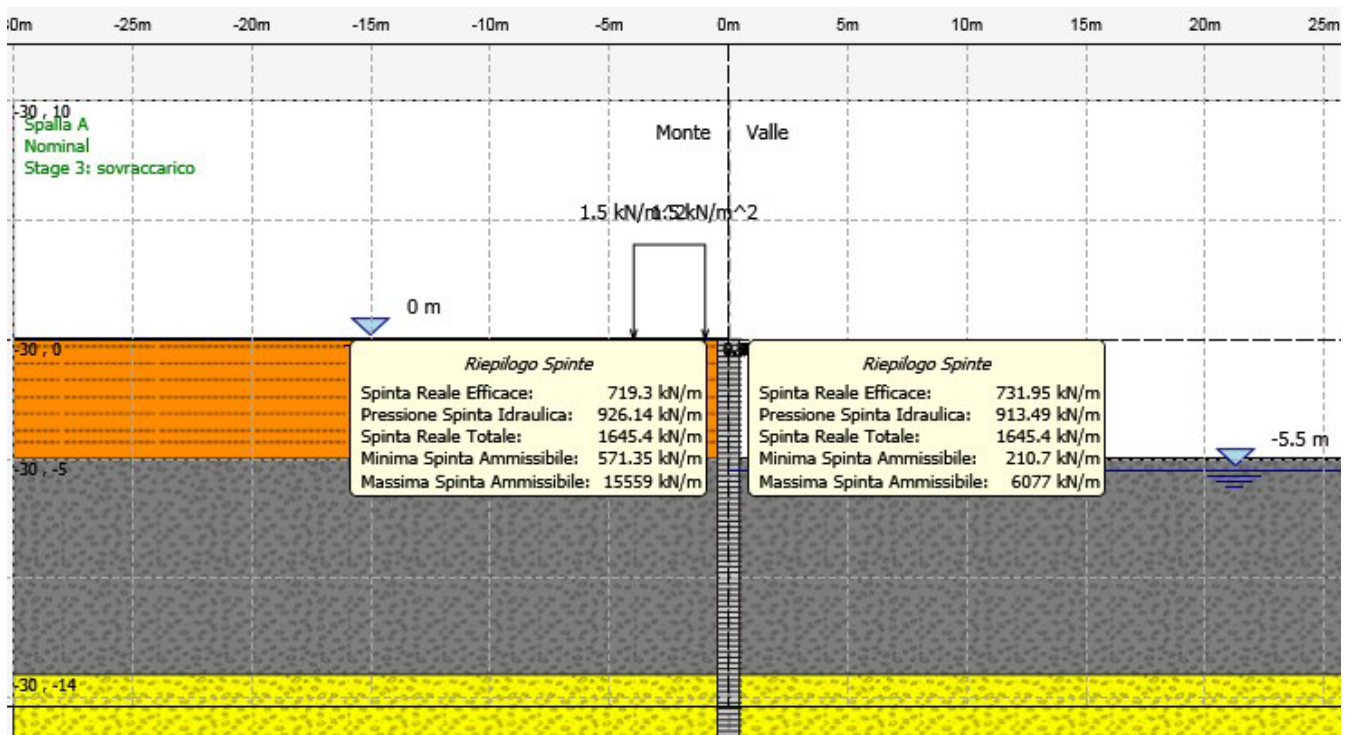


Figura 11: Spalle

Dal loro esame si evince che con riferimento alla condizione di carico nominale (SLE) la massima spinta resistente è convenientemente superiore alla massima spinta agente.

7.3.1.2 DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI DI DESIGN SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per quanto concerne le verifiche strutturali, in accordo all'Approccio 1

Per la combinazione 1 (A1+M2+R1) I valori di progetto delle sollecitazioni negli elementi strutturali (E_d) sono stati determinati applicando i coefficienti parziali per le azioni γ_A , agli effetti delle azioni valutati dalle analisi di interazione condotte con i parametri caratteristici (par.C.6.6.2 del Doc.Rif.[2]). In particolare:

- $\gamma_{A1} = 1.3$ è stato applicato agli effetti indotti dai carichi permanenti ($E_{k,PL}$)
- $\gamma_{A1} = 1.5$ è stato applicato agli incrementi degli effetti indotti dai carichi variabili ($E_{k,VL}$)

Conseguentemente, i valori di progetto degli effetti delle azioni agenti sugli elementi strutturali, che devono essere confrontati con le relative resistenze di progetto, sono pari a:

$$E_d = 1.3 E_{k,PL} + 1.5 (E_{k,TOT} - E_{k,PL}).$$

Nelle seguenti figure si riportano le sollecitazioni di design sugli elementi strutturali derivanti dalle due combinazioni di carico.

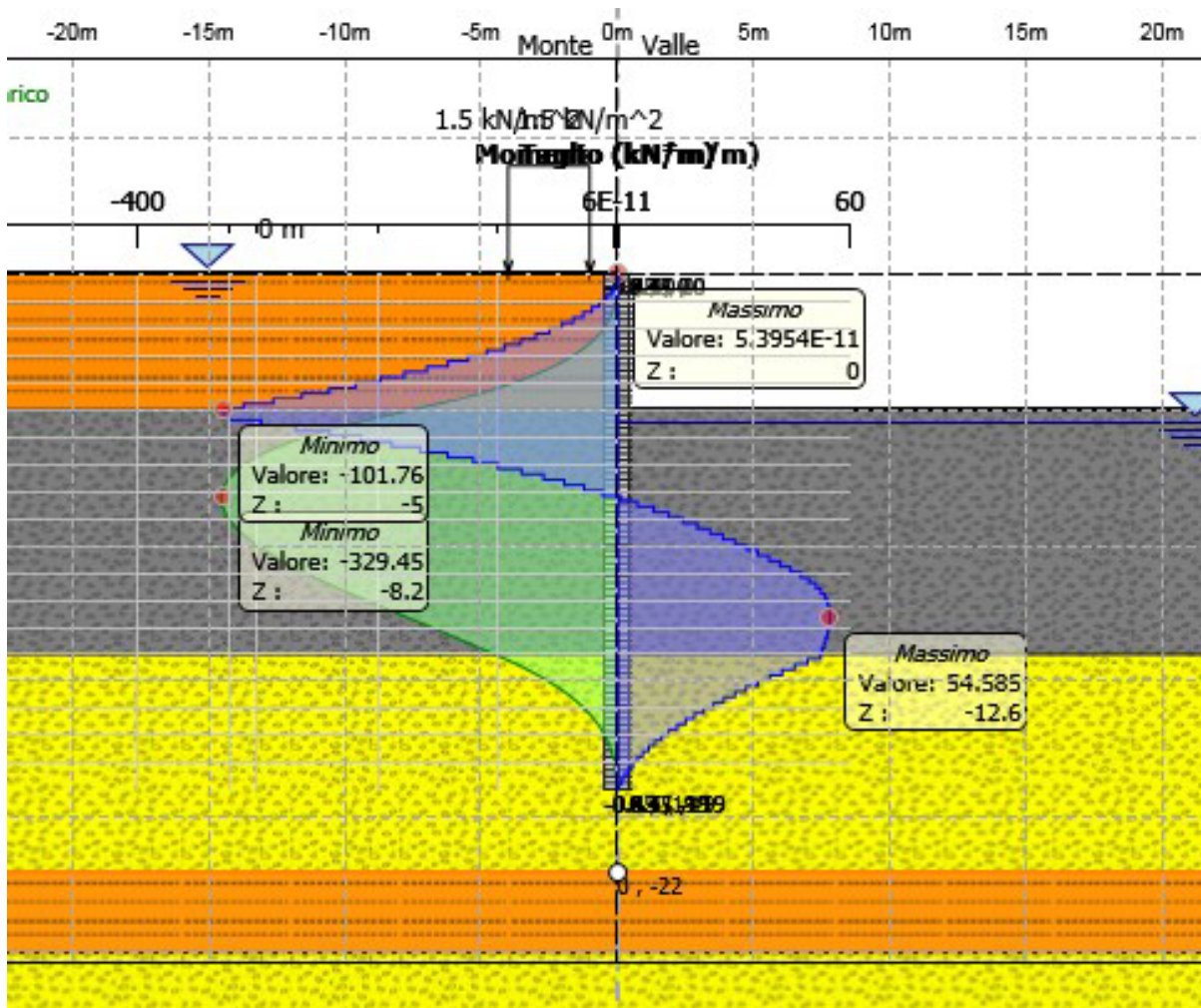


Figura 12: Spalle - Sollecitazioni di design sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A1+M1+R1) – kN*m/ml e kN/ml

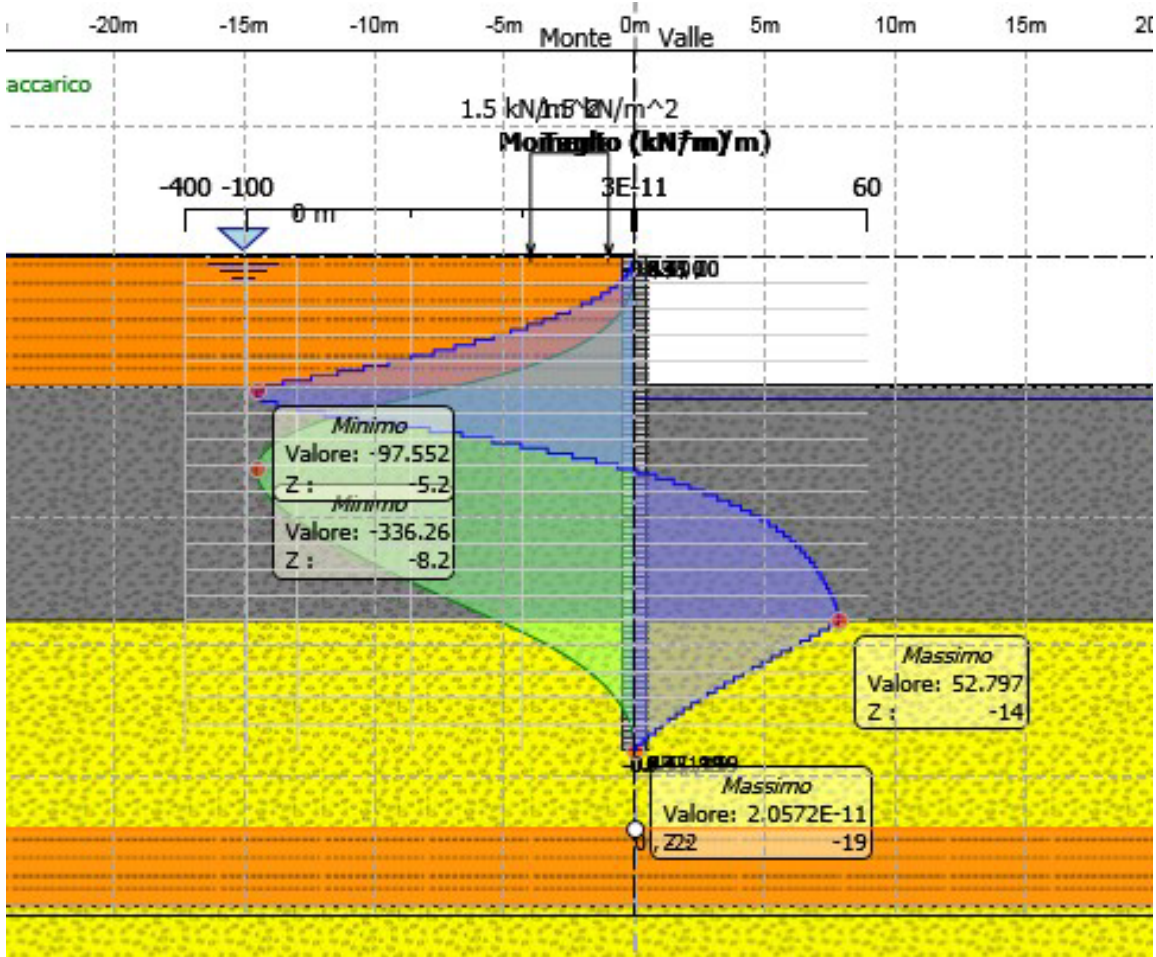


Figura 13: Spalle - Sollecitazioni di design sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A2+M2+R1) – kN*m/ml e kN/ml

7.3.2 VERIFICHE STRUTTURALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Si adottano per i pali le seguenti armature:

24 ϕ 22 e spirale ϕ 10 passo 20 cm

Nelle seguenti figure si riportano diagrammati per le differenti combinazioni di carico il coefficiente di sfruttamento della sezione resistente in c.a. (E_d/R_d). Dal loro esame si osserva che il coefficiente di sfruttamento è sempre inferiore all'unità e pertanto le verifiche sono soddisfatte.

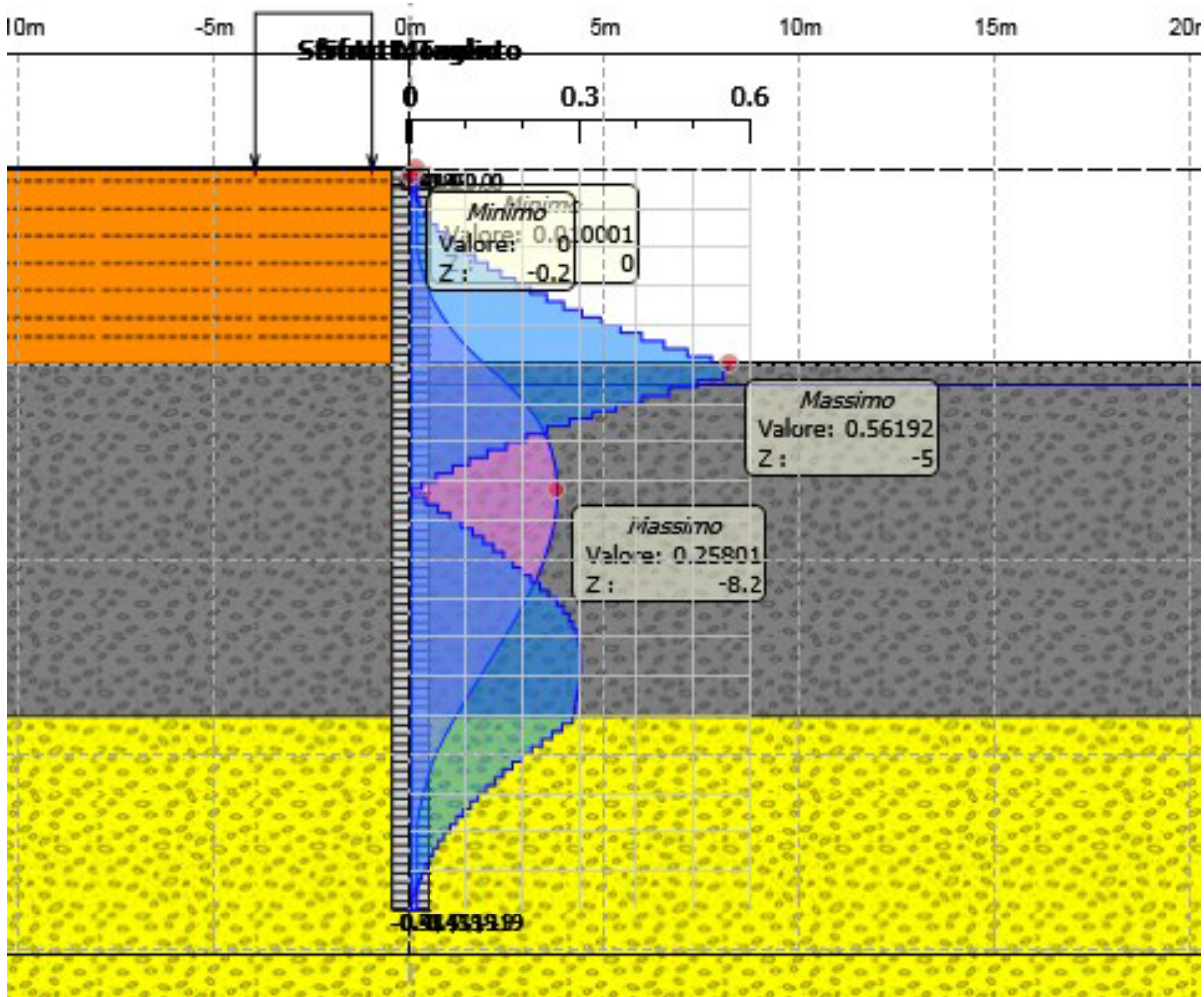


Figura 14: Spalle - coefficiente di sfruttamento sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A1+M1+R1)

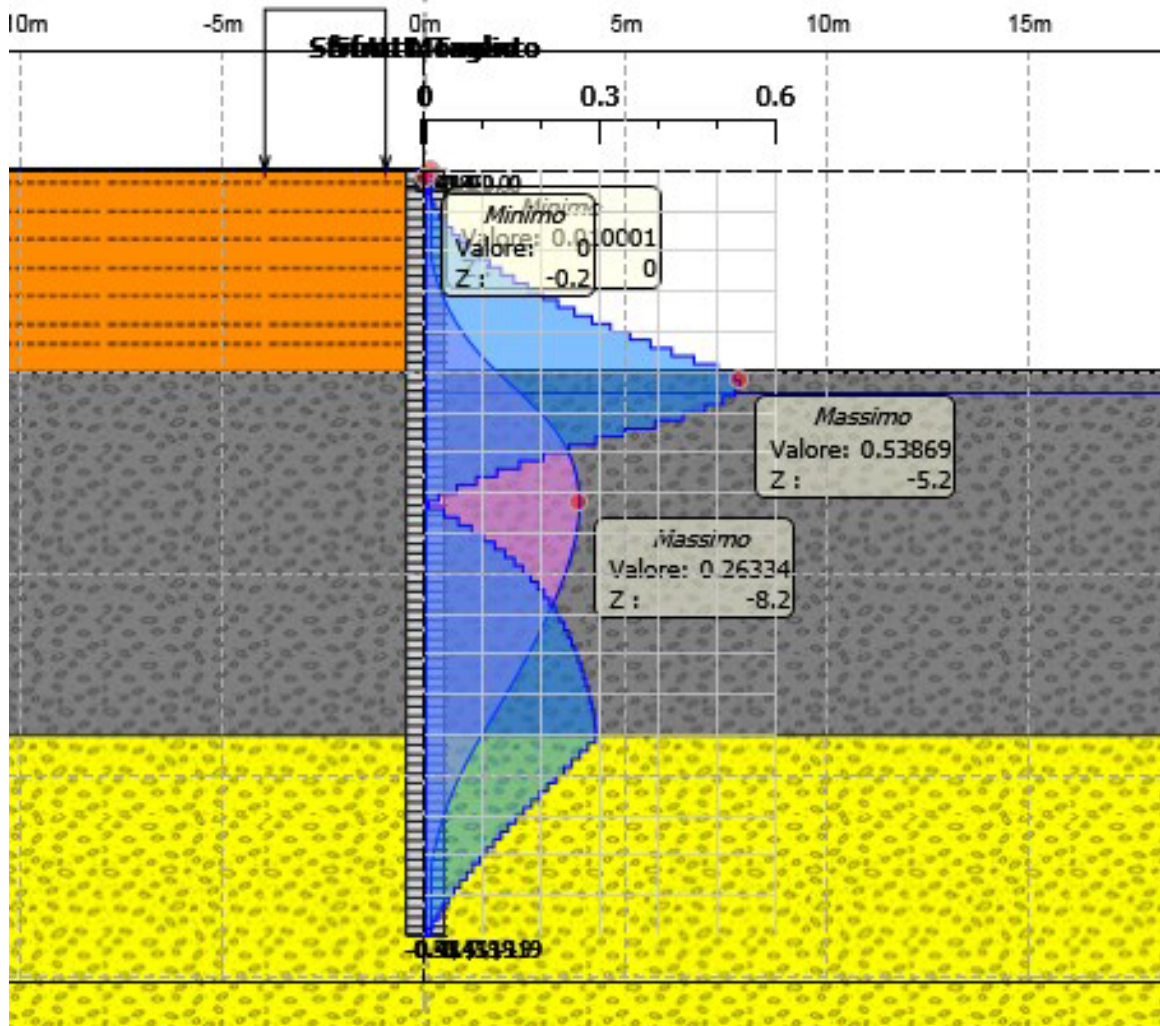


Figura 15: Spalle - coefficiente di sfruttamento sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A2+M2+R1)

7.3.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO SLE

Nelle seguenti figure si riportano gli spostamento orizzontali lungo le opere di sostegno.

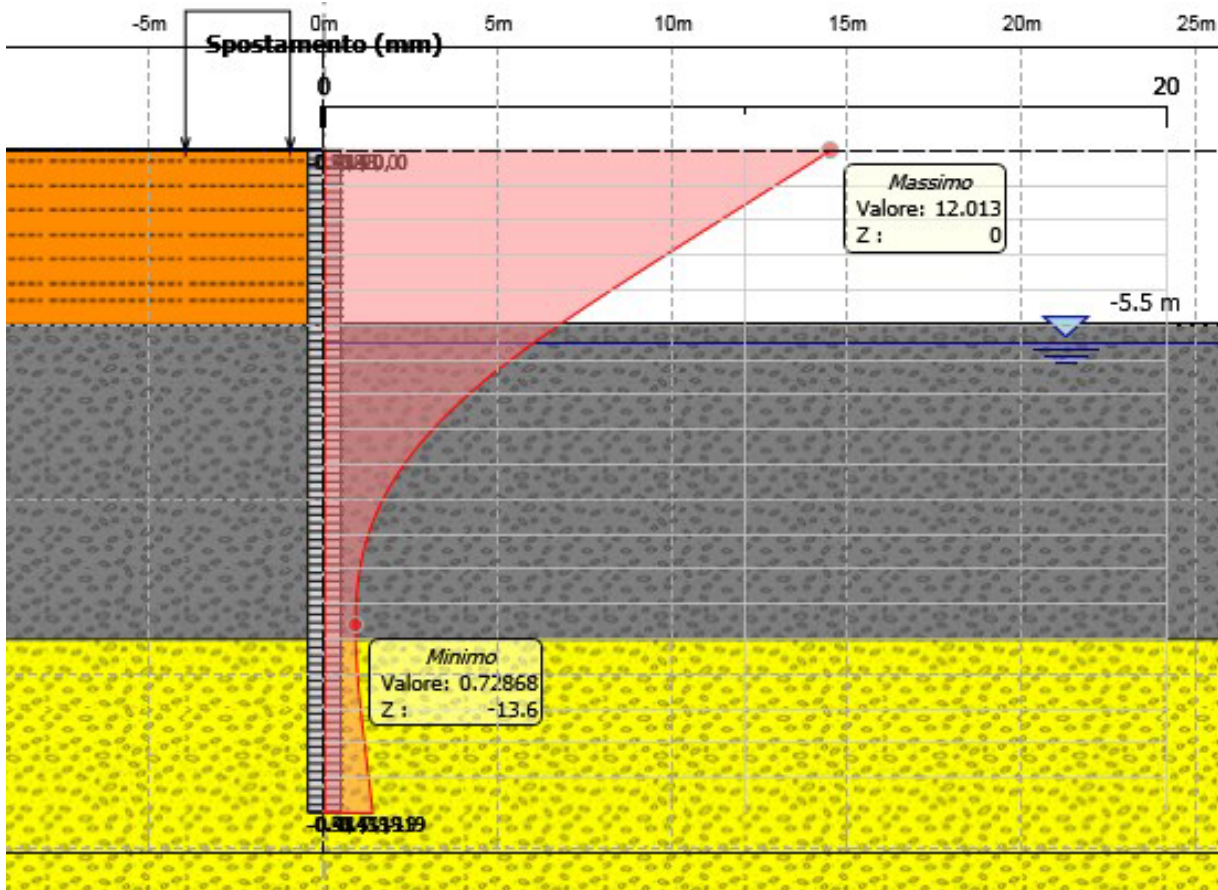


Figura 16: Spostamenti orizzontali lungo i pali – Spalle

Nella seguente figura si riporta diagrammato l'andamento dell'apertura delle fessure lungo il fusto del palo.

Dal loro esame si osserva che l'apertura delle fessure risulta sempre contenuta o perlomeno prossima al valore ammesso per strutture di tipo definitivo in ambiente non aggressivo 0,3 mm.

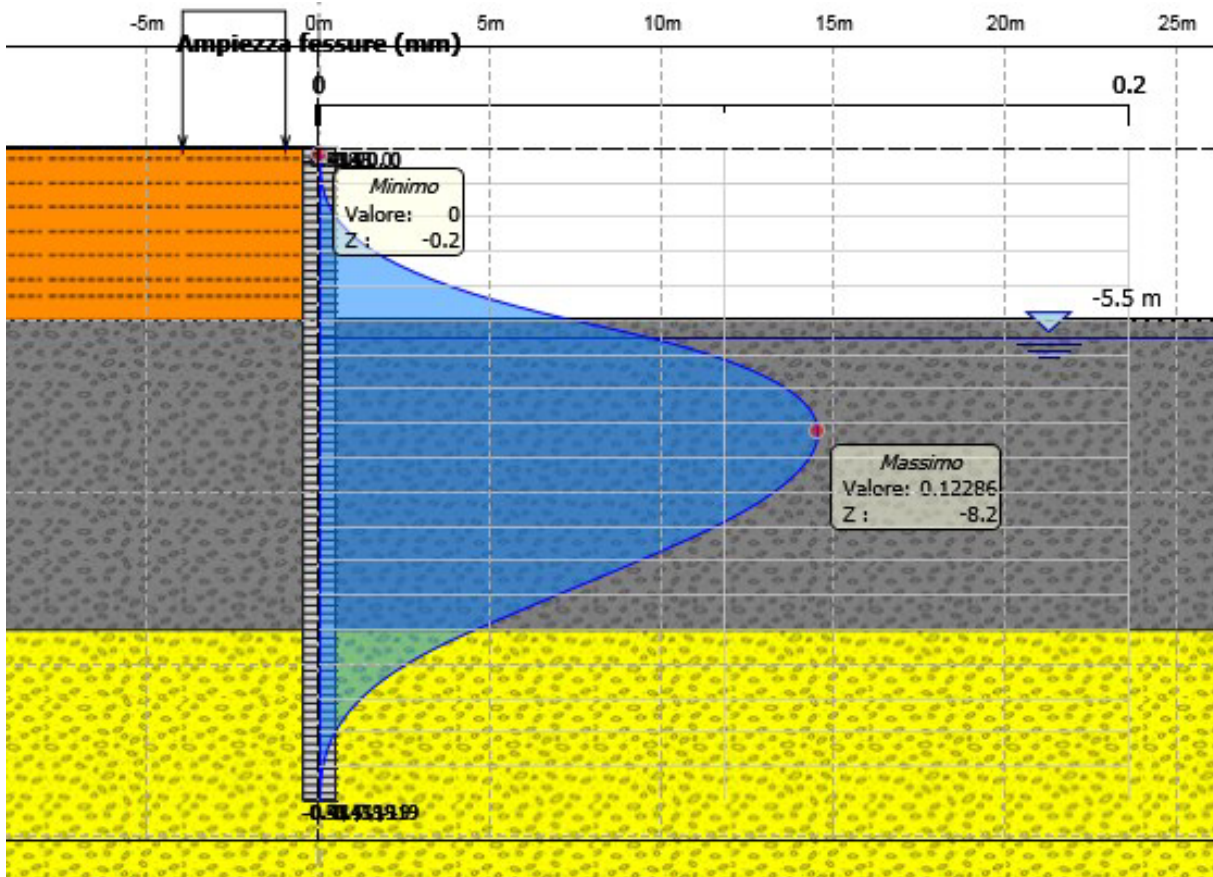


Figura 17: Apertura delle fessure lungo il fusto del palo – Spalle

7.3.4 VERIFICA A SIFONAMENTO

La verifica a sifonamento è stata condotta con riferimento al punto più critico ovvero la base della paratie. Si è verificato che la sottospinta dell'acqua u_{insta} opportunamente fattorizzata ($u_{insta,d}$) risulti inferiore alla pressione del terreno σ_t convenientemente ridotta ($\sigma_{t,d}$).

I coefficienti parziali adottati sono:

per le forze stabilizzanti: 0,9

per quelle instabilizzanti: 1,3

Nel caso in esame si ha:

$$DH = 4,8 \text{ m}$$

$$H_{paratia} = 19 \text{ m}$$

$$u_{inst,d} = 211,28 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{t,d} = 230,04 \text{ kPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO PALI

d2_d15 / 1

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

dugale 2 10+491
D 1500

DATI DI INPUT
=====

Diametro del palo	(m)	1.5
Lunghezza minima del palo	(m)	20
Lunghezza massima del palo	(m)	50
Incremento lunghezza palo	(m)	1
Quota testa palo da piano campagna	(m)	3
FS Portata laterale	(-)	1
FS Portata di base	(-)	1
Tensione massima nel calcestruzzo	(MPa)	900
Peso specifico del palo	(kN/m3)	7
Numero degli strati di terreno	(-)	5
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	0

d2_d15 / 2

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

=====

Strato (-)	Z, str (m)	Gnat. (kN/m3)	Geff. (kN/m3)	Z, w (m)	Fi (o)	Delta (o)	Cu, i (kPa)	Cu, f (kPa)
1	4.00	18.50	8.50	0.00	30.0	30.0	0.0	0.0
2	14.00	18.50	8.50	0.00	38.0	38.0	0.0	0.0
3	22.50	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
4	25.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	120.0	120.0
5	60.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0

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

Strato (-)	Terreno tipo (---)	TAU, max (kPa)	Qbase, i (kPa)	Qbase, f (kPa)	Qb, l/Qb, c (-)
1	INCOERENTE	120.0	1500.0	1500.0	1.00
2	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
3	INCOERENTE	120.0	2500.0	2500.0	1.00
4	COESIVO	100.0	1080.0	1080.0	1.00
5	INCOERENTE	120.0	3000.0	3000.0	1.00

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

d2_d15 / 3

 dugale 2 10+491
 D 1500

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
3.0	55.5	25.5	--	0.40	10.3	--
4.0	74.0	34.0	--	0.40	13.7	--
5.0	92.5	42.5	--	0.55	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	--	0.55	55.8	--
13.0	240.5	110.5	--	0.55	60.4	--
14.0	259.0	119.0	--	0.55	65.1	2500.0
15.0	277.5	127.5	--	0.47	60.2	2500.0
16.0	296.0	136.0	--	0.47	64.2	2500.0
17.0	314.5	144.5	--	0.47	68.2	2500.0
18.0	333.0	153.0	--	0.47	72.2	2500.0
19.0	351.5	161.5	--	0.47	76.3	2184.4
20.0	370.0	170.0	--	0.47	80.3	1868.9
21.0	388.5	178.5	--	0.47	84.3	1553.3
22.0	407.0	187.0	--	0.47	88.3	1237.8
23.0	425.5	195.5	0.50	0.31	60.0	1080.0
24.0	444.0	204.0	0.50	0.29	60.0	1080.0
25.0	462.5	212.5	0.50	0.28	60.0	1080.0
26.0	481.0	221.0	--	0.47	104.3	1506.7
27.0	499.5	229.5	--	0.47	108.4	1933.3
28.0	518.0	238.0	--	0.47	112.4	2360.0
29.0	536.5	246.5	--	0.47	116.4	2786.7
30.0	555.0	255.0	--	0.47	120.0	3000.0
31.0	573.5	263.5	--	0.46	120.0	3000.0
32.0	592.0	272.0	--	0.44	120.0	3000.0
33.0	610.5	280.5	--	0.43	120.0	3000.0
34.0	629.0	289.0	--	0.42	120.0	3000.0
35.0	647.5	297.5	--	0.40	120.0	3000.0
36.0	666.0	306.0	--	0.39	120.0	3000.0
37.0	684.5	314.5	--	0.38	120.0	3000.0
38.0	703.0	323.0	--	0.37	120.0	3000.0
39.0	721.5	331.5	--	0.36	120.0	3000.0
40.0	740.0	340.0	--	0.35	120.0	3000.0
41.0	758.5	348.5	--	0.34	120.0	3000.0
42.0	777.0	357.0	--	0.34	120.0	3000.0
43.0	795.5	365.5	--	0.33	120.0	3000.0
44.0	814.0	374.0	--	0.32	120.0	3000.0
45.0	832.5	382.5	--	0.31	120.0	3000.0
46.0	851.0	391.0	--	0.31	120.0	3000.0
47.0	869.5	399.5	--	0.30	120.0	3000.0
48.0	888.0	408.0	--	0.29	120.0	3000.0

d2_d15 / 4

dugale 2 10+491
D 1500

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

Alfa = $Tau,lim / Cu$
 Beta = $Tau,lim / Sigma,v$ efficace
 Tau,lim = Adesione limite palo-terreno
 qb,cr = Portata unitaria di base critica

d2_d15 / 5

dugale 2 10+491
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	6804.9	5143.8	1908.5	247.4	7052.3	3.85
21.00	7075.3	5426.6	1908.5	259.8	7335.1	4.00
22.00	7345.7	5709.3	1908.5	272.1	7617.8	4.16
23.00	8522.1	6144.1	2662.5	284.5	8806.6	4.82
24.00	9764.8	6645.2	3416.5	296.9	10061.7	5.53
25.00	11026.5	7165.3	4170.5	309.3	11335.8	6.24
26.00	12307.2	7704.3	4924.4	321.6	12628.8	6.96
27.00	13229.2	8261.8	5301.4	334.0	13563.2	7.49
28.00	13782.3	8827.3	5301.4	346.4	14128.7	7.80
29.00	14335.5	9392.8	5301.4	358.7	14694.2	8.11
30.00	14888.6	9958.2	5301.4	371.1	15259.7	8.43
31.00	15441.7	10523.7	5301.4	383.5	15825.2	8.74
32.00	15994.8	11089.2	5301.4	395.8	16390.6	9.05
33.00	16547.9	11654.7	5301.4	408.2	16956.1	9.36
34.00	17101.0	12220.2	5301.4	420.6	17521.6	9.68
35.00	17654.2	12785.7	5301.4	433.0	18087.1	9.99
36.00	18207.3	13351.2	5301.4	445.3	18652.6	10.30
37.00	18760.4	13916.6	5301.4	457.7	19218.1	10.62
38.00	19313.5	14482.1	5301.4	470.1	19783.6	10.93
39.00	19866.6	15047.6	5301.4	482.4	20349.1	11.24
40.00	20419.7	15613.1	5301.4	494.8	20914.5	11.56
41.00	20972.9	16178.6	5301.4	507.2	21480.0	11.87
42.00	21526.0	16744.1	5301.4	519.5	22045.5	12.18
43.00	22079.1	17309.6	5301.4	531.9	22611.0	12.49
44.00	22632.2	17875.1	5301.4	544.3	23176.5	12.81
45.00	23185.3	18440.5	5301.4	556.7	23742.0	13.12
46.00	23738.4	19006.0	5301.4	569.0	24307.5	13.43
47.00	24291.6	19571.5	5301.4	581.4	24872.9	13.75
48.00	24844.7	20137.0	5301.4	593.8	25438.4	14.06
49.00	25397.8	20702.5	5301.4	606.1	26003.9	14.37
50.00	25950.9	21268.0	5301.4	618.5	26569.4	14.69

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

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

ALLEGATO B – TABULATO DI CALCOLO PROGRAMMA PARATIE



Report di Calcolo

Nome Progetto: Opere provvisionali Viadotto Dugale - Spalle

Autore:

Jobname: \\psf\Home\Documents\IG\20829\02Progetto_Definitivo\Revisione_01\VR-Montebello\Calcoli\Viadotto_Dugale2\Viadotto Dugale2 - Spalle.pplus

Data: 31/07/2015 16.33.03

1. Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

2. Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;0)
(0;0)
(42.5;0)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-5)
(0;-5)
(42.5;-5)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-14)
(0;-14)
(42.5;-14)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-22)
(0;-22)
(42.5;-22)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-25)
(42.5;-25)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ_{cv}	ϕ_p	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	kN/m ²	kN/m ²			kN/m ²	kN/m ²				kN/m ²		kN/m ²	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	Limi argillosi	18.5	18.5	26			0		Constant		10000	16000									
2	Ghiaia	19	19	36			0		Constant		60000	96000									
3	Sabbia	18	18	34			0		Constant		40000	64000									
4	Limi argillosi	18.5	18.5	26			0		Constant		10000	16000									
5	Sabbia	18	18	34			0		Constant		40000	64000									

3. Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Muro di sinistra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 19 m

Materiale :

Quota iniziale : 0 m

Barre di sinistra 1

Numero di barre : 24

Diametro : 0.022 m

Distanza dal bordo : 0.06 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 0 m

Diametro : 0.01 m

Lunghezza : 19 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.2375 m

Sezione : PaliD1000 accostati

Area equivalente : 0.713998330361317 m

Inerzia equivalente : 0.0446 m⁴/m

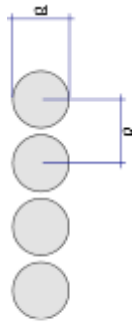
Materiale calcestruzzo : C28/35

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.1 m

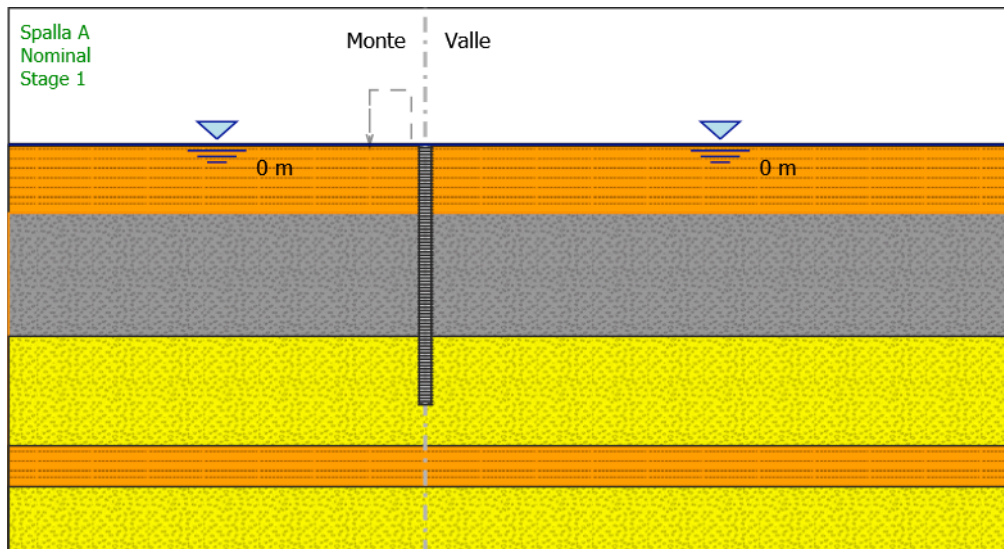
Diametro : 1 m

Efficacia : 1



4. Fasi di Calcolo

4.1. Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : 0 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

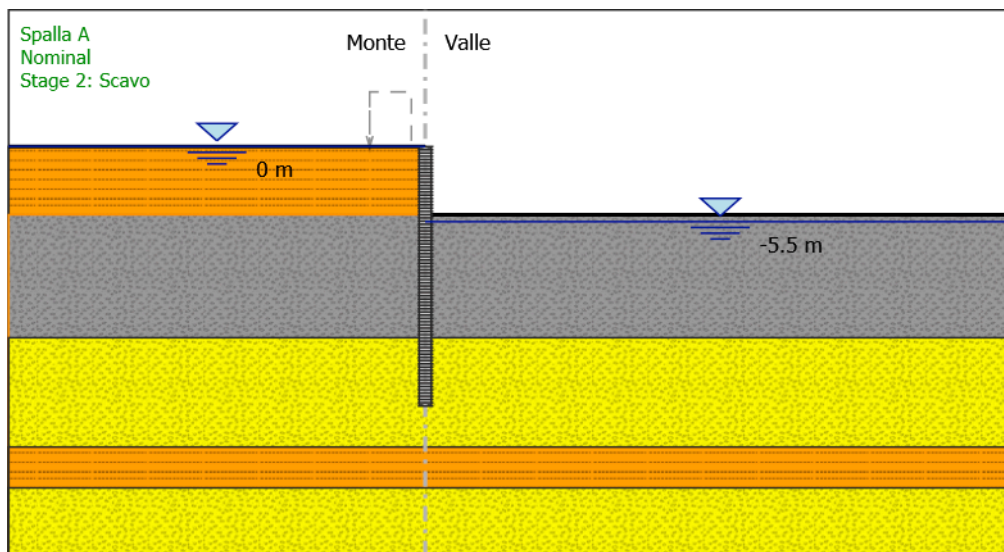
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : PaliD1000 accostati

4.2. Stage 2: Scavo



Stage 2: Scavo

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -5.5 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

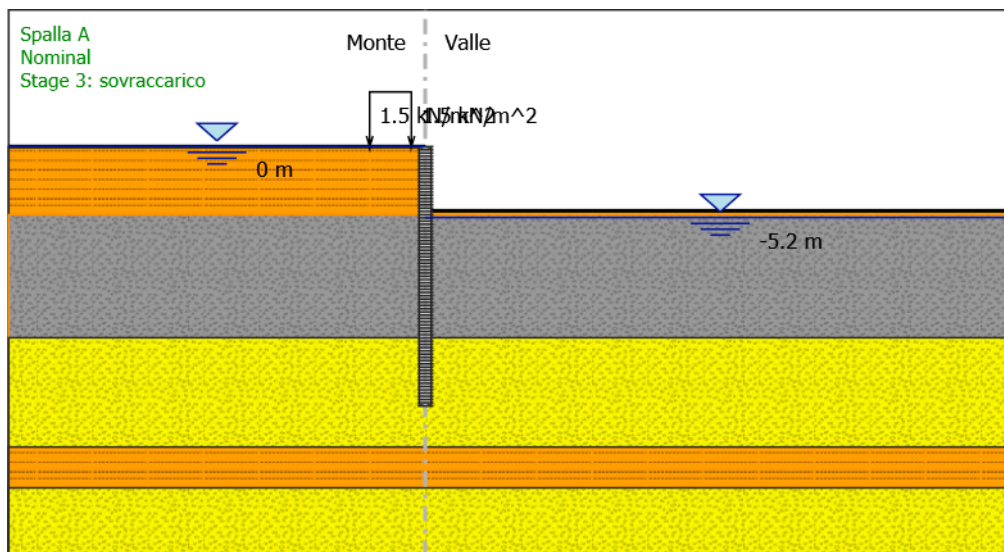
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : PaliD1000 accostati

4.3. Stage 3: sovraccarico



Stage 3: sovraccarico

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4.7 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-4.7 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -5.2 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -4 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 1.5 kN/m²

Pressione finale : 1.5 kN/m²

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

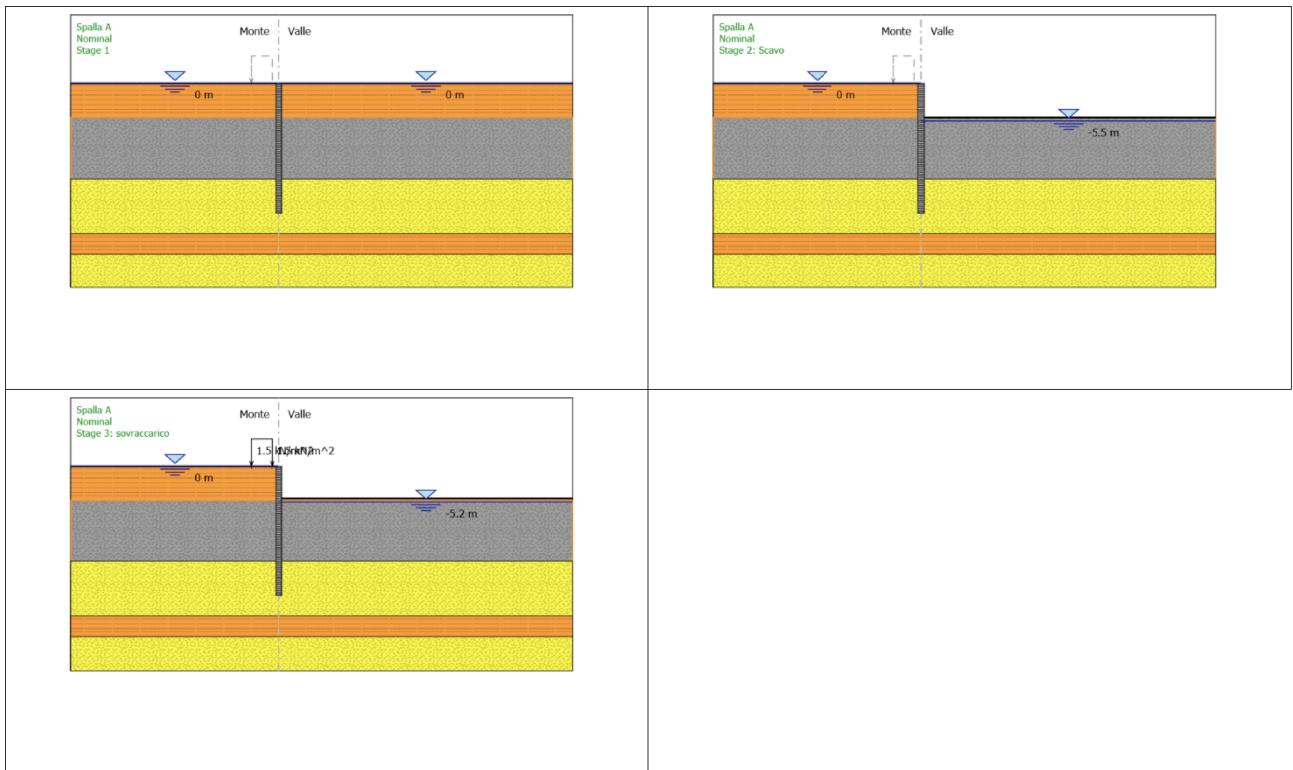
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : PaliD1000 accostati

4.4. Tabella Configurazione Stage (Nominal)



5. Descrizione Coefficienti Design Assumption

Coefficienti A

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_favour)	Carico Sismico (F_seism_load)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_WaterDR)	Pressioni Acqua Lato Valle (F_WaterRes)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_UPL_QDStab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_QDStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
A1+M1+R1	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Coefficienti M

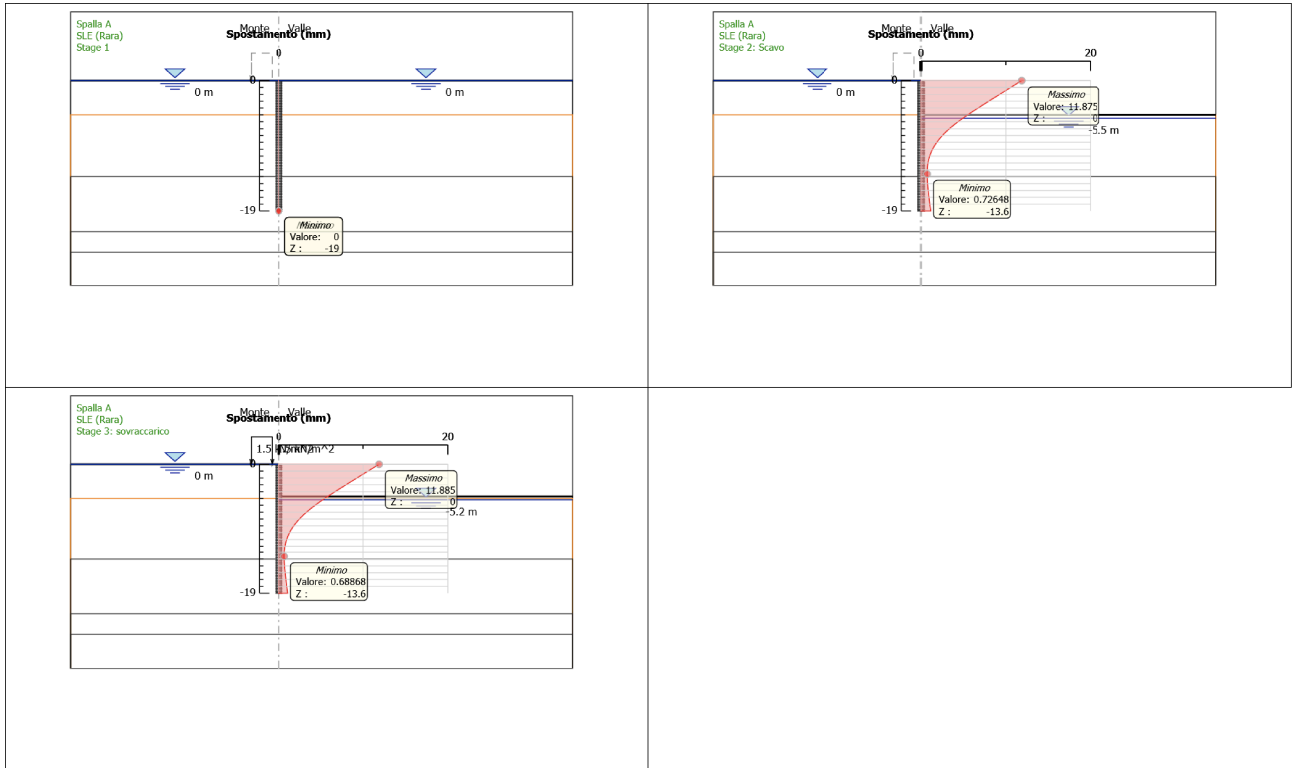
Nome	Parziale su $\tan(\phi')$ (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1	1
A1+M1+R1	1	1	1	1	1
A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1

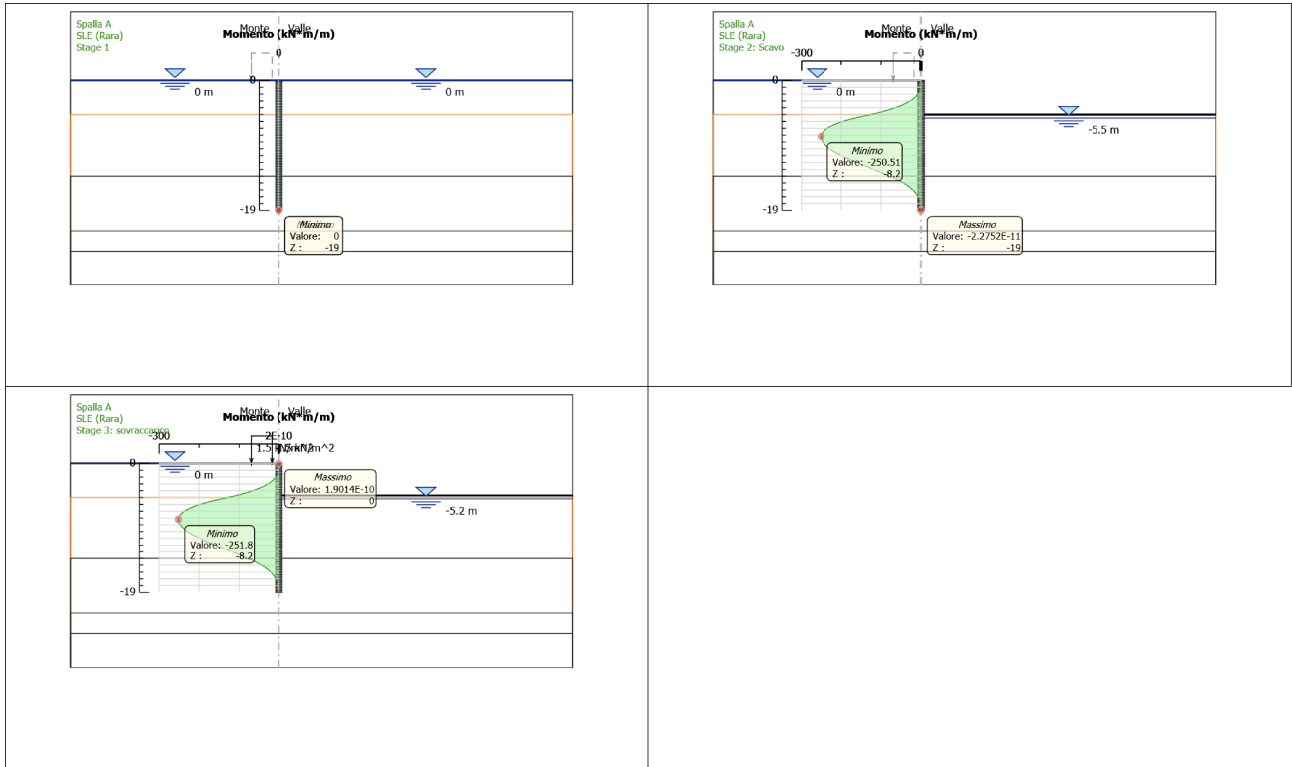
Coefficienti R

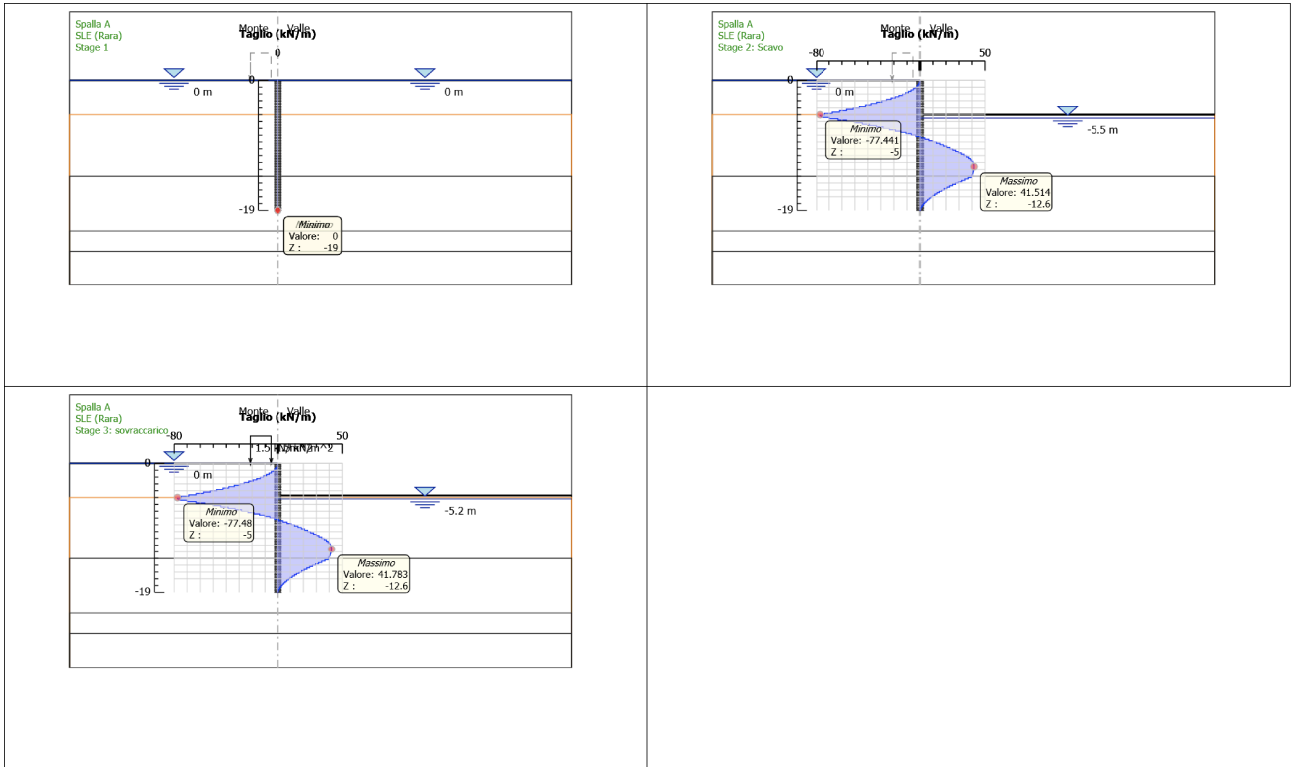
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1
A1+M1+R1	1	1.2	1.1	1
A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

5.1. Risultati SLE (Rara)

5.1.1. Tabella Grafici dei Risultati

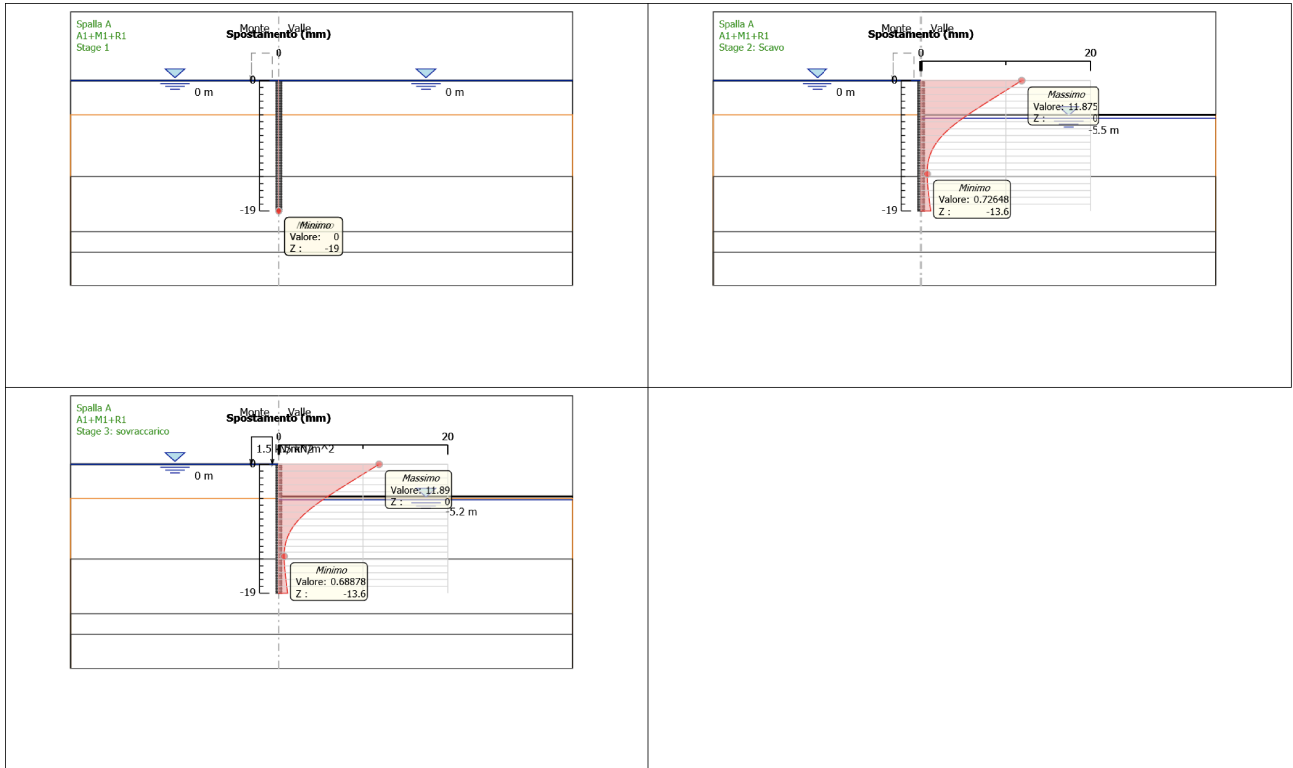


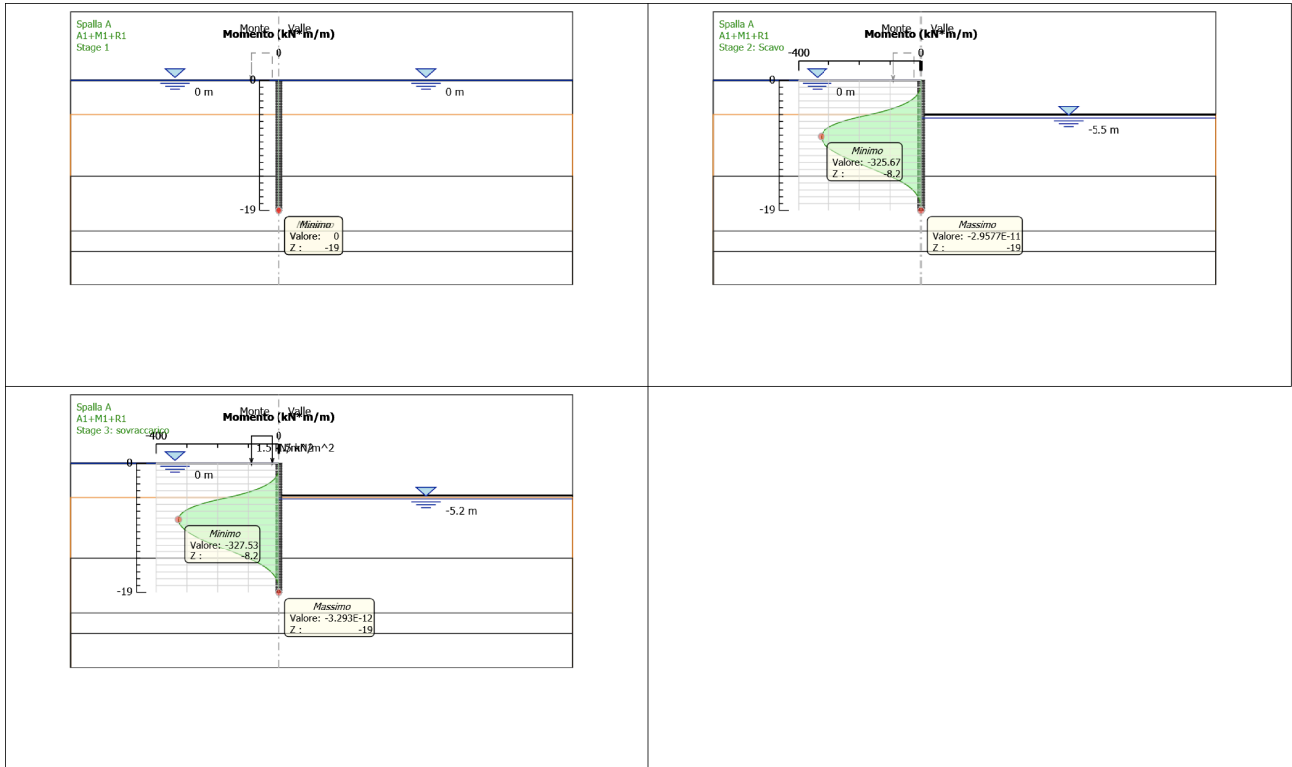


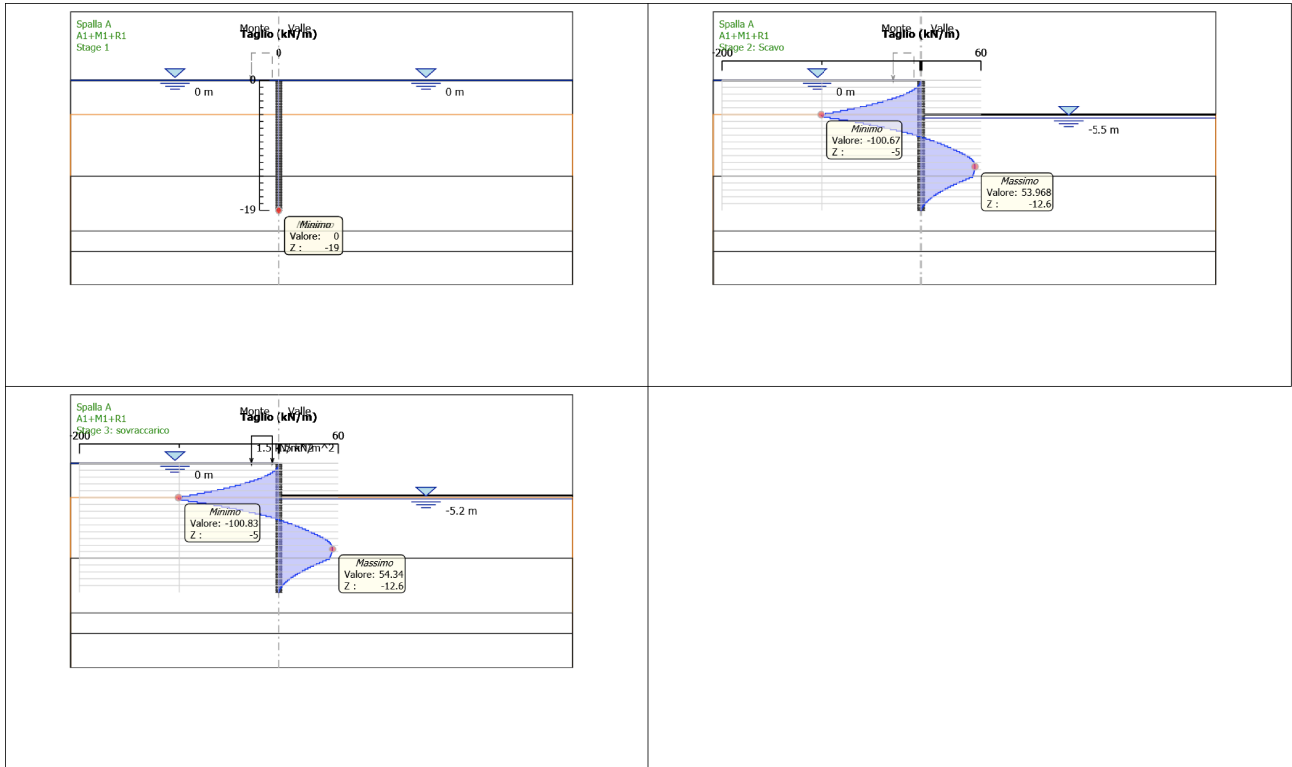


5.2. Risultati A1+M1+R1

5.2.1. Tabella Grafici dei Risultati

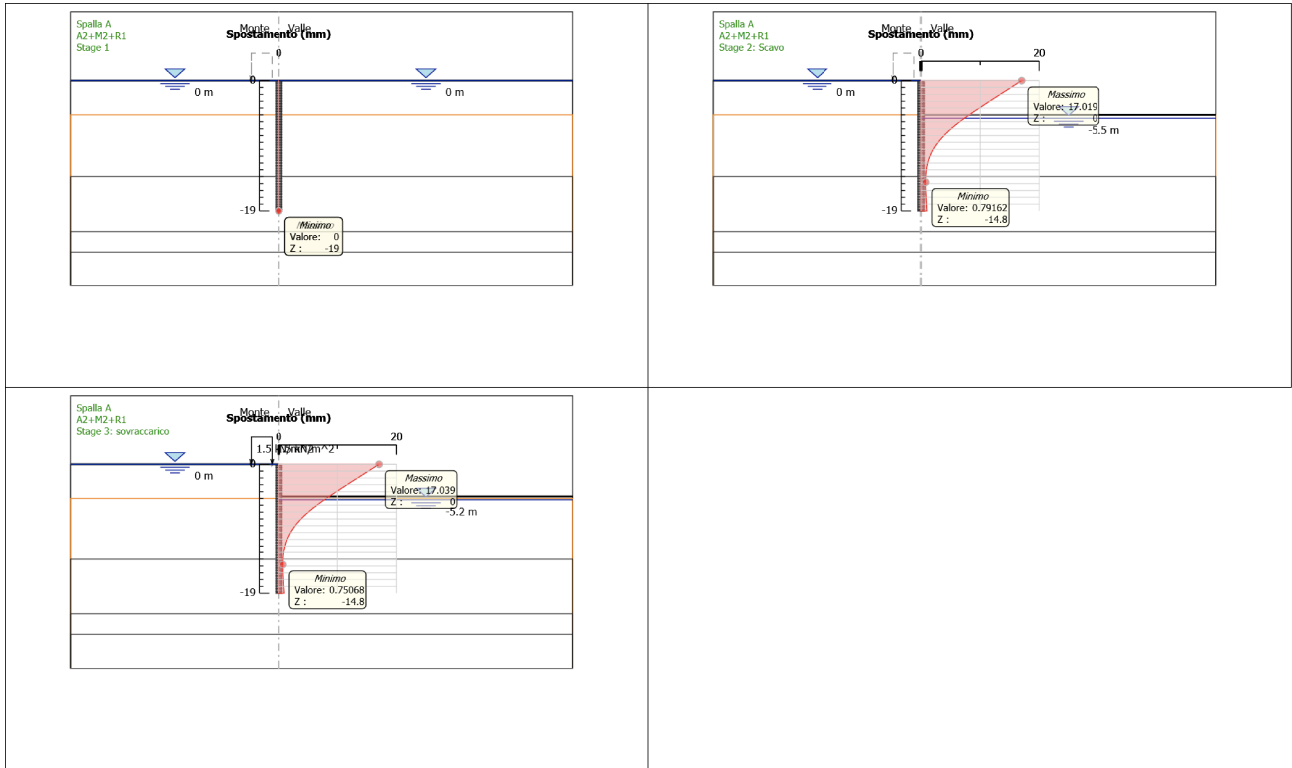


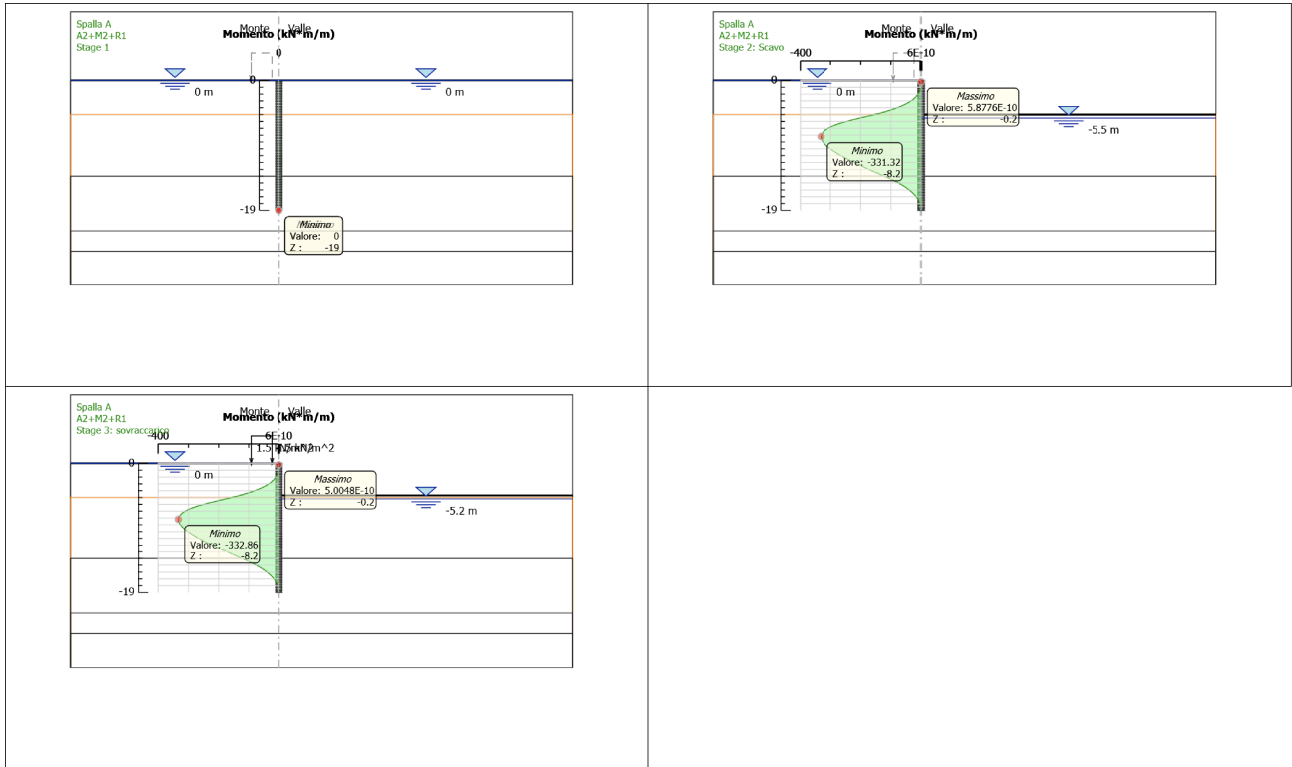


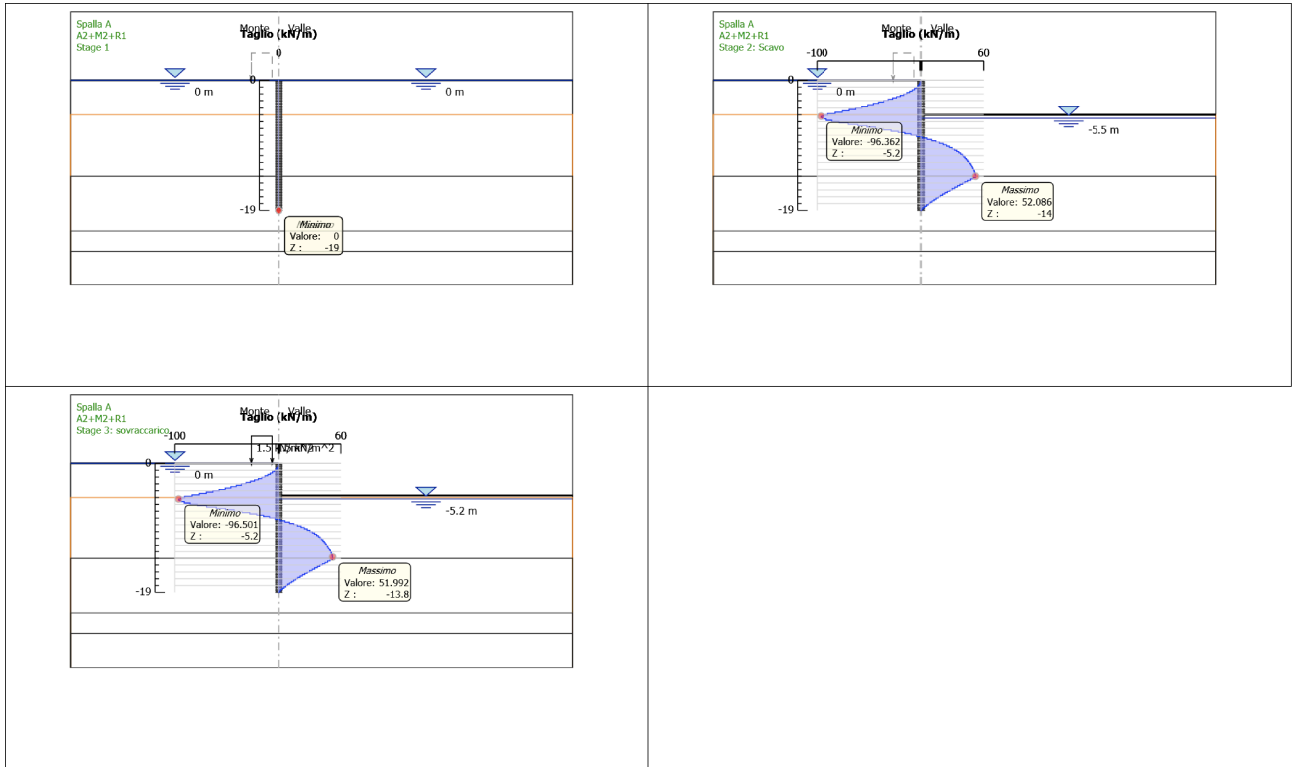


5.3. Risultati A2+M2+R1

5.3.1. Tabella Grafici dei Risultati







6. Normative adottate per le verifiche degli Elementi Strutturali

Normative Verifiche	
Calcestruzzo	NTC
Acciaio	NTC
Tirante	NTC

Coefficienti per Verifica Tiranti	
GEO FS	1
ξ_{a3}	1.55
γ_s	1.1

6.1. Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2: Scavo	Stage 3: sovraccarico
SLE (Rara)	V	V	V
A1+M1+R1	V	V	V
A2+M2+R1	V	V	V

6.2. Risultati Caver

6.2.1. Tabella Inviluppi Apertura Fessure - Caver : LEFT

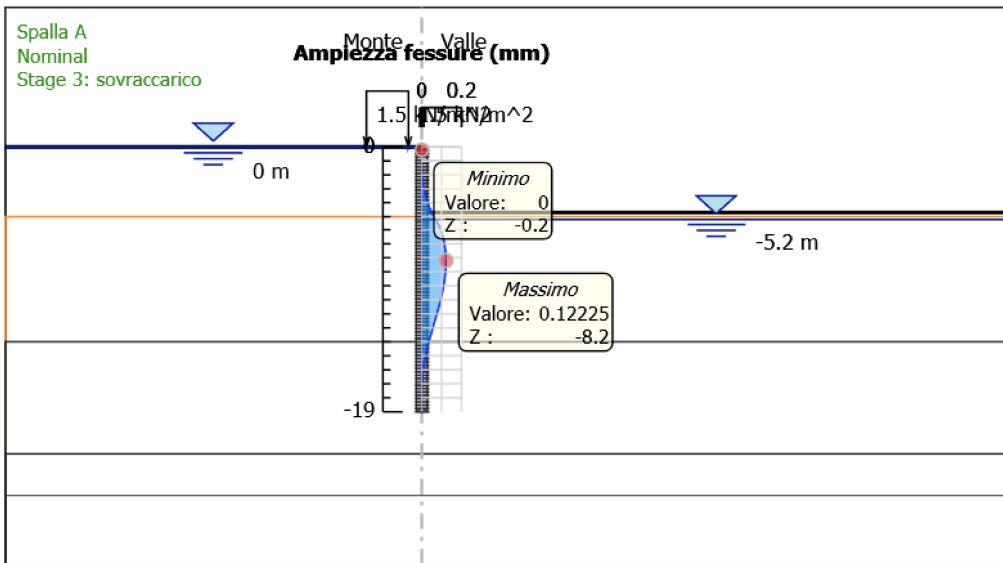
Inviluppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
0	0
-0.2	0
-0.4	0
-0.6	0
-0.8	0
-1	0
-1.2	0.001
-1.4	0.001
-1.6	0.002
-1.8	0.003
-2	0.004
-2.2	0.005
-2.4	0.007
-2.6	0.009
-2.8	0.011
-3	0.013
-3.2	0.016
-3.4	0.02
-3.6	0.023
-3.8	0.028
-4	0.032
-4.2	0.037
-4.4	0.043

Involuppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-4.6	0.049
-4.8	0.056
-5	0.063
-5.2	0.07
-5.4	0.078
-5.6	0.085
-5.8	0.091
-6	0.096
-6.2	0.101
-6.4	0.105
-6.6	0.109
-6.8	0.112
-7	0.115
-7.2	0.117
-7.4	0.119
-7.6	0.12
-7.8	0.121
-8	0.122
-8.2	0.122
-8.4	0.122
-8.6	0.122
-8.8	0.121
-9	0.12
-9.2	0.119
-9.4	0.117
-9.6	0.115

Involuppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-9.8	0.113
-10	0.111
-10.2	0.109
-10.4	0.106
-10.6	0.103
-10.8	0.1
-11	0.097
-11.2	0.093
-11.4	0.089
-11.6	0.086
-11.8	0.082
-12	0.078
-12.2	0.074
-12.4	0.07
-12.6	0.066
-12.8	0.062
-13	0.058
-13.2	0.054
-13.4	0.05
-13.6	0.046
-13.8	0.042
-14	0.038
-14.2	0.034
-14.4	0.031
-14.6	0.027
-14.8	0.024

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-15	0.021
-15.2	0.018
-15.4	0.016
-15.6	0.014
-15.8	0.012
-16	0.01
-16.2	0.008
-16.4	0.007
-16.6	0.006
-16.8	0.005
-17	0.004
-17.2	0.003
-17.4	0.002
-17.6	0.002
-17.8	0.001
-18	0.001
-18.2	0
-18.4	0
-18.6	0
-18.8	0
-19	0

6.2.2. Grafico Inviluppi Apertura Fessure - Cover



Inviluppi

Apertura Fessure - Cover

6.2.3. Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver : LEFT

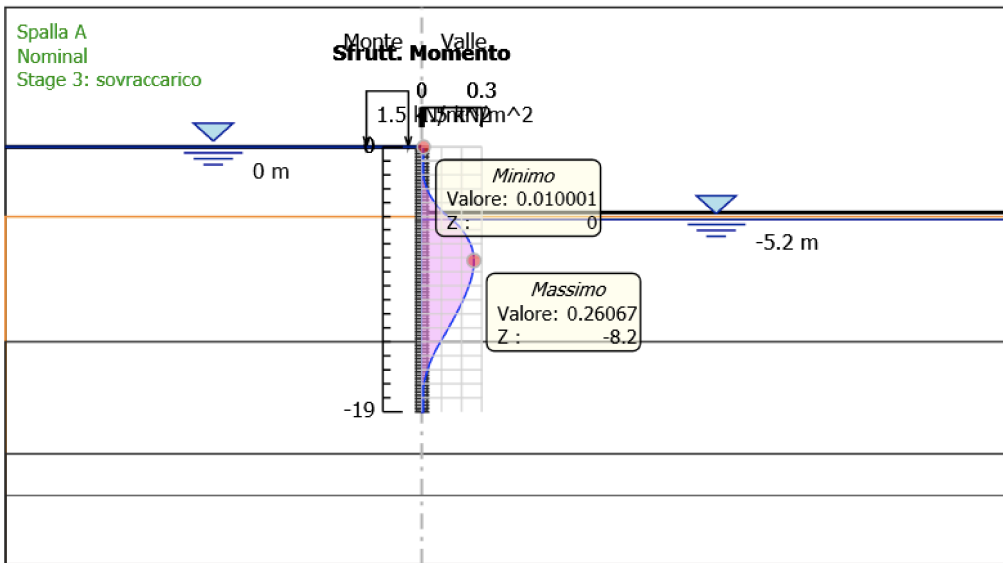
Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
0	0.01
-0.2	0.01
-0.4	0.01
-0.6	0.01
-0.8	0.01
-1	0.01
-1.2	0.01
-1.4	0.01
-1.6	0.01
-1.8	0.01
-2	0.01
-2.2	0.011
-2.4	0.014
-2.6	0.018
-2.8	0.023
-3	0.028
-3.2	0.034
-3.4	0.041
-3.6	0.049
-3.8	0.058
-4	0.067
-4.2	0.078
-4.4	0.09
-4.6	0.103

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-4.8	0.117
-5	0.132
-5.2	0.148
-5.4	0.163
-5.6	0.177
-5.8	0.19
-6	0.202
-6.2	0.212
-6.4	0.221
-6.6	0.229
-6.8	0.236
-7	0.243
-7.2	0.249
-7.4	0.253
-7.6	0.256
-7.8	0.259
-8	0.26
-8.2	0.261
-8.4	0.26
-8.6	0.259
-8.8	0.258
-9	0.255
-9.2	0.253
-9.4	0.249
-9.6	0.245
-9.8	0.241

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-10	0.236
-10.2	0.231
-10.4	0.226
-10.6	0.22
-10.8	0.214
-11	0.208
-11.2	0.201
-11.4	0.194
-11.6	0.188
-11.8	0.181
-12	0.173
-12.2	0.166
-12.4	0.159
-12.6	0.151
-12.8	0.143
-13	0.135
-13.2	0.128
-13.4	0.12
-13.6	0.112
-13.8	0.103
-14	0.095
-14.2	0.087
-14.4	0.079
-14.6	0.072
-14.8	0.065
-15	0.058

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-15.2	0.052
-15.4	0.046
-15.6	0.041
-15.8	0.036
-16	0.031
-16.2	0.027
-16.4	0.023
-16.6	0.019
-16.8	0.016
-17	0.013
-17.2	0.01
-17.4	0.01
-17.6	0.01
-17.8	0.01
-18	0.01
-18.2	0.01
-18.4	0.01
-18.6	0.01
-18.8	0.01
-19	0.01

6.2.4. Grafico Involupi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver



Involuppi

Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver

6.3.5. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver : LEFT

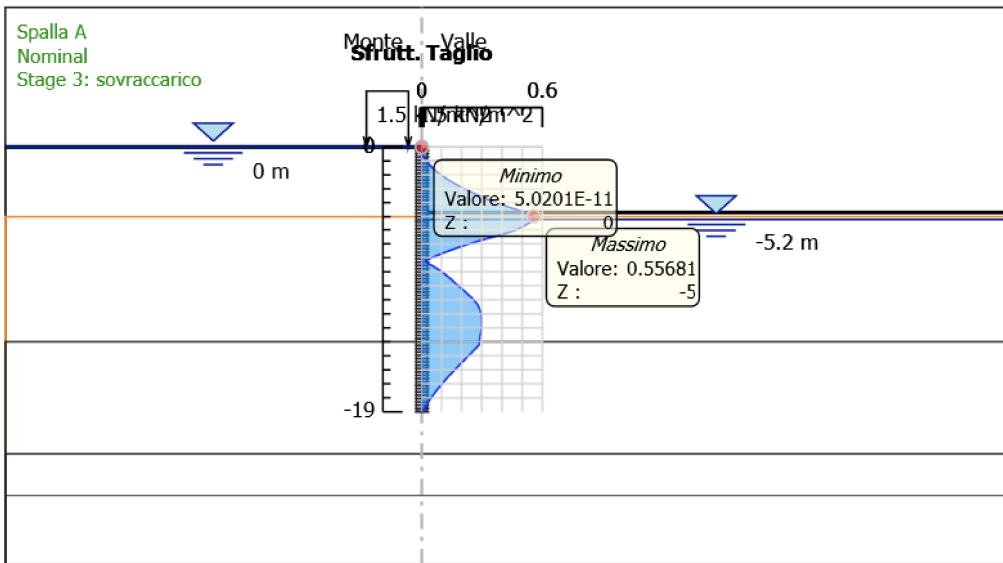
Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
0	0
-0.2	0.002
-0.4	0.005
-0.6	0.011
-0.8	0.018
-1	0.026
-1.2	0.037
-1.4	0.049
-1.6	0.064
-1.8	0.08
-2	0.098
-2.2	0.118
-2.4	0.139
-2.6	0.162
-2.8	0.188
-3	0.215
-3.2	0.243
-3.4	0.274
-3.6	0.306
-3.8	0.34
-4	0.376
-4.2	0.414
-4.4	0.453
-4.6	0.494

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-4.8	0.536
-5	0.557
-5.2	0.557
-5.4	0.548
-5.6	0.524
-5.8	0.503
-6	0.472
-6.2	0.433
-6.4	0.386
-6.6	0.334
-6.8	0.286
-7	0.24
-7.2	0.198
-7.4	0.158
-7.6	0.12
-7.8	0.085
-8	0.052
-8.2	0.022
-8.4	0.035
-8.6	0.059
-8.8	0.081
-9	0.101
-9.2	0.12
-9.4	0.137
-9.6	0.153
-9.8	0.168

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-10	0.184
-10.2	0.2
-10.4	0.216
-10.6	0.231
-10.8	0.246
-11	0.26
-11.2	0.272
-11.4	0.281
-11.6	0.288
-11.8	0.293
-12	0.297
-12.2	0.299
-12.4	0.3
-12.6	0.3
-12.8	0.3
-13	0.299
-13.2	0.297
-13.4	0.295
-13.6	0.292
-13.8	0.289
-14	0.288
-14.2	0.288
-14.4	0.274
-14.6	0.261
-14.8	0.247
-15	0.234

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-15.2	0.22
-15.4	0.206
-15.6	0.193
-15.8	0.179
-16	0.166
-16.2	0.153
-16.4	0.14
-16.6	0.127
-16.8	0.115
-17	0.103
-17.2	0.091
-17.4	0.08
-17.6	0.069
-17.8	0.059
-18	0.049
-18.2	0.039
-18.4	0.03
-18.6	0.021
-18.8	0.012
-19	0.004

6.3.6. Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver



Inviluppi

Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver

