

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: VI02 PONTE SULL' "ILLASI-PROGNOLO" DAL Km 11+502.12 AL Km 11+715.12

RELAZIONE GEOTECNICA.

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

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

I	N	0	D	0	0	D	I	2	R	B	V	I	0	2	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: IN0D00D12RBVI0200001B ILLASI-	CUP: J41E91000000009	n. Elab.:
	CIG: 3320049E17	

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.....	10
6	PALI.....	13
6.1	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE.....	13
6.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	13
6.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	13
6.2.1.1	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE	14
6.2.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	16
6.3	TIPI DI PALO	17
6.4	STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA.....	17
6.5	CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI.....	18
6.6	PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE	27
6.6.1	carico limite ultimo per carichi orizzontali.....	27
6.6.2	Interazione palo terreno.....	28
6.6.3	AZIONI SUL PALO PER VERIFICHE STRUTTURALI SLU	29
6.6.4	SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE.....	30
7	OPERE PROVVISORIALI	36
7.1	INTRODUZIONE	36
7.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	37
7.2.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	37
7.2.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	38
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 – SPALLE E PILE 1 E 6.....	40
7.3.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU.....	47
7.3.1.1	STABILITÀ GEOTECNICA DELL'OPERA DI SOSTEGNO (A2+M2+R1).....	47
7.3.1.2	DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI DI DESIGN SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI (A1+M1+R1)	49
7.3.2	VERIFICHE STRUTTURALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	53
7.3.3	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO SLE	57

7.3.4	VERIFICA A SIFONAMENTO	60
7.4	VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI – PILE DA 2 A 5 (SCAVO CON PALANCOLE)	62
7.4.1	VERIFICA A SIFONAMENTO	63
	ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO PALI	64
	ALLEGATO B – TABULATO DI CALCOLO PROGRAMMA PARATIE.....	70

1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica del Ponte sull'”Illasi-Prognolo”, posto fra le progressive km 11+502.12 e km 11+715.12 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 geologico e geotecnico in scala 1:5000/500 – Elaborati n° IN0D00DI2F5GE0002003 e n° 00DI2F5GE0002004.
- [6] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Ponti e Viadotti – Ponte sull’ “Illasi Prognolo” – Profilo geotecnico in scala 1:1000 del Viadotto – Elaborato n° IN0D00DI2F7VI0200001
- [7] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Planimetria con classificazione sismica del territorio – da Tav.1/4 a Tav.4/4, – Elaborato n° IN0D00DI2P4GE0000001 a IN0D00DI2P4GE0000004
- [8] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione con stratigrafie dei sondaggi – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0000001

2.2 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- [9] 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.
- [10] 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
- [11] CEN [Comité Européen de Normalisation, 2003]. Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance. Document EN 1998-1, Brussels.
- [12] RFI – Manuale di progettazione – Documento n° RFI-DINIC-MA-CS-00-001-C del 20 Settembre 2004
- [13] RFI – Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie – Documento n° RFI-DTC-INC-CS-SP-IFT-001-A del 21 Dicembre 2011
- [14] 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**

- [15] 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.
- [16] Berezantsev W.HG. (1965), “Design of Deep Foundations”, Proc. 6th ICSMFE, Montreal. Vol.II
- [17] Berezantsev W.HG. (1970), “Calculation of the Construction Basis”, Leningrad.
- [18] 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.
- [19] 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.
- [20] Gwizdala K. (1984) “Large bored piles in non cohesive soils” Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26+

- [21] 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.
- [22] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [23] 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..
- [24] Viggiani (1999), "Fondazioni" Hevelius Edizioni

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN0D00DI2RBVI0200001-B	REV.

3 BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il Ponte sull'”Illasi-Prognolo” ricade all'inizio del 2° lotto costruttivo, nel comune di Caldiero. Sarà costituito da n.2 Spalle e n.6 pile per una lunghezza complessiva di circa L= 213 m. Il torrente Illasi passa sotto l'opera tra la Spalla Ovest e la pila n.1, mentre il torrente Prognolo passa sotto l'opera tra l'ultima pila e la spalla Est. La quota del piano campagna decresce lungo lo sviluppo del Ponte passando da circa 29.7 m s.l.m., in corrispondenza della spalla Ovest a circa 28.0 m s.l.m. in corrispondenza della spalla Est.

4 INDAGINI DISPONIBILI

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

Le indagini considerate sono sia quelle disponibili dal precedente progetto preliminare (Campagna d'indagine 2002), sia quelle, più numerose, recentemente eseguite nell'ambito del presente progetto.

In particolare, le indagini qui esaminate sono le seguenti.

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBVI0200001-B	Pag 8 di 71

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)
11+470	SA203P010	2002	30.2	50.00	-
11+470	CPTU21	2014/2015	29.1	21.25	-
11+500	SP17+CH4+ SDA18 ⁽³⁾	2014/2015	29.8	50.00	TA (3m→20m)
11+700	SPAA19	2014/2015	28.1	50.00	TA (3m→15m) e (20m→40m)
11+720	CPTU24 e CPTU24bis	2014/2015	28.0	22.60	-
12+000	CPTU25	2014/2015	28.5	3.73	-
12+010	SPA20	2014/2015	28.7	20.00	TA (8m→20m)

⁽¹⁾ = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande
⁽²⁾ = Tra parentesi il tratto finestrato
⁽³⁾ = Terna di sondaggi attrezzati per prove Cross-Hole; il sondaggio SP17 è stato realizzato a carotaggio continuo mentre i sondaggi CH4 e SDA18 sono stati realizzati a distruzione di nucleo.

Il Doc.Rif.[8] riporta gli originali dei risultati delle indagini, nonché i risultati di dettaglio delle prove di laboratorio.

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

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA		
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO		
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO IN0D00DI2RBVI0200001-B	REV.	Pag 10 di 71

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AREA

Per una definizione delle caratteristiche geotecniche del sito, e, più in generale, dell'area del Lotto 2, si rimanda alla relazione di caratterizzazione geotecnica generale di cui al Doc.Rif.[2].

Di seguito si riporta la situazione stratigrafica generale dell'area del viadotto in oggetto:

La situazione stratigrafica si presenta piuttosto regolare, e può essere così descritta:

- Da p.c. e per profondità variabili fra 2 e 5 m sono presenti terreni di natura limosa, debolmente argillosa, talora con elevata componente organica. Le prove di laboratorio disponibili indicano infatti valori localmente alti dei limiti di Atterberg (LL 50÷70), e anche contenuti d'acqua fino al 30-40%).
- Al di sotto di tale livello superficiale, e per uno spessore generalmente variabile fra 5 e 10 m che si incrementa procedendo da Ovest verso Est, sono presenti ghiaie con sabbia, con valori di SPT medi compresi fra 30 e 60 colpi/30 cm, e talora a rifiuto.
- Al di sotto, e fino alle massime profondità indagate, sono invece presenti sabbie medie e fini, aventi densità relative estremamente variabili. Fino a circa 25 m da p.c. con densità relative medie comprese tra 55÷60% e valori di SPT tra 20 e 30 colpi/30 cm; mentre a profondità superiori di 25 m, le densità relative medie sono comprese tra 55÷65% e valori di SPT tra 45 e 50 colpi/30 cm. Gli strati sabbiosi sono talora inframmezzati da livelli argillosi, di spessori tipicamente di 1÷2 m, talora con intercalazioni sabbiose.

Per quanto concerne la quota di falda, le letture piezometriche eseguite nel periodo Novembre 2014 – Marzo 2015 mostrano una profondità della falda di circa 1.0÷2.0 m da p.c.. Le ulteriori letture dei piezometri consentiranno tuttavia di confermare tale assunzione preliminare. In ogni caso, le condizioni di falda considerate nel calcolo sono quelle prescritte dalla Relazione Idrogeologica, che

fissa la falda di progetto coincidente con il p.c. sia per le condizioni temporanee (opere provvisoriale) che per quelle di lungo termine.

Tabella 2: Lotto 2 – Letture piezometriche

Tratta AV/AC Verona Padova - 2° Lotto Costruttivo Km 10+645 - 10+100 - Campagna idrologica geopotenziale 2014										
Progressiva	Coppa	Sigla	Marcaggio piezometrico	12/11/2014	26/11/2014	12/12/2014	12/01/2015	06/02/2015	27/03/2015	
				m da p.c.	m da p.c.	m da p.c.	m da p.c.	m da p.c.	m da p.c.	
10-221	CVF-Bellè	SFA1E	50					-0,32	-1,32	
11-474,03	Fonte Masl	SCA19						-0,02	-0,02	
11-712,74 ¹	Fonte Masl	SFAA18	50		-1,14	-1,02	-1,38	-1,30	-1,30	RESID. SPERCA. 2
					-1,12	-1,13	-1,48	-1,42	-1,50	RESID. PROFONDO
12-021	Settole	SFA20	20	-1,80	-0,32	-1,87	-0,20	-0,11	-0,32	
12-082,23	Fonte sul canale	SFA20bis	30		-0,28	-0,22	-0,50	-0,42	-0,32	
12-027	CVF-Bellè ¹	SFA21	20	-1,20	-0,50	-0,30	-0,61	-0,66	-0,48	
14-032	CV-Bucola-Bellè ¹	SFA22	20		-1,32	-1,12	-1,22	-1,44	-1,28	
16-182	Settole	SFA24	20					-1,32	-1,28	
17-027	Settole	SFA22	20			-0,30	-0,02	-0,09	-0,42	
17-050	Settole	SFA2C	20							
17-082	Settole	SFA27	20		-0,02	-0,02	-0,02	-0,12	-0,02	

La stratigrafia di calcolo considerata per il dimensionamento dei pali di fondazione è riportata al Capitolo 6, unitamente ai criteri di calcolo e alla definizione della metodologia di dimensionamento delle palificate stesse. Si fa presente che la stratigrafia di calcolo fa riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici assunti, considerando inoltre una successione stratigrafica ragionevolmente cautelativa, ed in particolare enfatizzando la presenza di terreni argillosi a quote intermedie .

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. [9]). 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. [9]) per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [9]})$$

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. [9]).

6.2.1.1 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE

In accordo a quanto definito nel Par. 6.4.3.1 delle NTC2008 (Doc. Rif. [9]), 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. [9]) e per comodità riportati rispettivamente nella Tabella 3 e Tabella 4 del presente documento.

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2008, Doc.Rif.[9], deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla Tabella 3.

Le raccomandazioni per la progettazione delle fondazioni profonde riportate nel presente documento sono basate sull'Approccio 1 (DA1) delle NTC 2008 (Doc. Rif. [9], vedi anche Doc. Rif.[10]).

Per le verifiche di stabilità geotecnica (GEO) si fa riferimento alla Combinazione 2 (DA1-C2). Per la determinazione delle azioni agenti sugli elementi strutturali da usare per le verifiche strutturali si fa riferimento alla Combinazione 1 (DA1-C1).

Tabella 3: Tab. 6.2.I, NTC 2008 (Doc.Rif.[9])

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

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

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

Tabella 4: Tab. 6.4.II, NTC 2008 (Doc.Rif.[9])

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

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

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

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

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

6.3 TIPI DI PALO

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

In questa relazione, è stata determinata la capacità portante del singolo palo avente diametro $D = 1500$ mm.

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

6.4 STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA

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

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

	Da	a	γ	ϕ'_k	c'_k	C_{Uk}	δ	$q_{b,ult}^{(1)}$	k_H
	(m p.c.)	(m p.c.)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	kN/m ³
Limo argilloso	0.0	4.0	18.5	-	-	60÷70	-	$9 \cdot C_{Uk}$	-
Ghiaia sabbiosa	4.0	12.0	18.5	38	0	-	38	2500	15000
Limo argilloso	12.0	17.0	18.5	-	-	110	-	$9 \cdot C_{Uk}$	-
Sabbia	17.0	25.0	18.5	34	0	-	34	2500	12000
Sabbia	25.0	in poi	18.5	34	0	-	34	3500	12000

con:

γ = peso di volume naturale

ϕ'_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito

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

C_{Uk} = valore caratteristico della coesione non drenata

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

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

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

Nelle analisi l'altezza di falda è stata considerata a piano campagna.

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

In conformità con la normativa NTC2008 (Doc. Rif.[9]), 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.[9] (Tabella 4 del presente documento).

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

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

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

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

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

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

I valori caratteristici a compressione del palo $R_{c,k}$ e a trazione $R_{t,k}$, sono ottenuti applicando i fattori di correlazioni ξ_3 e ξ_4 (si veda Tab. 6.4.IV del Doc. Rif.[9], Tabella 6 nel presente documento) alla resistenza a compressione $R_{c,cal}$ e a trazione $R_{t,cal}$ calcolati partendo dai risultati delle indagini geotecniche. In particolare:

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

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

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

Per l'opera in questione si è scelto di considerare, come riportato al Capitolo 5, una stratigrafia di calcolo che fa riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici, considerando 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 6: Tab. 6.4.IV, NTC 2008 (Doc.Rif.[9])

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

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

dove:

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

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

Terreni sabbiosi

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

dove:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Terreni coesivi

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

Terreni sabbiosi

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

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

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

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

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

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 5.

Nei terreni stratificati, come quelli dell'area in oggetto, costituiti da alternanze di strati coesivi e di sabbie o ghiaie, la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi è stata abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura 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 7, 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).

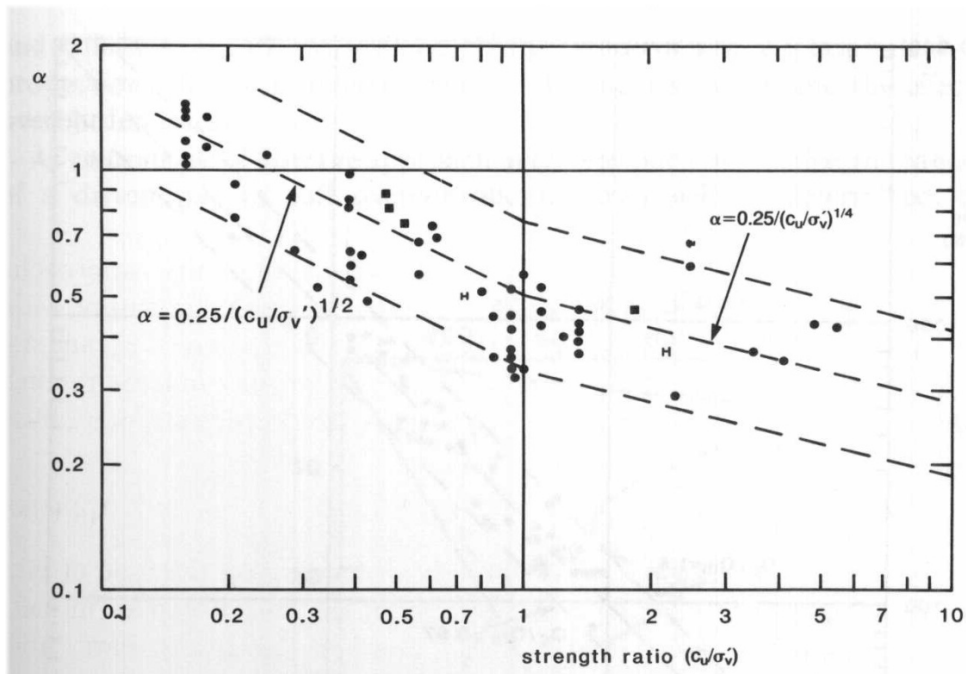
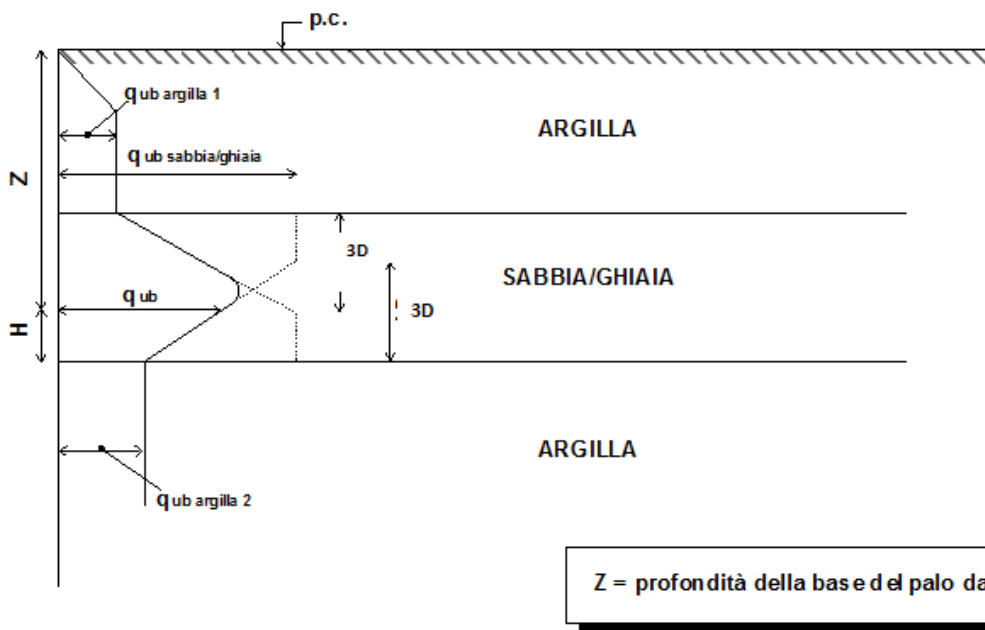


Figura 2 – Valore di α in funzione del rapporto c_u/σ'_v (da Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985))



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

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

Tabella 7: Resistenza di progetto palo singolo Approccio 1 , Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M1+R2) –Diametro palo D=1500 mm

L palo (m)	Approccio 1 Combinazione 1 STRU (A1+M1+R1)		Approccio 1 Combinazione 2 GEO (A2+M1+R2)	
	R _d , compressione (kN)	R _d , trazione (kN)	R _d , compressione (kN)	R _d , trazione (kN)
20	5857	3525	3724	2402
21	6127	3810	3910	2590
22	6410	4105	4104	2785
23	6705	4412	4306	2986
24	7012	4729	4516	3195
25	7332	5058	4735	3410
26	7664	5397	4963	3632
27	8007	5748	5199	3861
28	8617	6109	5592	4097
29	9238	6482	5994	4339
30	9872	6865	6404	4589
31	10518	7260	6822	4845
32	11050	7665	7175	5109
33	11467	8081	7461	5379
34	11896	8509	7756	5656
35	12335	8945	8057	5938
36	12775	9381	8360	6221
37	13215	9818	8662	6504
38	13655	10255	8964	6787
39	14095	10692	9266	7070
40	14535	11129	9568	7353

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
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
41	14975	11566	9870	7636
42	15415	12003	10172	7919
43	15855	12440	10475	8202
44	16295	12877	10777	8485
45	16735	13314	11079	8769
46	17175	13751	11381	9052
47	17614	14188	11683	9335
48	18054	14625	11985	9618
49	18494	15062	12287	9901
50	18934	15499	12589	10184

Dove:
 R_{d, compressione} = Resistenza di progetto in compressione
 R_{d, trazione} = Resistenza di progetto a trazione

Ponte sull' "Illasi-Prognolo"
Resistenza di progetto (R_d) del palo singolo
PALO TRIVELLATO
Approccio 1 - Combinazione 1 - STRU (A1+M1+R1)

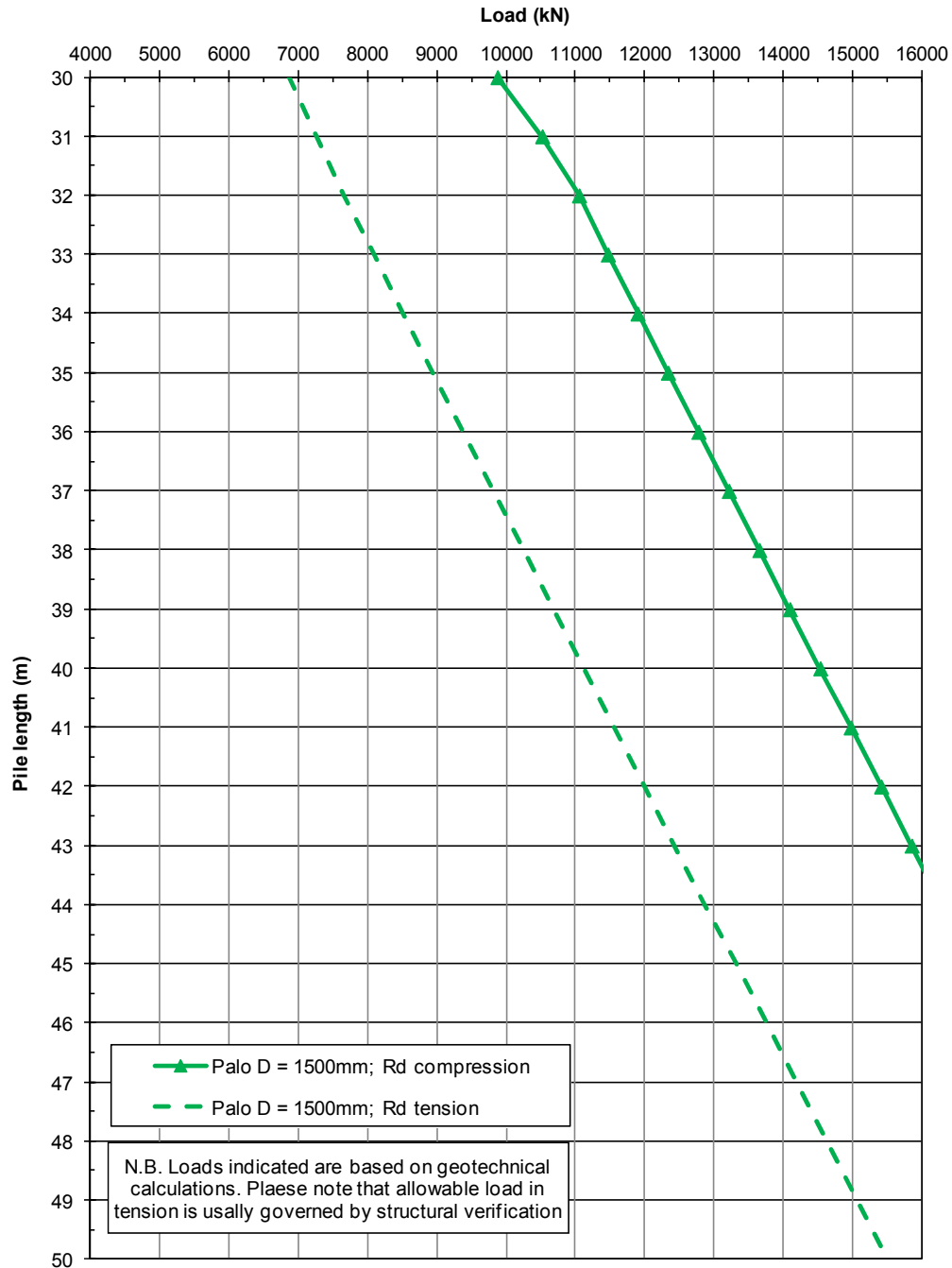


Figura 4: DA1-C1: Resistenza di progetto -

Ponte sull'"Illasi-Prognolo"
Resistenza di progetto (R_d) del palo singolo
PALO TRIVELLATO
Approccio 1 - Combinazione 2 - GEO (A2+M1+R2)

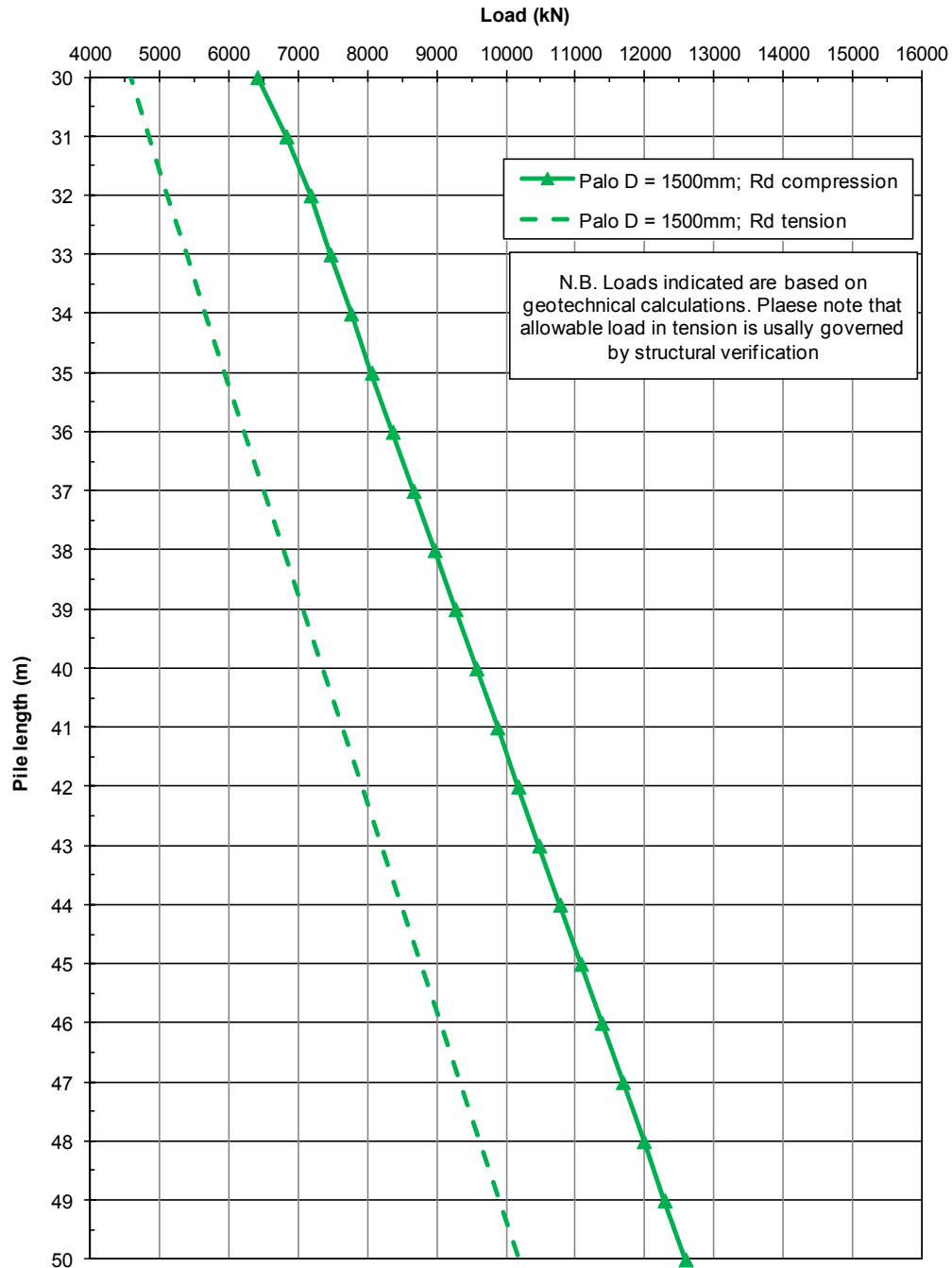


Figura 5: DA1-C2: Resistenza di progetto

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 5.

La rigidezza 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;.

In Figura 6 e Figura 7 e 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 8.

In Tabella 9 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 può essere 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 9)

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 9)

$F_{0,k}$ = 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 8.

Tabella 8: D = 1500 mm – Momento flettente e del taglio normalizzati – Testa
palo incastrata

Z (m)	M/M ₀ (-)	F/F ₀ (-)	$\alpha = -M_0/F_0$ (m)
0.0	1.000	1.000	2.467
1.1	0.577	0.879	
2.2	0.235	0.660	
3.3	-0.008	0.438	
4.4	-0.157	0.242	
5.5	-0.227	0.088	
6.6	-0.240	-0.018	
7.7	-0.217	-0.076	
8.8	-0.178	-0.092	
10.5	-0.114	-0.084	
12.3	-0.059	-0.070	
14.0	-0.015	-0.056	
15.8	0.015	-0.022	
17.5	0.020	0.002	
20.4	0.010	0.010	
23.3	0.001	0.004	
26.3	-0.001	0.000	
30.6	0.000	0.000	
35.0	0.000	0.000	

Tabella 9: 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	0.6012	0.6133	0.6133	1.0810	4.348
1.1	0.75	0.23	-0.23	0.97					
2.2	0.38	0.37	-0.50	0.88					
3.3	0.07	0.42	-0.66	0.73					
4.4	-0.15	0.41	-0.70	0.56					
5.5	-0.28	0.35	-0.64	0.39					
6.6	-0.31	0.27	-0.52	0.24					
7.7	-0.28	0.20	-0.37	0.13					
8.8	-0.20	0.13	-0.19	0.06					
10.5	-0.13	0.07	-0.09	0.01					
12.3	-0.10	0.02	-0.05	-0.02					
14.0	-0.07	-0.01	-0.02	-0.03					
15.8	-0.01	-0.03	0.01	-0.03					
17.5	0.02	-0.02	0.03	-0.02					
20.4	0.02	-0.01	0.02	-0.01					
23.3	0.01	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					

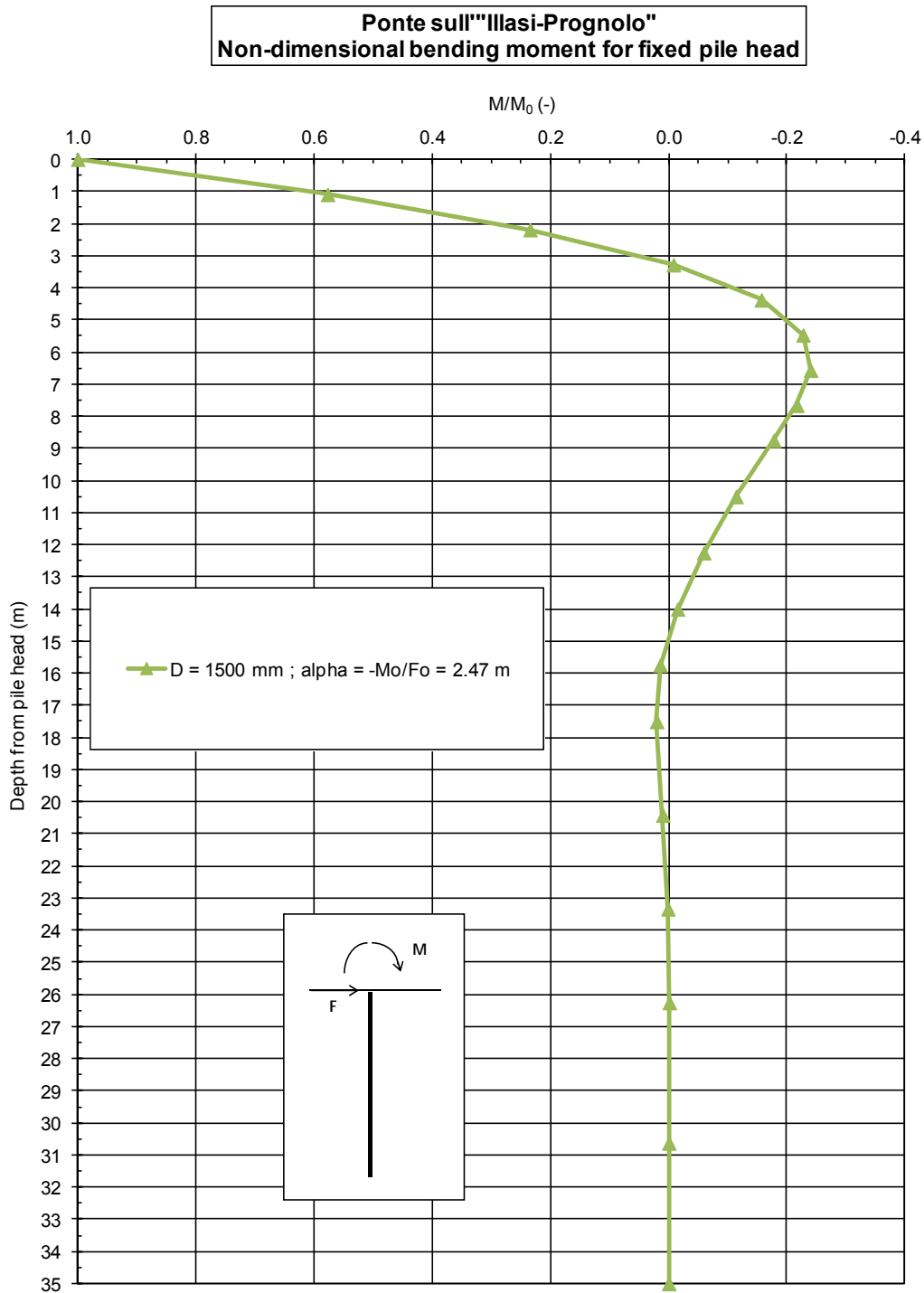


Figura 6: Andamento del momento flettente normalizzato

**Ponte sull'"Illasi-Prognolo"
Non-dimensional shear force for fixed pile head**

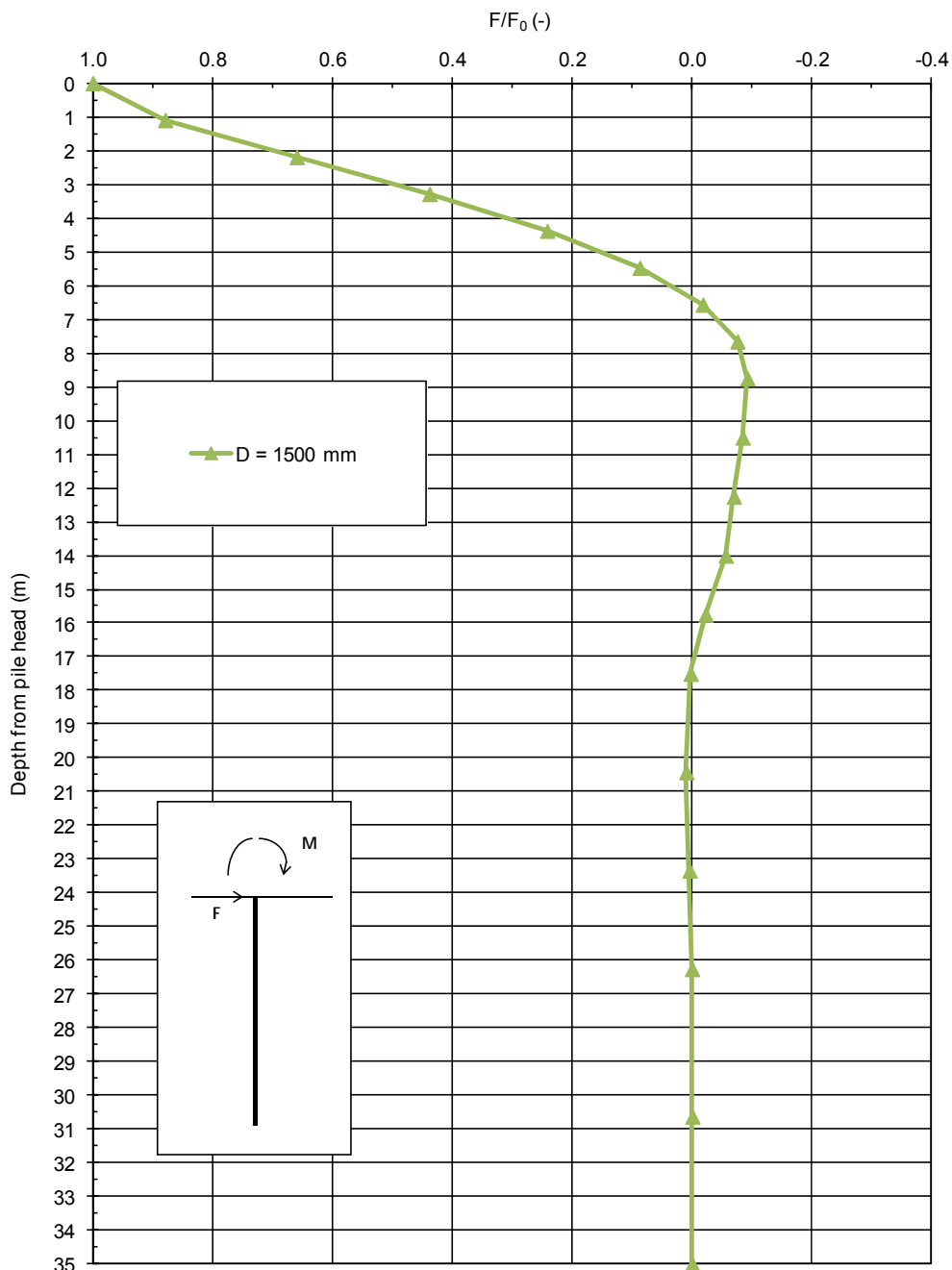


Figura 7: Andamento del taglio normalizzato

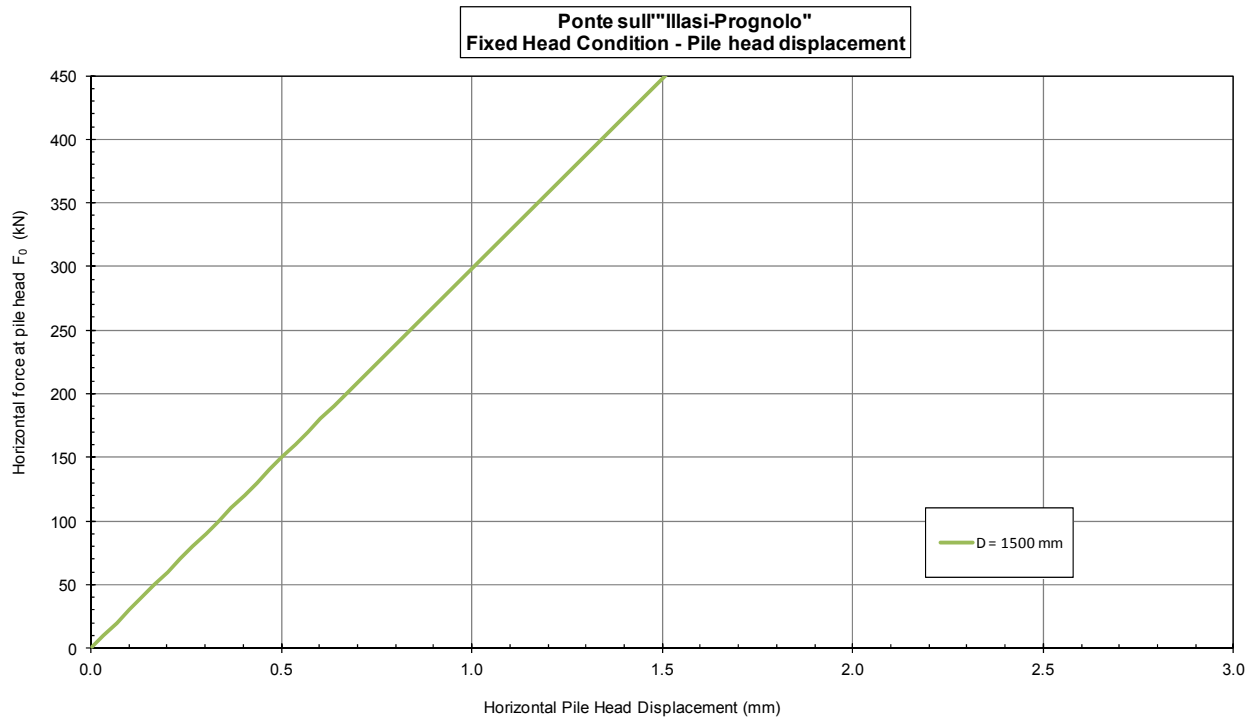


Figura 8: Curva carico – spostamento orizzontale

7 OPERE PROVVISORIALI

7.1 INTRODUZIONE

Nei capitoli seguenti si illustrano le verifiche eseguite per il dimensionamento di opere provvisorie necessarie agli scavi di alcune pile e spalle.

Per le pile 2-5, i dati a disposizione indicano che si tratta di scavi dell'ordine dei 3-÷3.5 m dal p.c. esistente.

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 si trova oscillante tra 1 e 2 m 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 5×10^{-4} m/s

In tali circostanze, gli scavi fino alle profondità predette sono più agevolmente fattibili con l'ausilio di palancole che hanno il pregio di limitare il volume di scavo e ridurre le quantità di acqua da emungere. Se la presenza di ghiaie con ciottoli, aventi diametri anche fino a 10-15 cm, dovessero rendere in alcuni casi problematica l'infissione delle palancole, per tali altezze di scavo (sotto i 4 m) sarà sempre possibile procedere in alternativa con scavi a cielo aperto riprofilando le scarpate secondo pendenza stabili. Ovviamente le palancole non sono state considerate per profondità di scavo maggiori in quanto ritenuta una soluzione non sicuramente fattibile, proprio per la presenza delle ghiaie.

Pertanto per gli scavi delle spalle e della pila 1 e 6 si prevede la realizzazione di paratie di pali accostati e colonne in jet-grouting di diametro 400 mm da eseguirsi tra i pali e su tutta la loro altezza con funzione di barriera all'acqua.

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.[9]) per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif.[9]})$$

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.[9]).

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.[9]), 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.[9] (riportate in Tabella 3 e Tabella 10 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.[10], 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.[9], la verifiche in condizioni sismiche di opere provvisorie possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

Tabella 10:Tab. 6.2.II, NTC 2008 (Doc.Rif.[9])

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
		γ_M		
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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.[9]).

Nel seguito si illustrano le verifiche delle sezioni tipologiche ritenute rappresentative delle condizioni più critiche.

7.3 VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI – SPALLE E PILE 1 E 6

La geometria delle Spalle e pile interessate dagli scavi è riportata nelle seguenti figure.

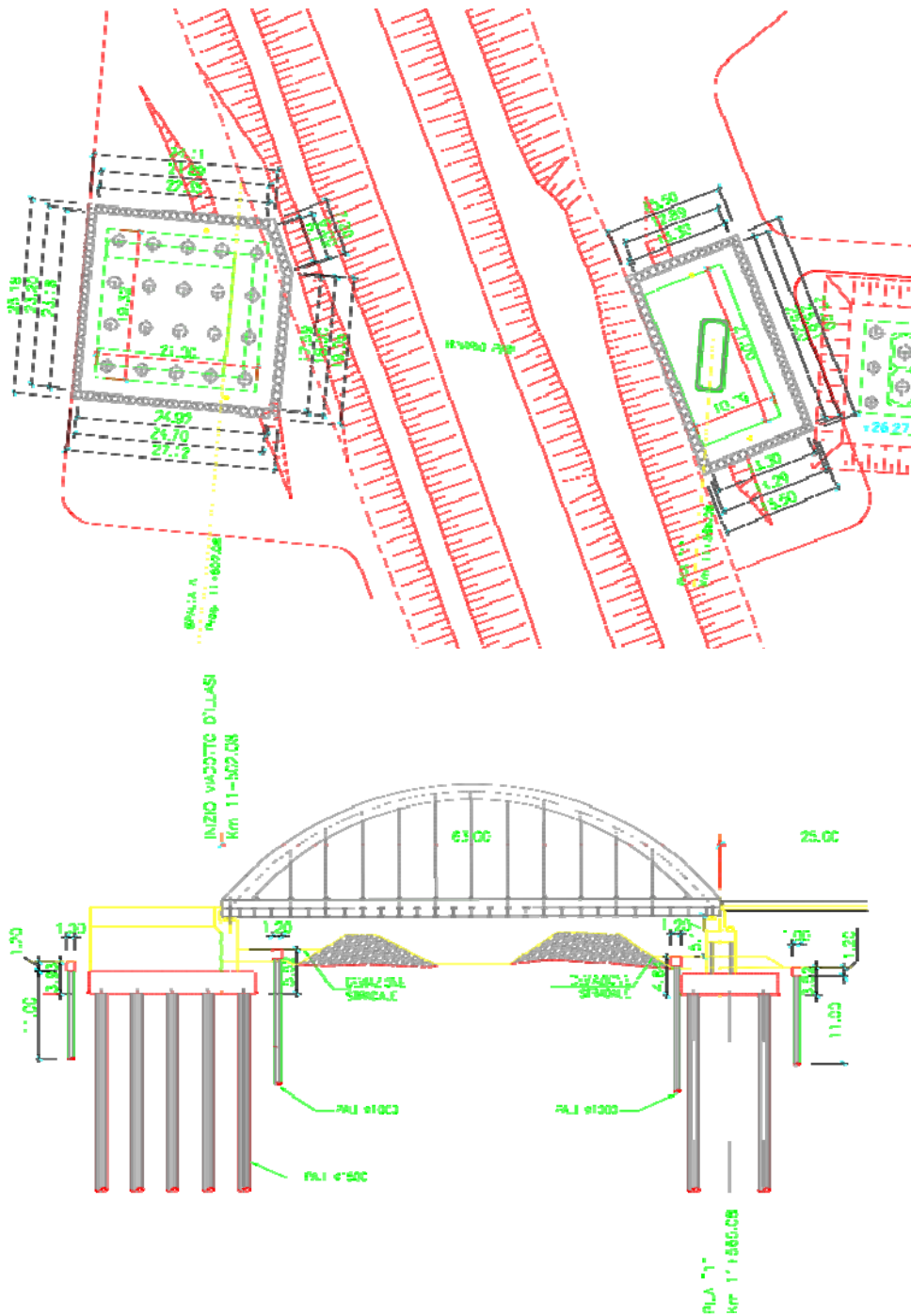


Figura 9: Geometria scavo Spalla Ovest e Pila n.1

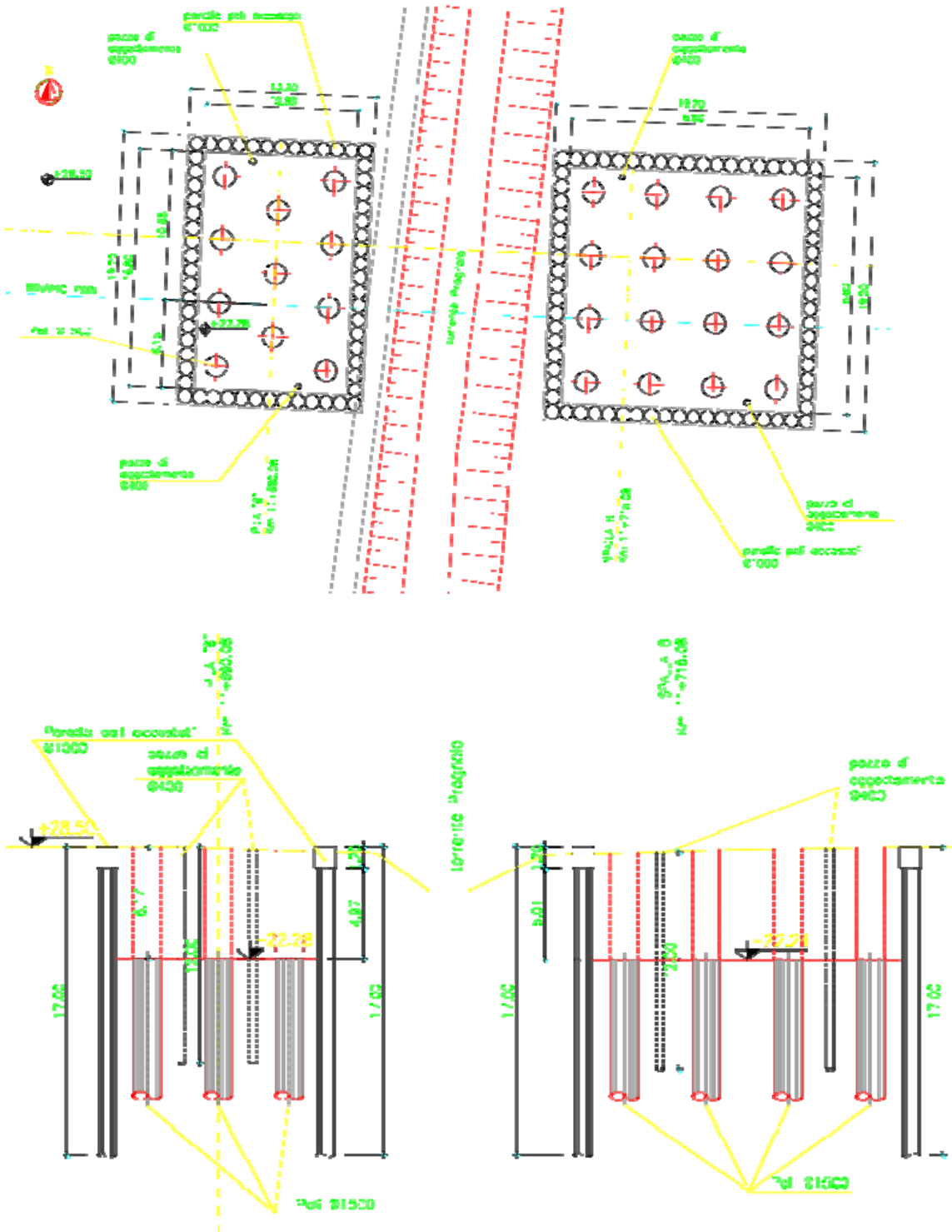


Figura 10: Geometria scavo Pila n.6 e Spalla Est

Come si evince dalle figure, gli scavi raggiungono profondità variabili tra 4.0 e 6.0 metri circa.

Sono state analizzate due geometrie di scavo rispettivamente pari a 4m e 6m con le seguenti caratteristiche:

Caso A, rappresentativo della situazione stratigrafica e degli scavi da eseguire nella zona della Spalla Ovest-Pila 1 (figura 9, scavo \leq 4 m):

- Quota pc = 28.5 m slm;
- Quota fondo scavo 24.5 m slm;
- Quota falda 27.5 slm .

La stratigrafia è la seguente (in quote):

- dalla +28.5 alla +24.5: (4 m): limi argillosi teneri;
- dalla +24.5 alla +17.5: (7 m): ghiaie
- dalla + 17.5 in poi sabbie limose e limi argillosi più consistenti
-

Caso B rappresentativo della situazione stratigrafica e degli scavi da eseguire nella zona della Spalla Est e Pila 6 (figura 10 e scavo \geq 4 m e fino a 6 m):

- Quota pc = 28.5 m slm;
- Quota fondo scavo 22.5 m slm;
- Quota falda 27.5 slm .

La stratigrafia è la seguente (in quote):

- dalla +28.5 alla +24.5: (4 m): limi argillosi teneri;
- dalla +24.5 alla +13.5: (11 m): ghiaie
- dalla + 13.5 in poi limi argillosi più consistenti

Per soddisfare le verifiche con coefficienti di sicurezza adeguati nei confronti della stabilità, le opere di sostegno dovranno essere le seguenti:

- Caso A: scavo \leq 4m. L'opera di sostegno è costituita da un paratia di pali accostati di diametro D=800 mm e lunghezza L=11 m.

- Caso B: scavo ≤ 6 m. L'opera di sostegno è costituita da un paratia di pali accostati di diametro $D=1000$ mm e lunghezza $L=17$ m.

L'opera di sostegno dovrà per il caso con scavo di 6 m, immorsarsi nello strato fine di almeno 2 m per ridurre le problematiche di aggotamento della falda.

Le verifiche sono state effettuate con in codice di PARATIE. Nelle seguenti figure si riportano gli schemi della geometria di scavo analizzata.

Per quanto concerne l'aggotamento della falda, si procederà come segue:

caso A (Spalla Ovest) (scavo ≤ 4 m circa).

Aggotamento tramite allineamenti di well points all'interno dello scavo, da collocarsi lungo il perimetro di esso, con aste poste ad interasse di 0.5 -1.0 m, lunghe 6. Prevedibilmente, le aste dovranno essere abbassate almeno una volta nel corso dello scavo. Si inizierà quindi con i well points ubicati a p.c., proseguendo lo scavo fino ad un paio di metri sotto il livello della falda, e successivamente abbassando ulteriormente a fondo scavo i well point nella fase finale

caso B (Spalla Est) (scavo ≥ 4 m circa e fino a 6 m).

Aggotamento tramite realizzazione di un pozzo, diametro 400 mm, con pompa sommersa. Il pozzo dovrà essere realizzato a p.c., e quindi tagliato fino al raggiungimento del fondo scavo. La profondità del pozzo sarà di almeno 12 m.

Le quantità di acqua da estrarre per ottenere l'abbassamento della falda voluto (5 m), dipenderanno dai valori reali delle permeabilità dei materiali, e dalla continuità dello strato di limi ove è immorsata la paratia di pali. Nel caso il pozzo non fosse sufficiente, si può ipotizzare di aumentare l'efficacia del sistema di dewatering mediante l'installazione di wellpoints, con modalità simili alle precedenti.

Si evidenzia che per la spalla A e la pila 1 sui lati in cui le altezze di scavo consentirebbero anche l'adozione di una paratia costituita da palancole (altezza di scavo prossima ai 4 m) come per le pile da 2 a 5 si è ritenuto opportuno

prevedere comunque i pali in virtù della loro sicura fattibilità a fronte delle criticità legate all'aggottamento della falda (maggiore vicinanza al torrente) che potrebbero derivare dalla eventuale necessità di rinunciare alle palancole per procedere con scavi a cielo aperto e scarpate riprofilate con pendenze stabili.

Nel seguito si riassumono i principali risultati ottenuti, mentre in allegato B si riportano i relativi tabulati di calcolo con tutti esplicitati e dati di input ed output delle verifiche condotte.

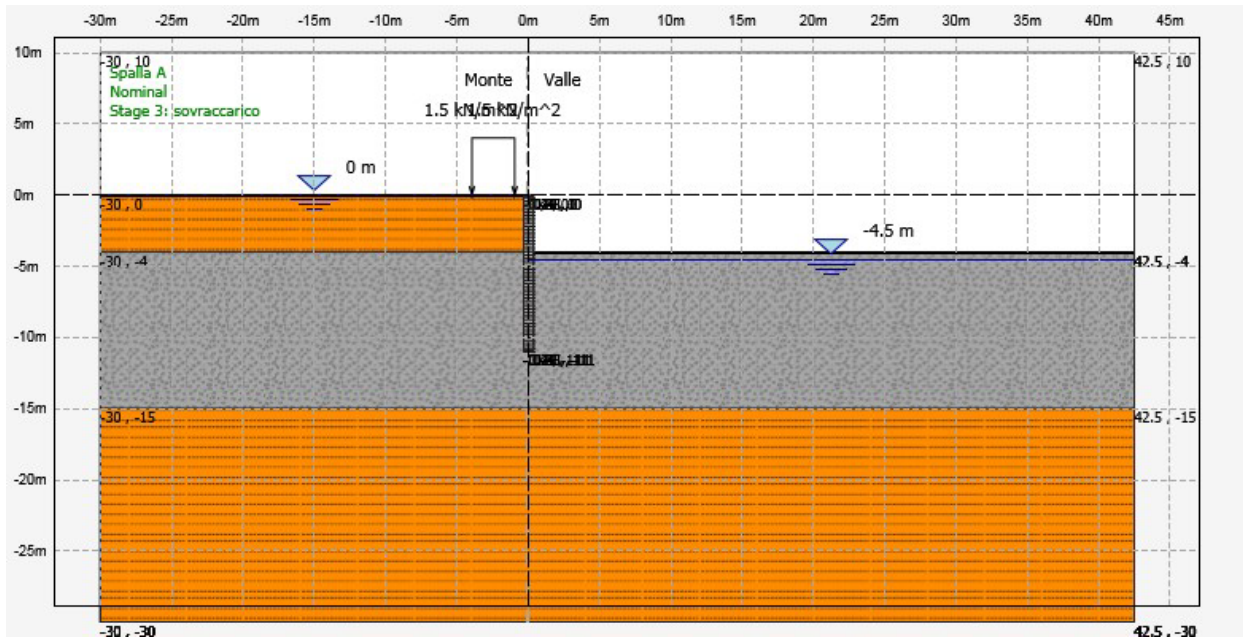


Figura 11: Schema scavo di 4 m. I diversi colori rappresentano i diversi strati analizzati.

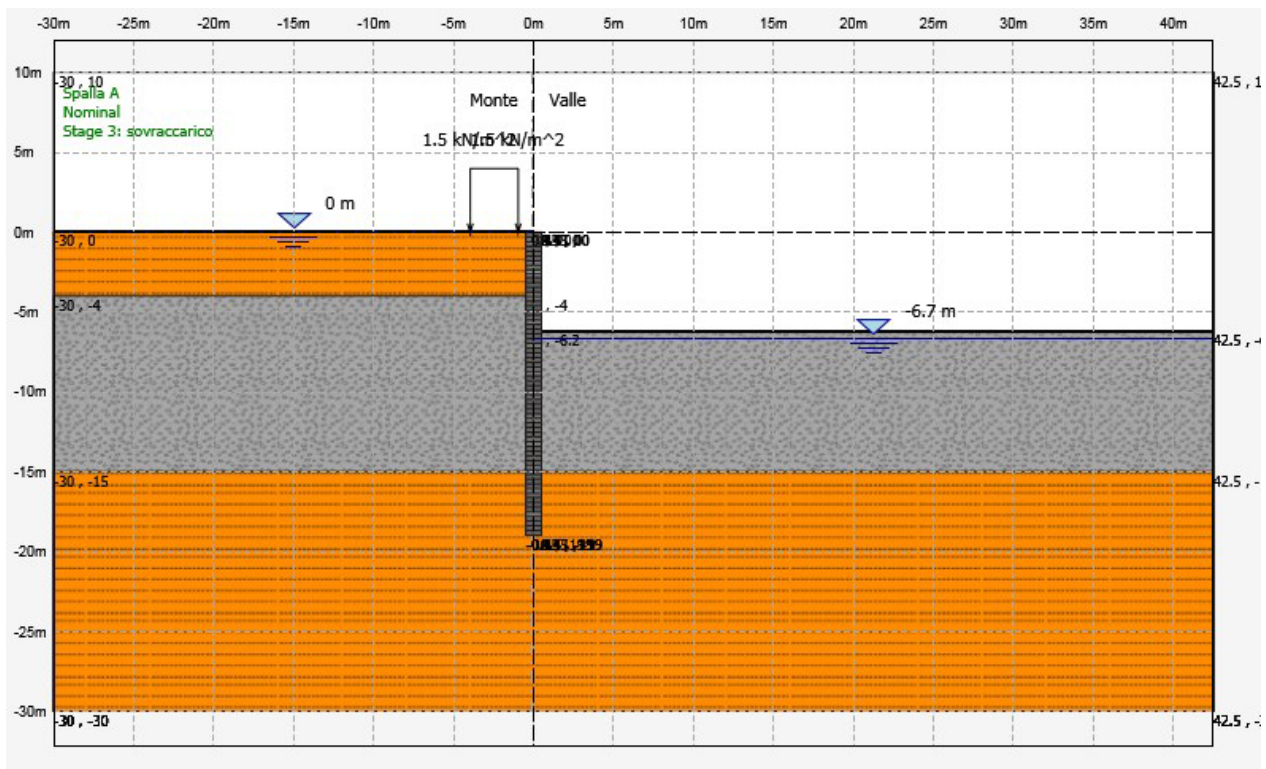


Figura 12: Schema di calcolo scavo di 6 m

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.

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

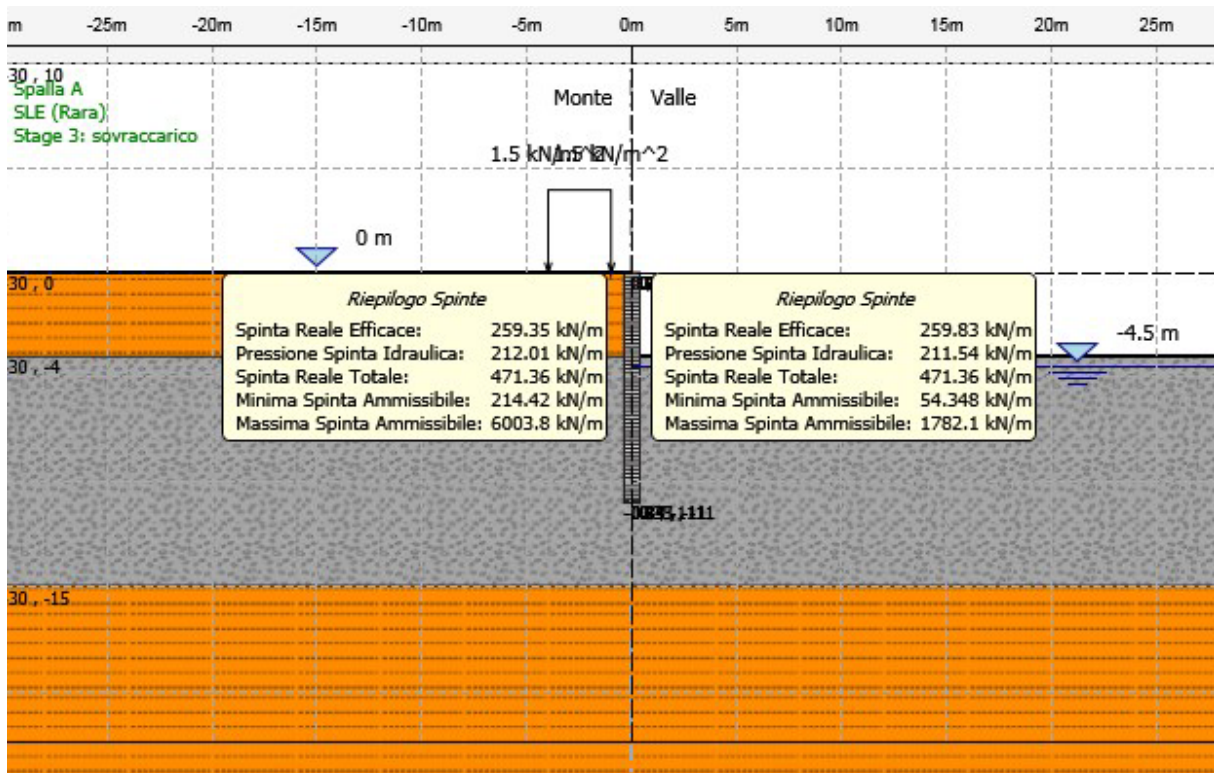


Figura 13: Caso con scavo a -4 m

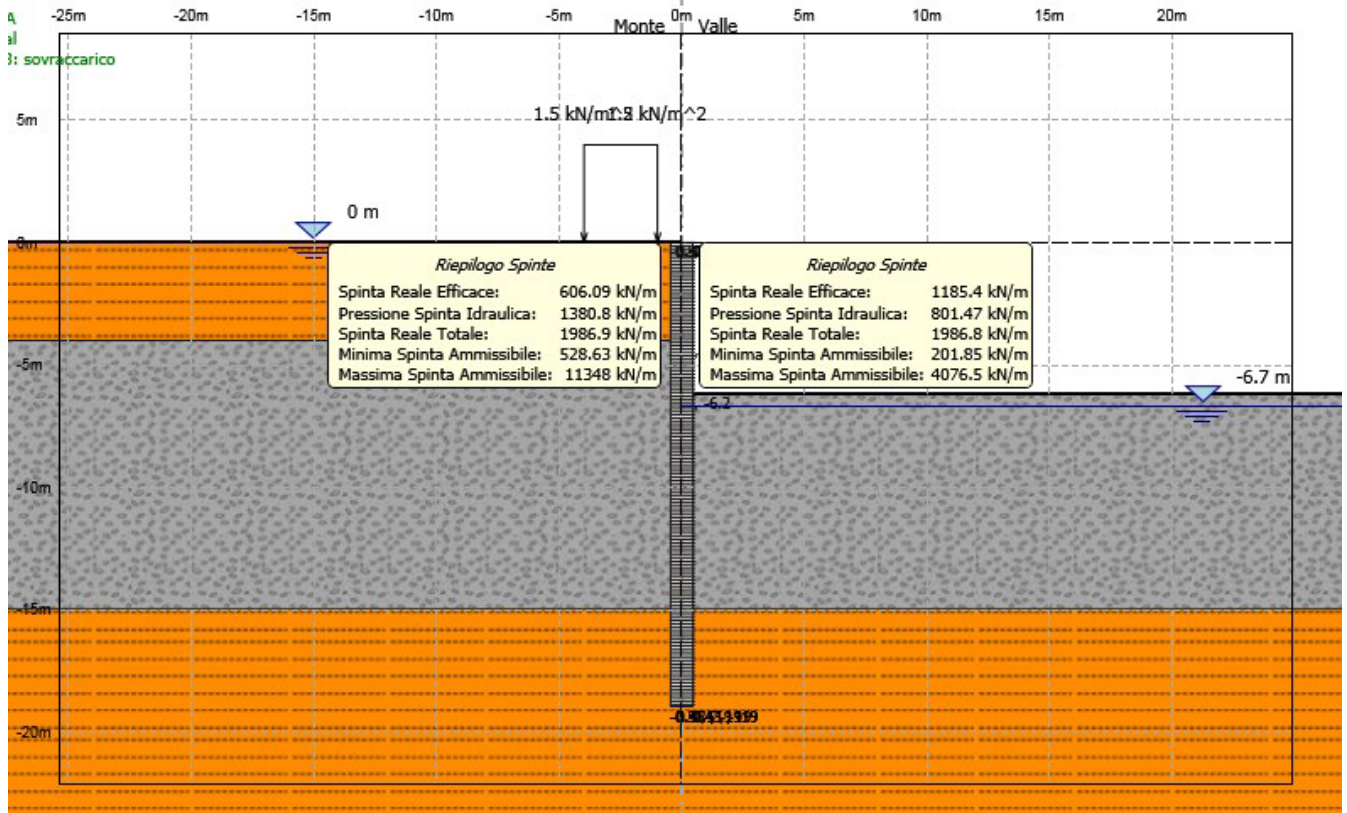


Figura 14: Caso con scavo a -6 m

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 (rapporto nell'intorno di 1 a 2).

7.3.1.2 DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI DI DESIGN SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI (A1+M1+R1)

Per quanto concerne le verifiche strutturali, in accordo all'Approccio 1-Combinazione 1, 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 lungo i pali rispettivamente per il caso con lo scavo di 4 e 6 m.

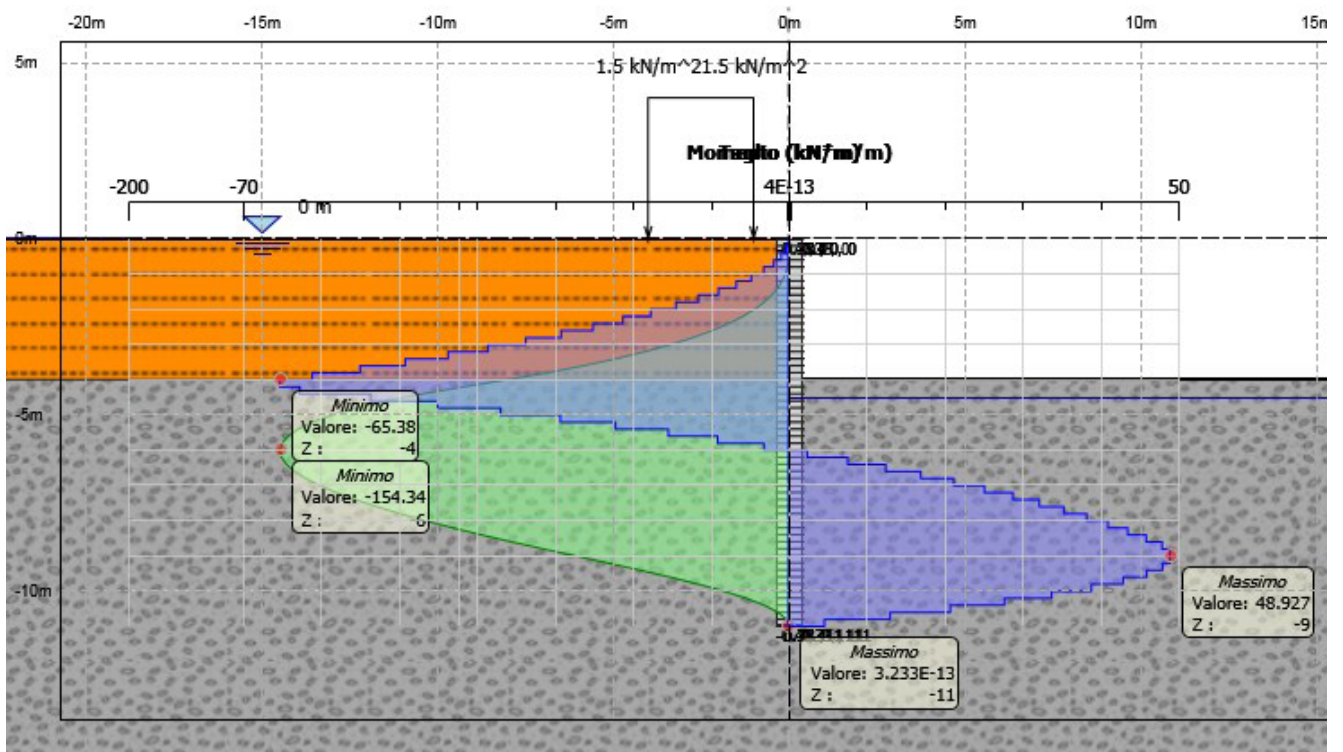


Figura 15: Sollecitazioni di design sugli elementi strutturali per lo scavo di 4m –
Verifica SLU (A1+M1+R1) – kN*m/ml e kN/ml

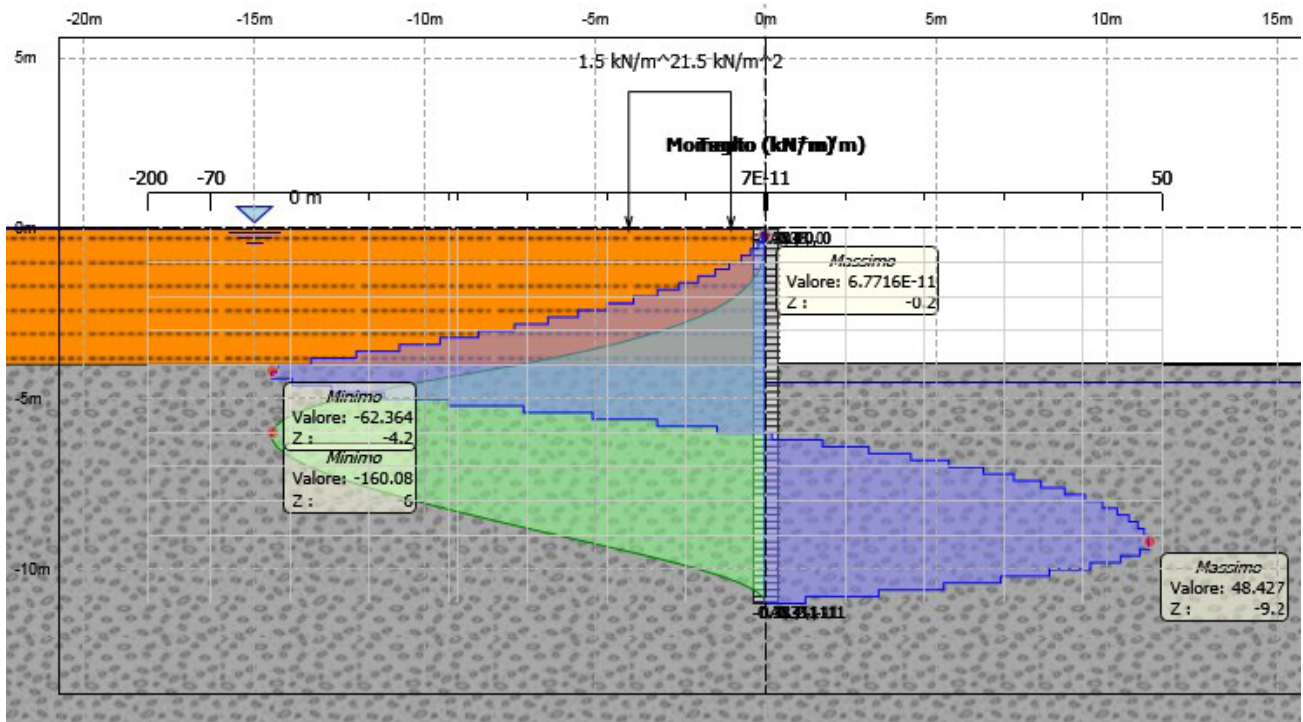


Figura 16: Sollecitazioni di design sugli elementi strutturali per lo scavo di 4m –
Verifica SLU (A2+M2+R1) – $\text{kN}^*\text{m/ml}$ e kN/ml

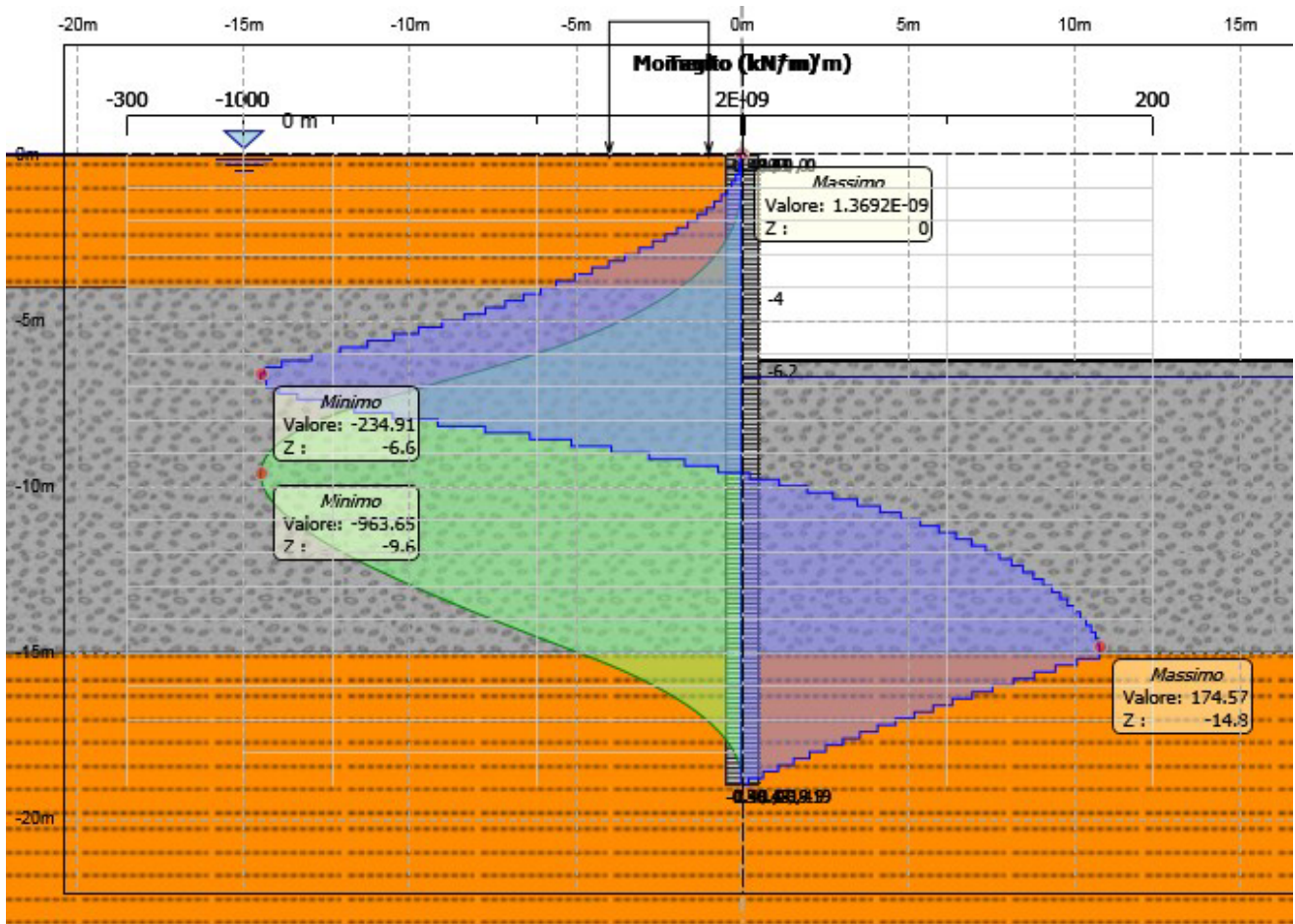


Figura 17: Sollecitazioni di design sugli elementi strutturali per lo scavo di 6m –
Verifica SLU (A1+M1+R1) – kN*m/ml e kN/ml

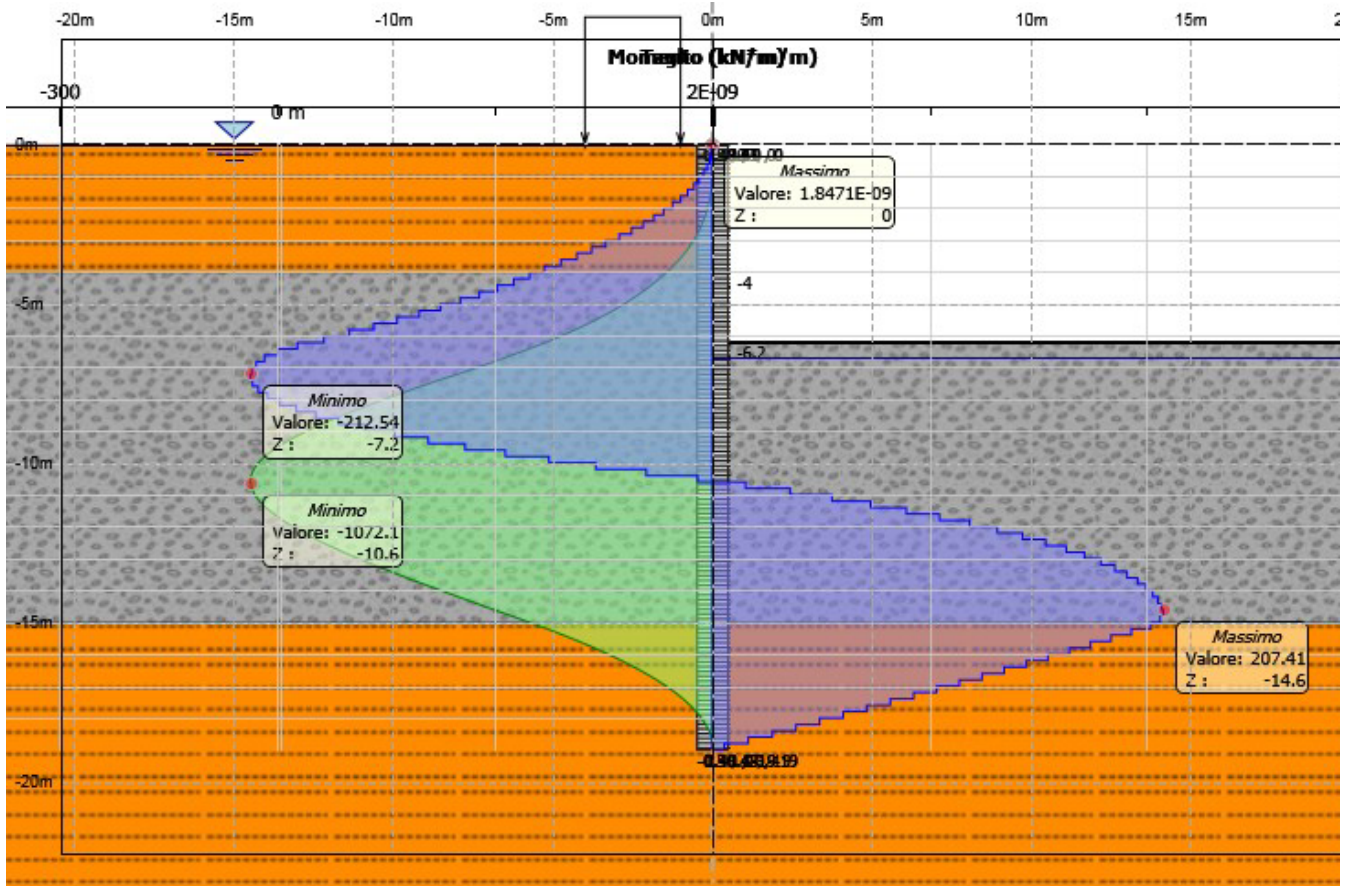


Figura 18: Sollecitazioni di design sugli elementi strutturali per lo scavo di 6m –
Verifica SLU (A2+M2+R1) – kN*m/ml e kN/ml

7.3.2 VERIFICHE STRUTTURALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Si adottano per i pali le seguenti armature:

Paratia con scavo fino a 4 m (pali d=800mm):

10 ϕ 20 e spirale ϕ 10 passo 20 cm

Paratia con scavo fino a 6 m (pali d=1000mm):

22 ϕ 26 e spirale ϕ 10 passo 15 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.

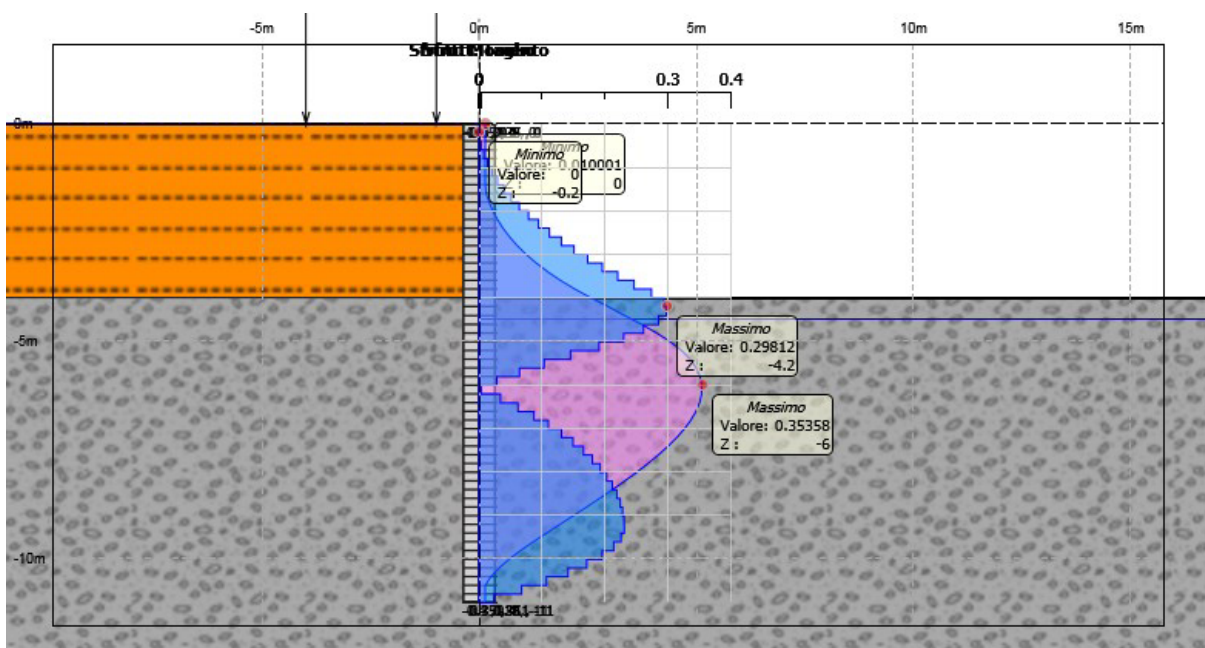


Figura 19: Scavo a 4m – coefficiente di sfruttamento sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A1+M1+R1)

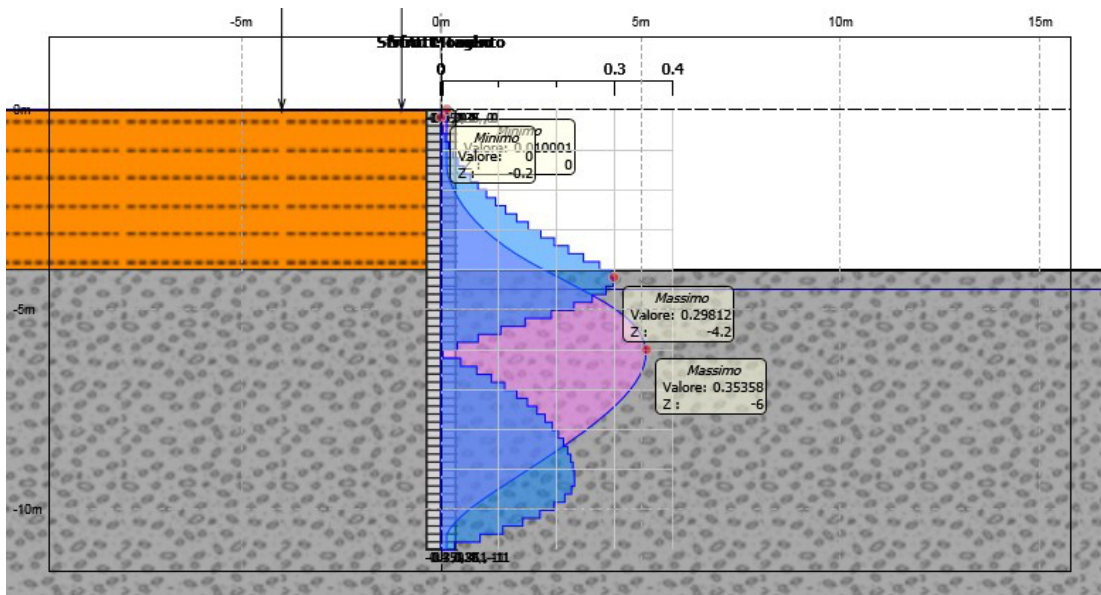


Figura 20: Scavo a 4m – coefficiente di sfruttamento sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A2+M2+R1)

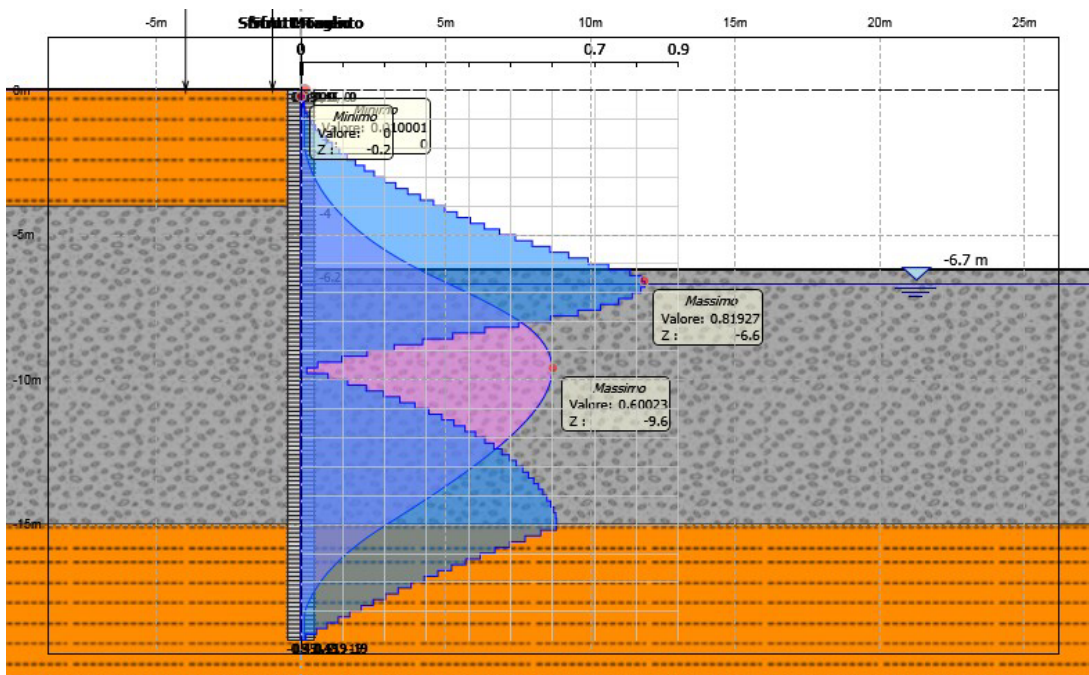


Figura 21: Scavo a 6m – coefficiente di sfruttamento sugli elementi strutturali – Verifica SLU (A1+M1+R1)

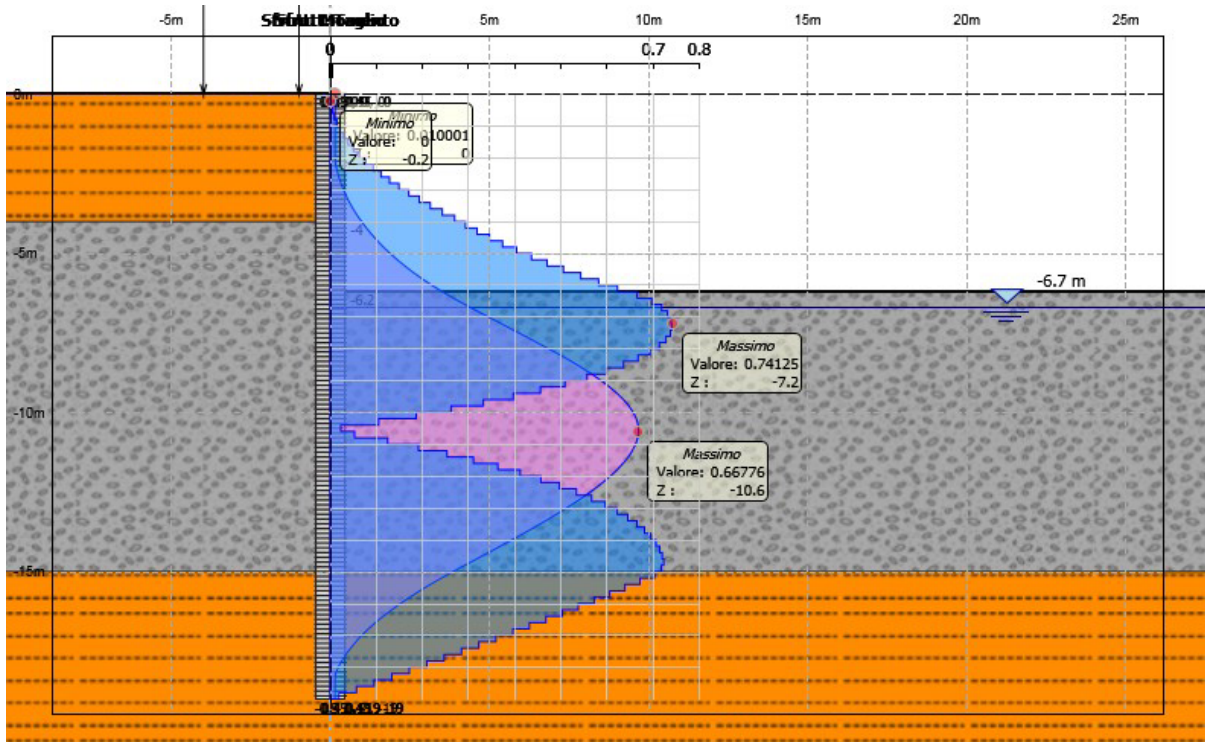


Figura 22: Scavo a 6m – coefficiente di sfruttamento sugli elementi strutturali –
Verifica SLU (A2+M2+R1)

7.3.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO SLE

Nelle seguenti figure si riportano gli spostamenti orizzontali lungo le opere di sostegno rispettivamente per il caso con lo scavo di 4 e 6 m.

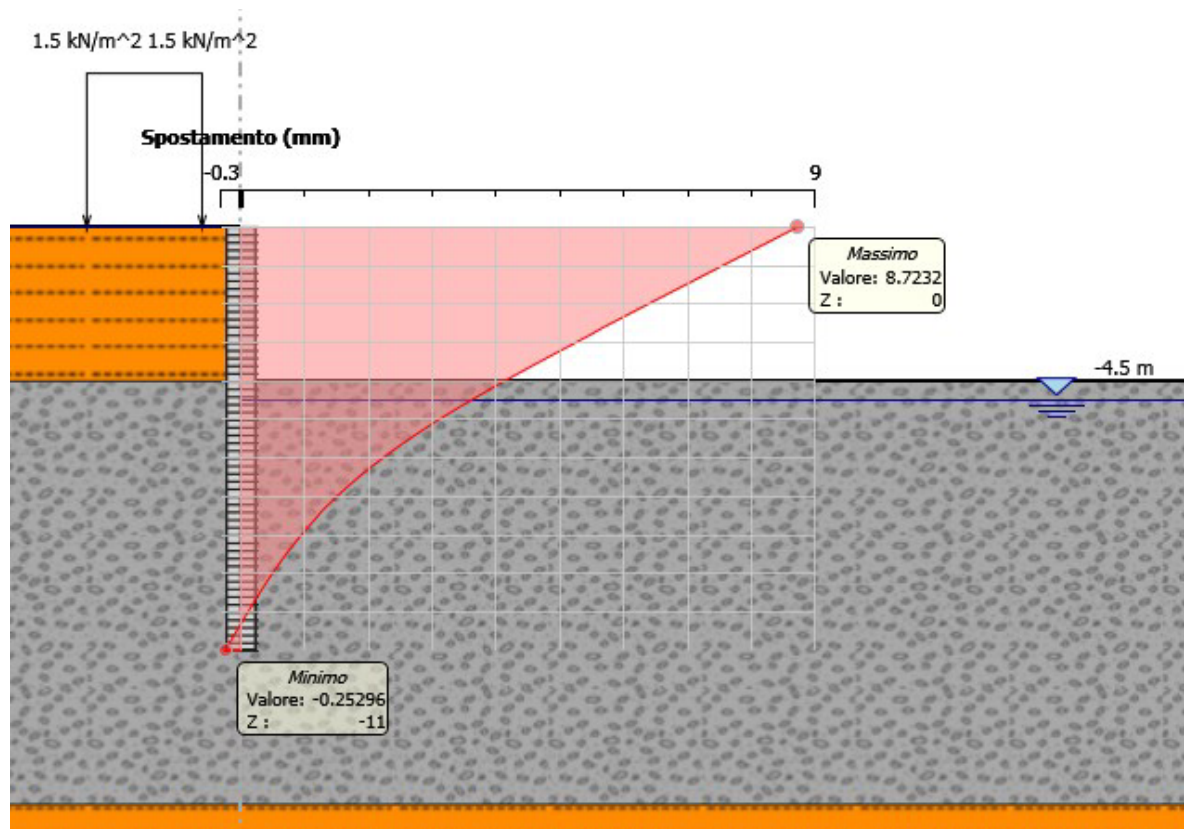


Figura 23: Spostamenti orizzontali lungo i pali per lo scavo di 4m

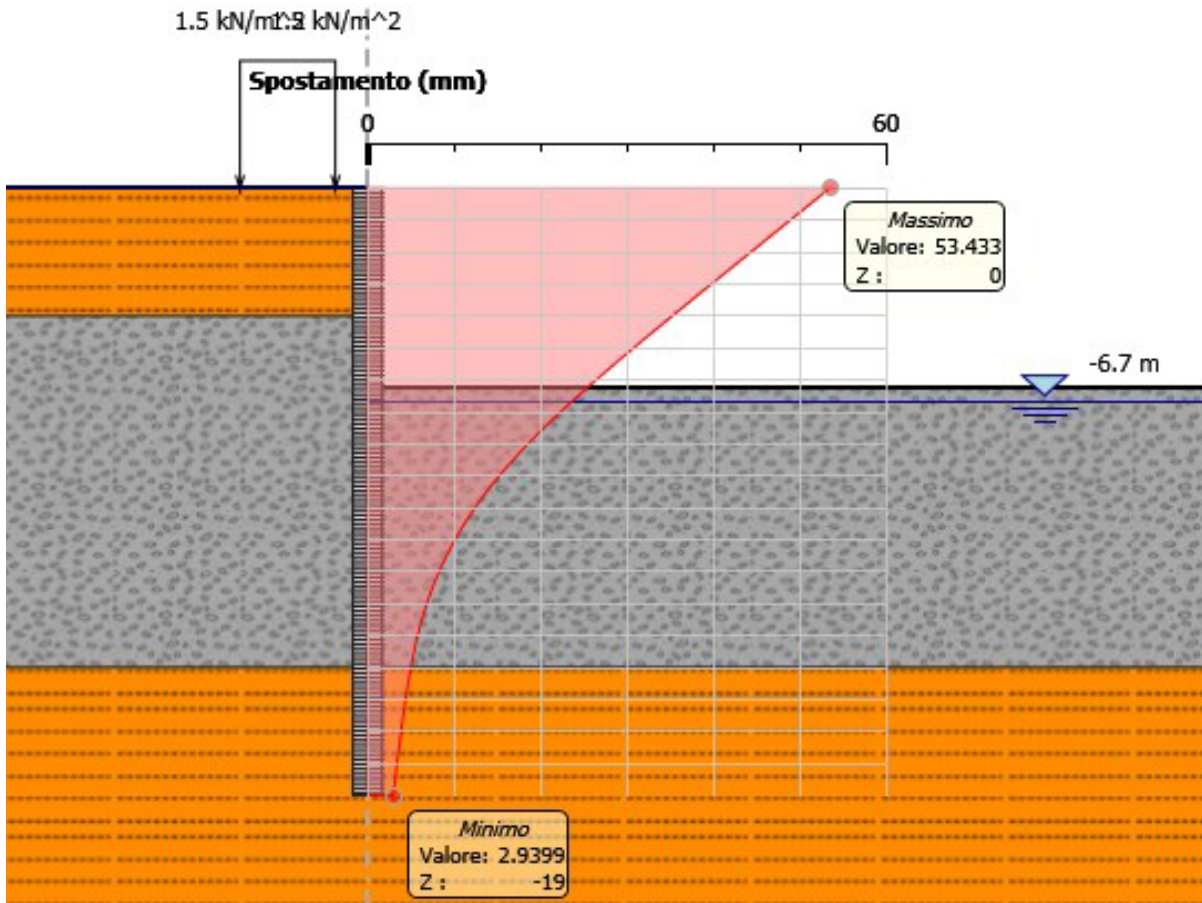


Figura 24: Spostamenti orizzontali lungo i pali per lo scavo di 6m

Nelle seguenti figure 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 $0,3 \text{ mm}$.

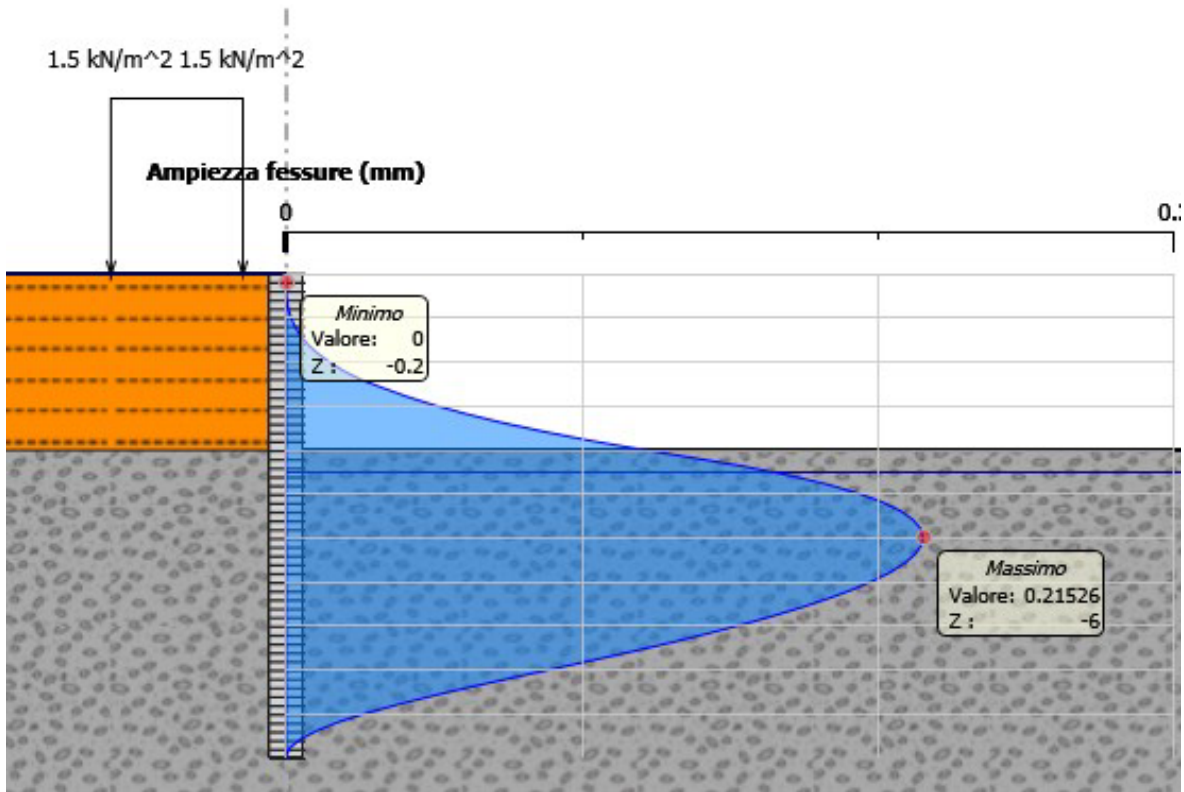


Figura 25: Apertura delle fessure lungo il fusto del palo per lo scavo di 4m

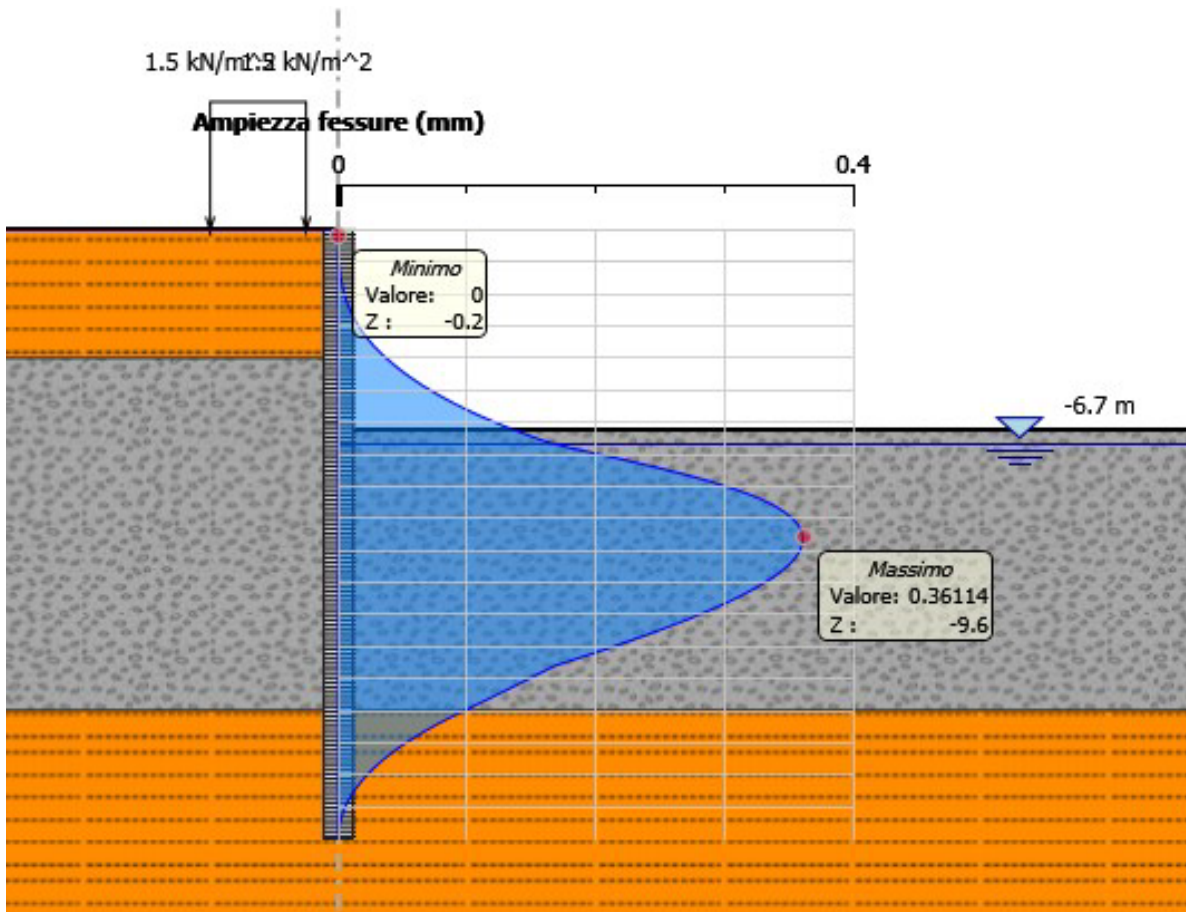


Figura 26: Apertura delle fessure lungo il fusto del palo per lo scavo di 6m

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 ($u_{\text{insta,d}}$) 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

Per il caso con scavo a 4 si ha:

$$DH = 4,0 \text{ m}$$

$$H_{paratia} = 11 \text{ m}$$

$$u_{insta,d} = 111,22 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{t,d} = 113,40 \text{ kPa}$$

Per il caso con scavo a 6 si ha:

$$DH = 6,0 \text{ m}$$

$$H_{paratia} = 17 \text{ m}$$

$$u_{insta,d} = 173,64 \text{ kPa}$$

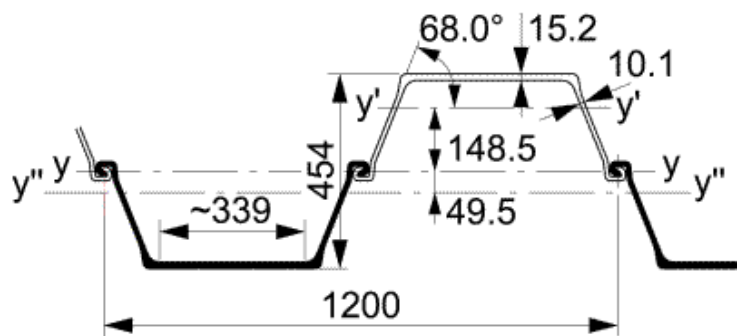
$$\sigma_{t,d} = 178,20 \text{ kPa}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

7.4 VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI – PILE DA 2 A 5 (SCAVO CON PALANCOLE)

L'altezza di scavo prevista per la realizzazione della pile in oggetto è pari a 3,5 m e le dimensioni in pianta sono pari a circa 12*8 m o 12*12 m.

L'opera di sostegno è costituita da una palanca tipo PU 28, di lunghezza 10 m, avente le seguenti caratteristiche:



	Area della sezione	Massa per m	Momento d'inerzia	Modulo di resistenza elastico	Raggio giratore d'inerzia	Superficie di rivestimento*
	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	m ² /m
Per S	129,7	101,8	10070	589	8,81	0,93
Per D	259,4	203,6	77350	3405	17,27	1,85
Per T	389,0	305,4	106490	3850	16,55	2,77
Per m di muro	216,1	169,6	64460	2840	17,27	1,54
Unità imperiale						

Scaricare i file DWG

* Un lato, escluso l'interno dei giunti.

S Palanca singola: attorno all'asse neutro y'-y'

D Palanca doppia: attorno all'asse neutro y-y

T Palanca tripla: attorno all'asse neutro y''-y''

La stratigrafia di calcolo è la seguente (in quote relative al piano campagna):

- Dal piano campagna a -4.0: limi;

- Da -4,0 m a -11,0 m: ghiaia;
- Oltre -11,0 m: sabbia

L'analisi d'interazione terreno-struttura, necessaria a determinare le azioni di progetto negli elementi strutturali ed a verificare la stabilità locale dell'opera, è stata svolta con il codice di calcolo PARATIE PLUS 2014.

In Allegato B si riportano i dati di input ed output del calcolo ed i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali.

7.4.1 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 ($u_{\text{insta,d}}$) 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

Per le paratie delle pile tipo si ha:

DH = 3,5 m

Hparatia = 10 m

$u_{\text{insta,d}} = 102,42$ kPa

$\sigma_{t,d} = 105,30$ kPa

La verifica risulta soddisfatta.

ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO PALI

15new / 1

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

Viadotto Illasi Pr 11+474
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

15new / 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	0.0	--	60.0	70.0
2	12.00	18.50	8.50	0.00	38.0	38.0	0.0	0.0
3	17.00	18.50	8.50	0.00	0.0	--	110.0	110.0
4	30.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0
5	60.00	18.50	8.50	0.00	34.0	34.0	0.0	0.0

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

Strato (-)	Terreno tipo (---)	TAU, max (kPa)	Qbase, i (kPa)	Qbase, f (kPa)	Qb, l/Qb, c (-)
1	COESIVO	100.0	540.0	630.0	1.00
2	INCOERENTE	150.0	2500.0	2500.0	1.00
3	COESIVO	100.0	990.0	990.0	1.00
4	INCOERENTE	150.0	2500.0	2500.0	1.00
5	INCOERENTE	150.0	3500.0	3500.0	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

15new / 3

Viadotto Illasi Pr 11+474
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	0.57	1.52	38.8	--
4.0	74.0	34.0	0.55	1.13	38.5	--
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	0.50	0.50	55.0	--
14.0	259.0	119.0	0.50	0.46	55.0	990.0
15.0	277.5	127.5	0.50	0.43	55.0	990.0
16.0	296.0	136.0	0.50	0.40	55.0	990.0
17.0	314.5	144.5	0.50	0.38	55.0	990.0
18.0	333.0	153.0	--	0.47	72.2	1325.6
19.0	351.5	161.5	--	0.47	76.3	1661.1
20.0	370.0	170.0	--	0.47	80.3	1996.7
21.0	388.5	178.5	--	0.47	84.3	2332.2
22.0	407.0	187.0	--	0.47	88.3	2500.0
23.0	425.5	195.5	--	0.47	92.3	2500.0
24.0	444.0	204.0	--	0.47	96.3	2500.0
25.0	462.5	212.5	--	0.47	100.3	2500.0
26.0	481.0	221.0	--	0.47	104.3	2500.0
27.0	499.5	229.5	--	0.47	108.4	2500.0
28.0	518.0	238.0	--	0.47	112.4	2500.0
29.0	536.5	246.5	--	0.47	116.4	2500.0
30.0	555.0	255.0	--	0.47	120.4	2500.0
31.0	573.5	263.5	--	0.47	124.4	2722.2
32.0	592.0	272.0	--	0.47	128.4	2944.4
33.0	610.5	280.5	--	0.47	132.4	3166.7
34.0	629.0	289.0	--	0.47	136.5	3388.9
35.0	647.5	297.5	--	0.47	140.5	3500.0
36.0	666.0	306.0	--	0.47	144.5	3500.0
37.0	684.5	314.5	--	0.47	148.5	3500.0
38.0	703.0	323.0	--	0.46	150.0	3500.0
39.0	721.5	331.5	--	0.45	150.0	3500.0
40.0	740.0	340.0	--	0.44	150.0	3500.0
41.0	758.5	348.5	--	0.43	150.0	3500.0
42.0	777.0	357.0	--	0.42	150.0	3500.0
43.0	795.5	365.5	--	0.41	150.0	3500.0
44.0	814.0	374.0	--	0.40	150.0	3500.0
45.0	832.5	382.5	--	0.39	150.0	3500.0
46.0	851.0	391.0	--	0.38	150.0	3500.0
47.0	869.5	399.5	--	0.38	150.0	3500.0
48.0	888.0	408.0	--	0.37	150.0	3500.0

15new / 4

Viadotto Illasi Pr 11+474
D 1500

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
49.0	906.5	416.5	--	0.36	150.0	3500.0
50.0	925.0	425.0	--	0.35	150.0	3500.0
51.0	943.5	433.5	--	0.35	150.0	3500.0
52.0	962.0	442.0	--	0.34	150.0	3500.0
53.0	980.5	450.5	--	0.33	150.0	3500.0
54.0	999.0	459.0	--	0.33	150.0	3500.0
55.0	1017.5	467.5	--	0.32	150.0	3500.0
56.0	1036.0	476.0	--	0.32	150.0	3500.0
57.0	1054.5	484.5	--	0.31	150.0	3500.0
58.0	1073.0	493.0	--	0.30	150.0	3500.0
59.0	1091.5	501.5	--	0.30	150.0	3500.0
60.0	1110.0	510.0	--	0.29	150.0	3500.0

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

15new / 5

Viadotto Illasi Pr 11+474
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	9328.8	5158.4	4417.9	247.4	9576.2	5.28
21.00	9760.9	5602.8	4417.9	259.8	10020.7	5.52
22.00	10211.9	6066.2	4417.9	272.1	10484.0	5.78
23.00	10681.8	6548.4	4417.9	284.5	10966.3	6.04
24.00	11170.6	7049.6	4417.9	296.9	11467.5	6.32
25.00	11678.3	7569.7	4417.9	309.3	11987.6	6.61
26.00	12205.0	8108.7	4417.9	321.6	12526.6	6.91
27.00	12750.5	8666.6	4417.9	334.0	13084.5	7.22
28.00	13707.7	9243.5	4810.6	346.4	14054.0	7.76
29.00	14683.7	9839.2	5203.3	358.7	15042.5	8.31
30.00	15678.7	10453.8	5596.0	371.1	16049.8	8.87
31.00	16692.6	11087.4	5988.7	383.5	17076.1	9.45
32.00	17529.1	11739.9	6185.0	395.8	17924.9	9.92
33.00	18188.1	12411.3	6185.0	408.2	18596.3	10.29
34.00	18866.0	13101.6	6185.0	420.6	19286.6	10.68
35.00	19558.7	13806.7	6185.0	433.0	19991.7	11.07
36.00	20253.2	14513.5	6185.0	445.3	20698.5	11.46
37.00	20947.7	15220.4	6185.0	457.7	21405.4	11.85
38.00	21642.2	15927.2	6185.0	470.1	22112.2	12.25
39.00	22336.7	16634.1	6185.0	482.4	22819.1	12.64
40.00	23031.2	17340.9	6185.0	494.8	23526.0	13.03
41.00	23725.6	18047.8	6185.0	507.2	24232.8	13.43
42.00	24420.1	18754.7	6185.0	519.5	24939.7	13.82
43.00	25114.6	19461.5	6185.0	531.9	25646.5	14.21
44.00	25809.1	20168.4	6185.0	544.3	26353.4	14.60
45.00	26503.6	20875.2	6185.0	556.7	27060.2	15.00
46.00	27198.1	21582.1	6185.0	569.0	27767.1	15.39
47.00	27892.6	22289.0	6185.0	581.4	28474.0	15.78
48.00	28587.1	22995.8	6185.0	593.8	29180.8	16.18
49.00	29281.6	23702.7	6185.0	606.1	29887.7	16.57
50.00	29976.0	24409.5	6185.0	618.5	30594.5	16.96

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

Il presente allegato riporta il tabulato del programma PARATIE relativo alle seguenti sezioni:

- **Caso con scavo fino a -4m**
- **Caso con scavo fino a -6m**
- **Pile da 2 a 5 (palancole)**



Report di Calcolo

Nome Progetto: Viadotto Illasi- Scavo a -4m

Autore:

Jobname: C:\Users\Marco Armandi\Desktop\Calcoli\Viadotto_Illasi\Viadotto Illasi - SpA-Scavo-4m.pplus

Data: 04/08/2015 14.20.06

Design Section: Spalla A

1. Descrizione del Software

ParatiePlus analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno.

ParatiePlus non permette lo studio di problematiche che coinvolgono un movimento esteso del versante di scavo, in quanto ParatiePlus non consente lo sviluppo di movimenti rigidi della parete o parti di ammasso rispetto ad altre parti di terreno.

Scopo precipuo di ParatiePlus è quindi il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno, e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

La simulazione numerica è quella offerta dal metodo degli elementi finiti.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

2. Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : POLYLINE

Punti

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

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-4)
(42.5;-4)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-15)
(42.5;-15)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ_c	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 argiliosi	18.5	18.5	26			0		Constant		10000	16000									
2	Ghiaia	19	19	36			0		Constant		60000	96000									
3	Limi argiliosi	18.5	18.5	26			0		Constant		10000	16000									

3. Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11 m

Muro di sinistra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 11 m

Materiale :

Quota iniziale : 0 m

Barre di sinistra 1

Numero di barre : 10

Diametro : 0.02 m

Distanza dal bordo : 0.06 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 0 m

Diametro : 0.01 m

Lunghezza : 11 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.2 m

Sezione : Pali800 accostati

Area equivalente : 0.558505360638185 m

Inerzia equivalente : 0.0223 m⁴/m

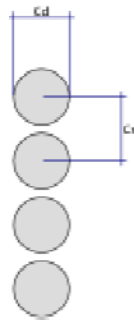
Materiale calcestruzzo : C28/35

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.9 m

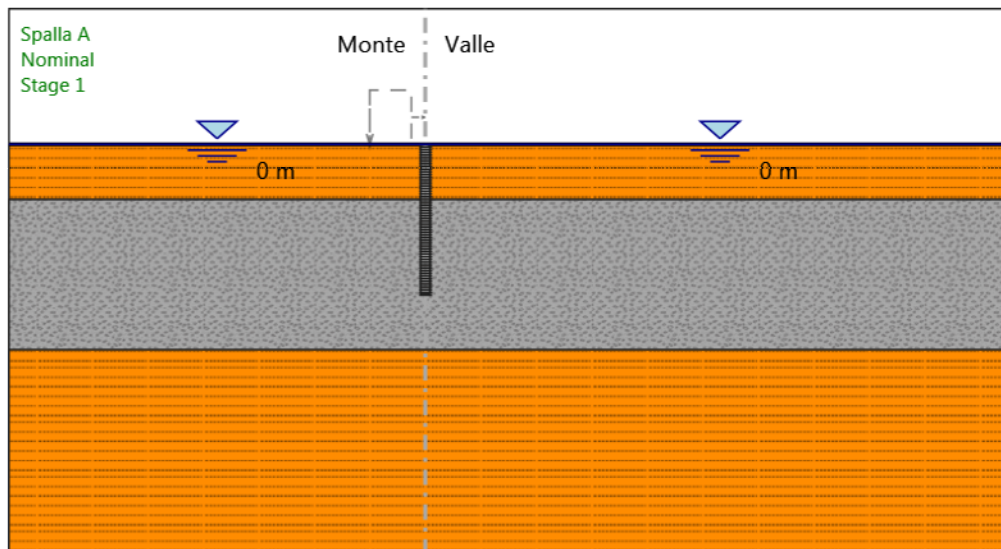
Diametro : 0.8 m

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

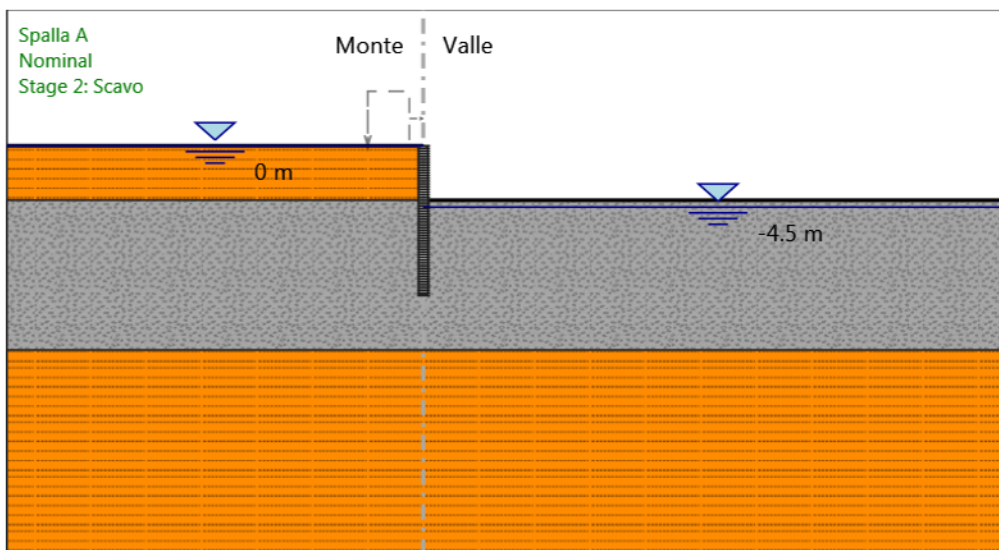
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11 m

Sezione : Pali800 accostati

4.2. Stage 2: Scavo



Stage 2: Scavo

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-4 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -4.5 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

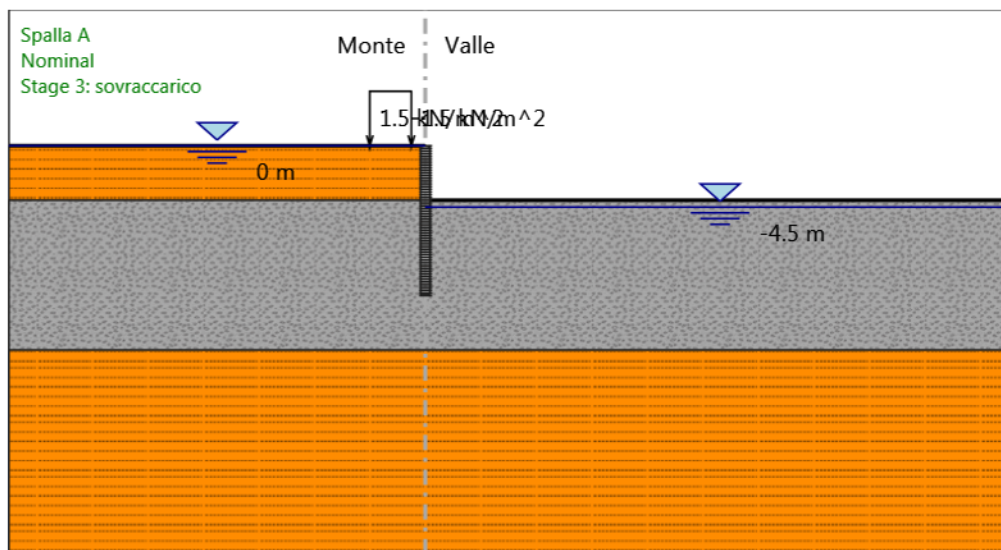
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11 m

Sezione : Pali800 accostati

4.3. Stage 3: sovraccarico



Stage 3: sovraccarico

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-4 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -4.5 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

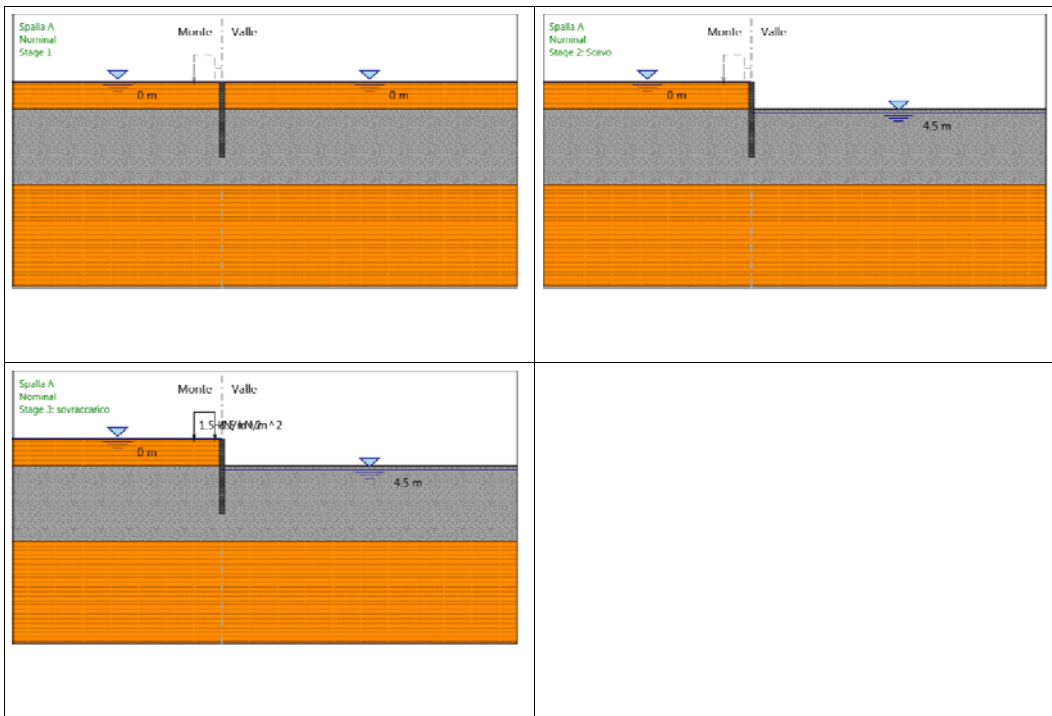
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -11 m

Sezione : Pali800 accostati

4.4. Tabella Configurazione Stage (Nominal)



5. Descrizione Coefficienti Design Assumption

Coefficienti A

No-me	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

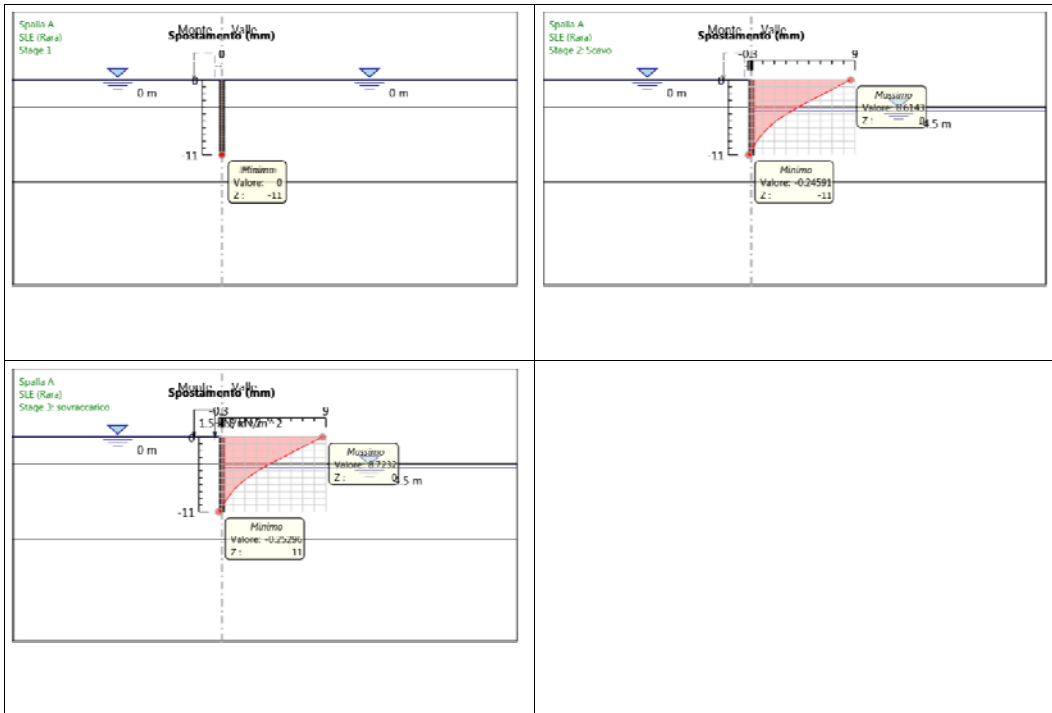
Coefficienti R

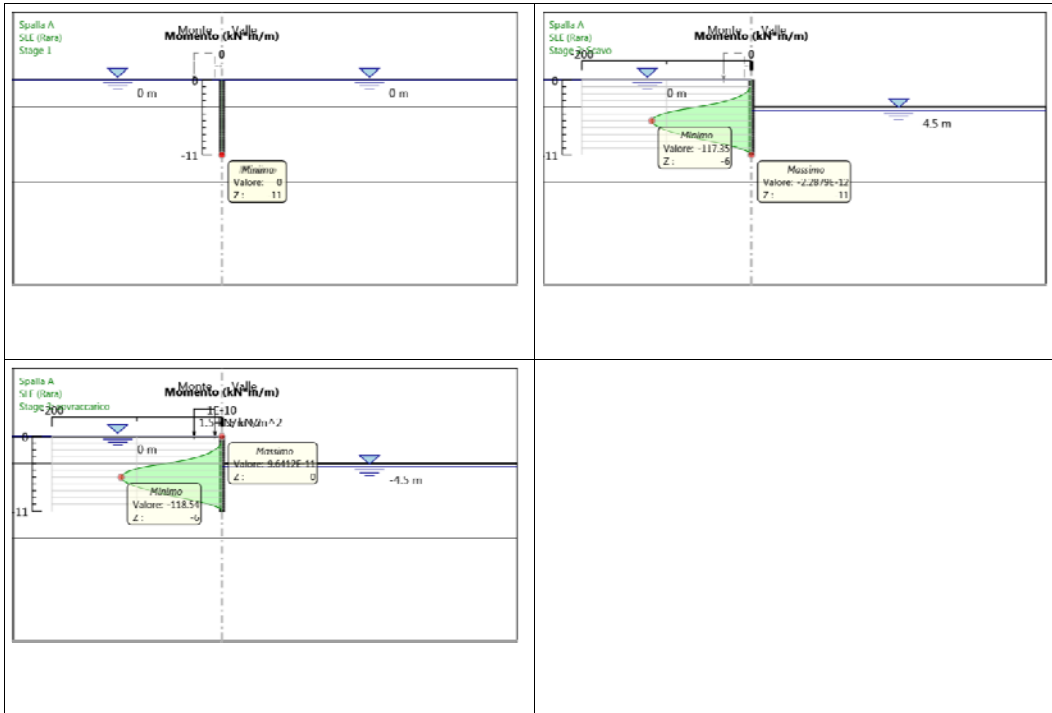
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1

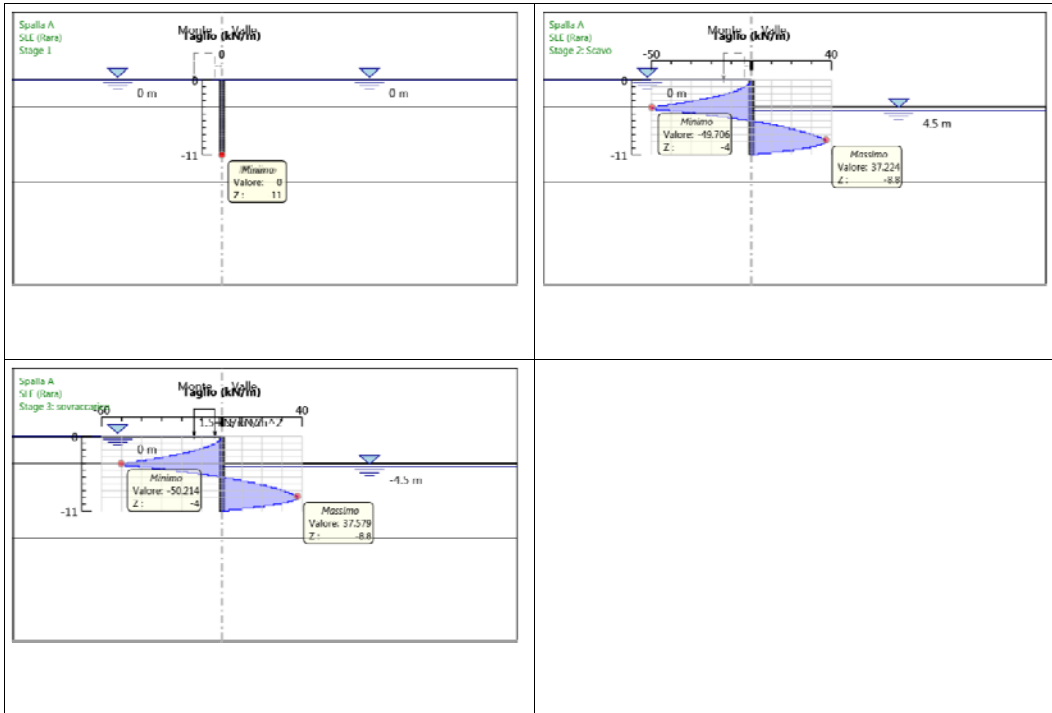
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti per- manenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti tem- poranei (F_Anch_T)	Parziale elementi strut- turali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_p	γ_{at}	
A1+M1+R1	1	1.2	1.1	1
A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

5.1. Risultati SLE (Rara)

5.1.1. Tabella Grafici dei Risultati

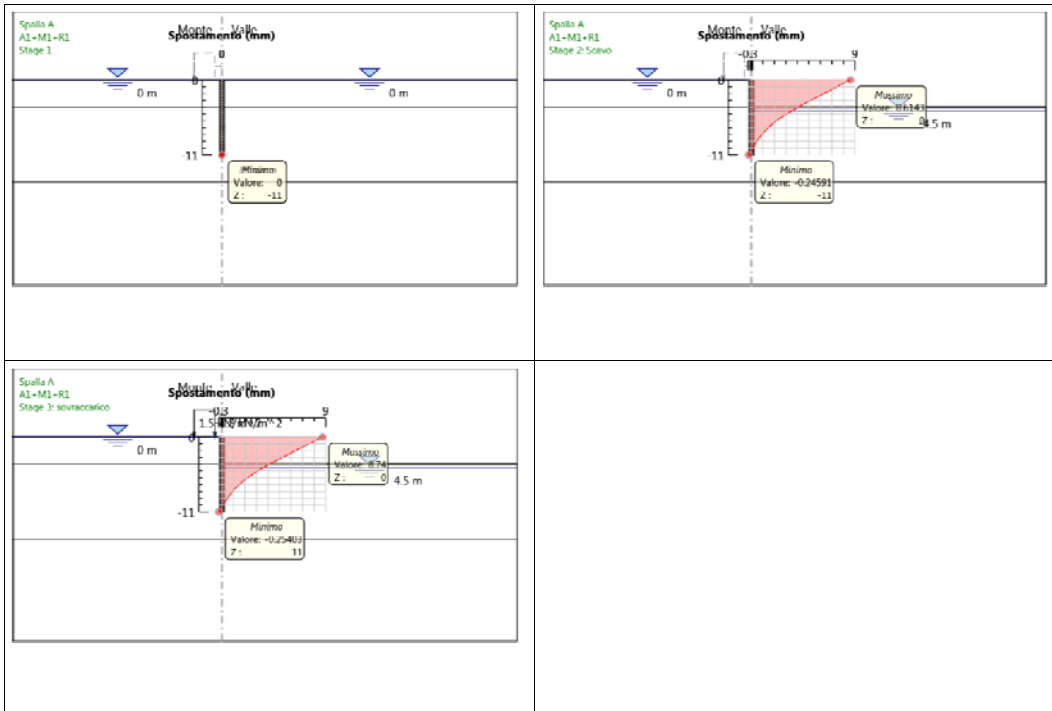


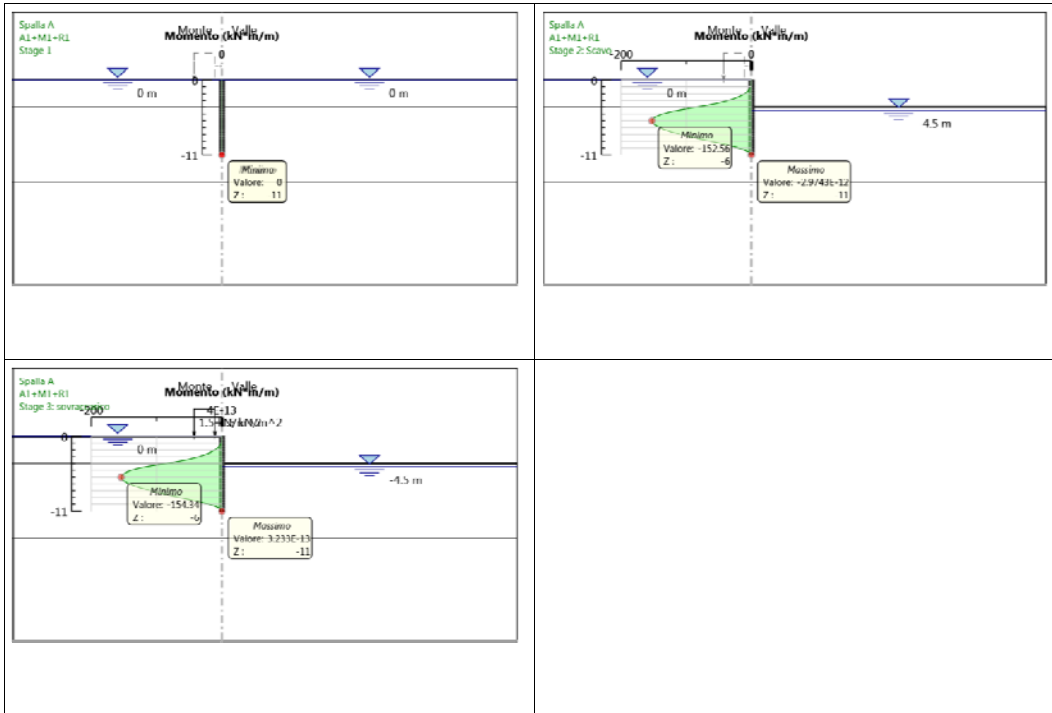


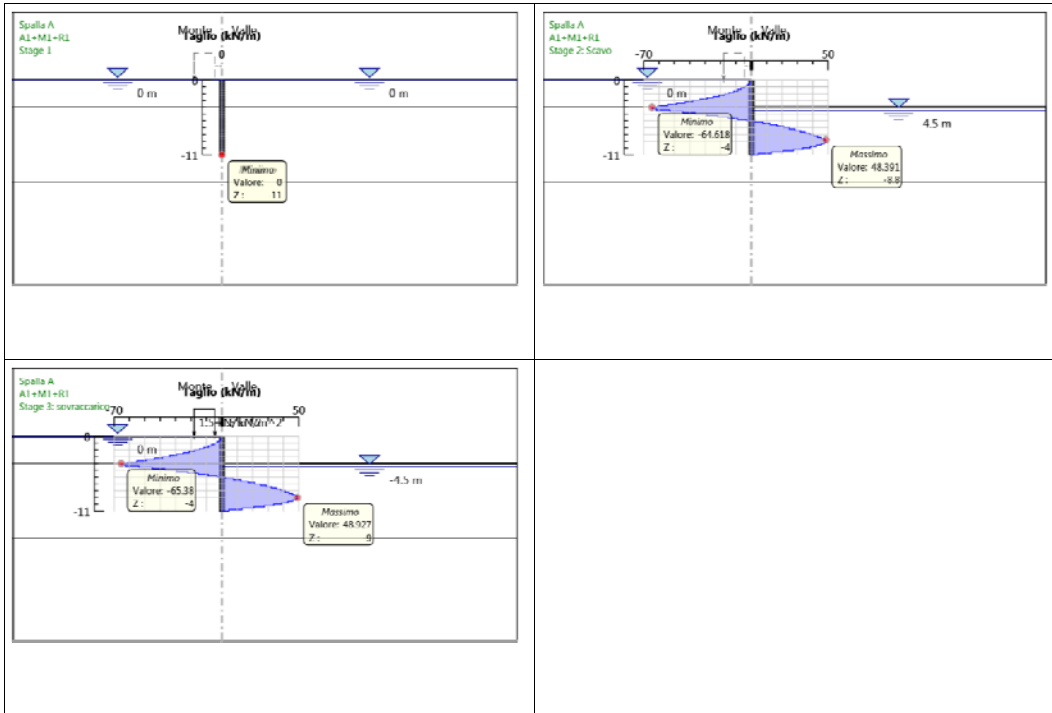


5.2. Risultati A1+M1+R1

5.2.1. Tabella Grafici dei Risultati

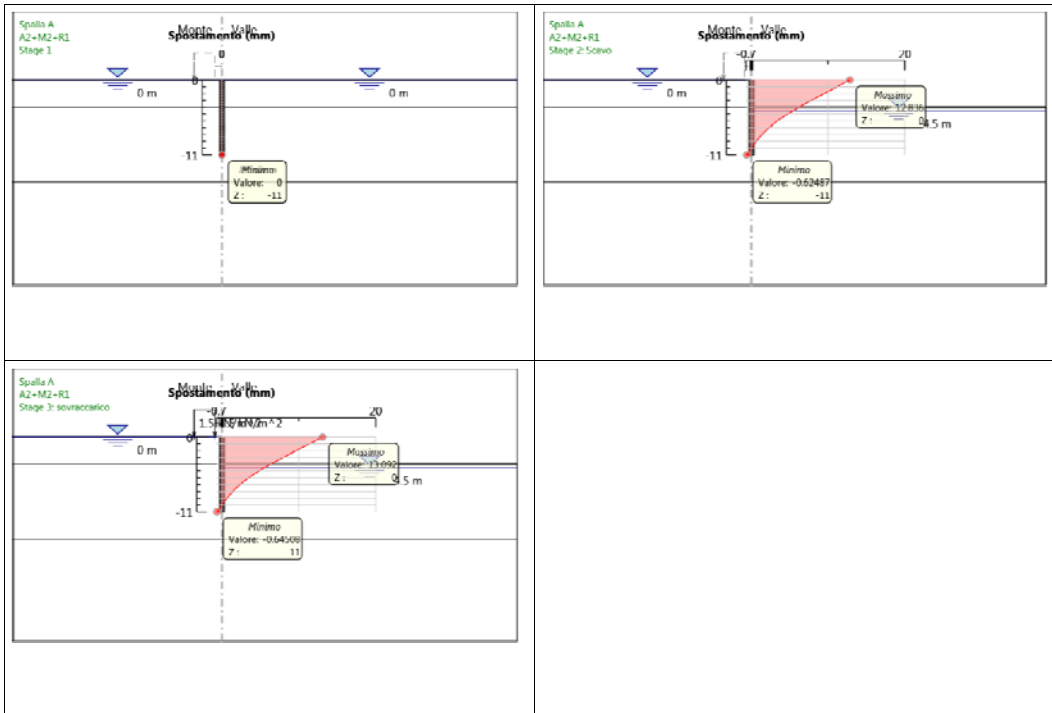


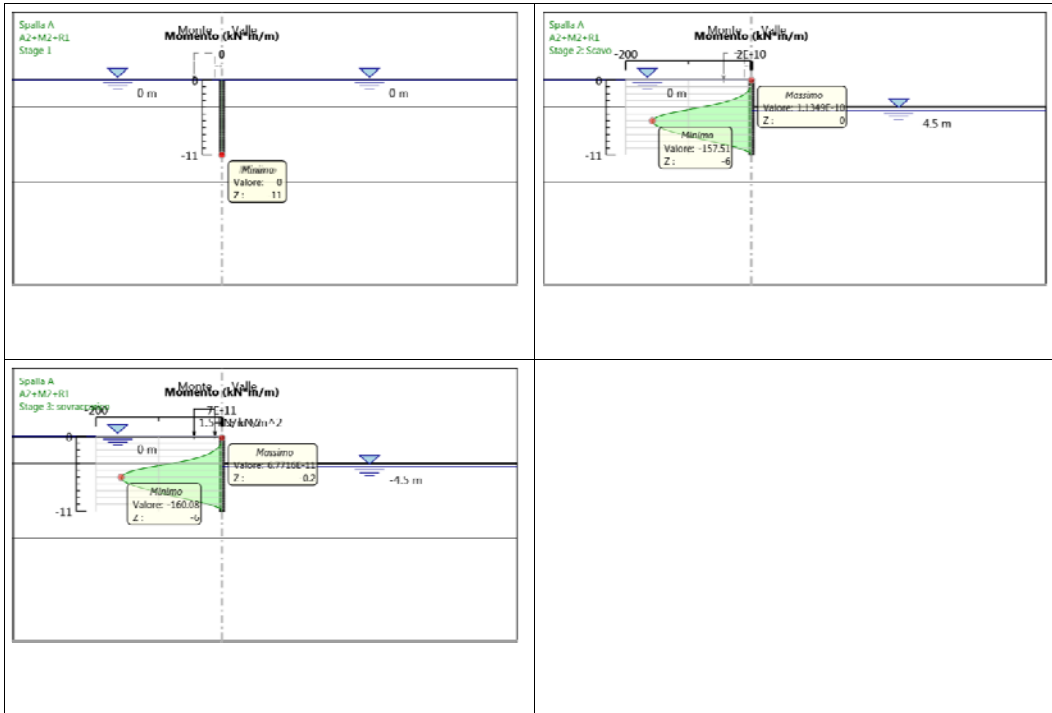


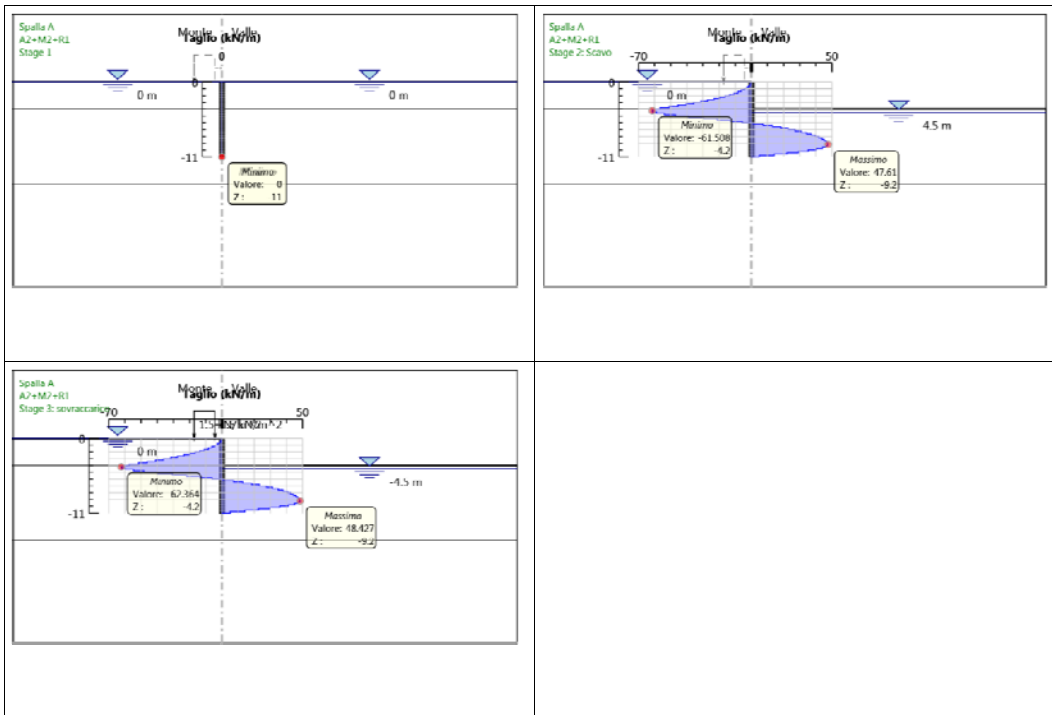


5.3. Risultati A2+M2+R1

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

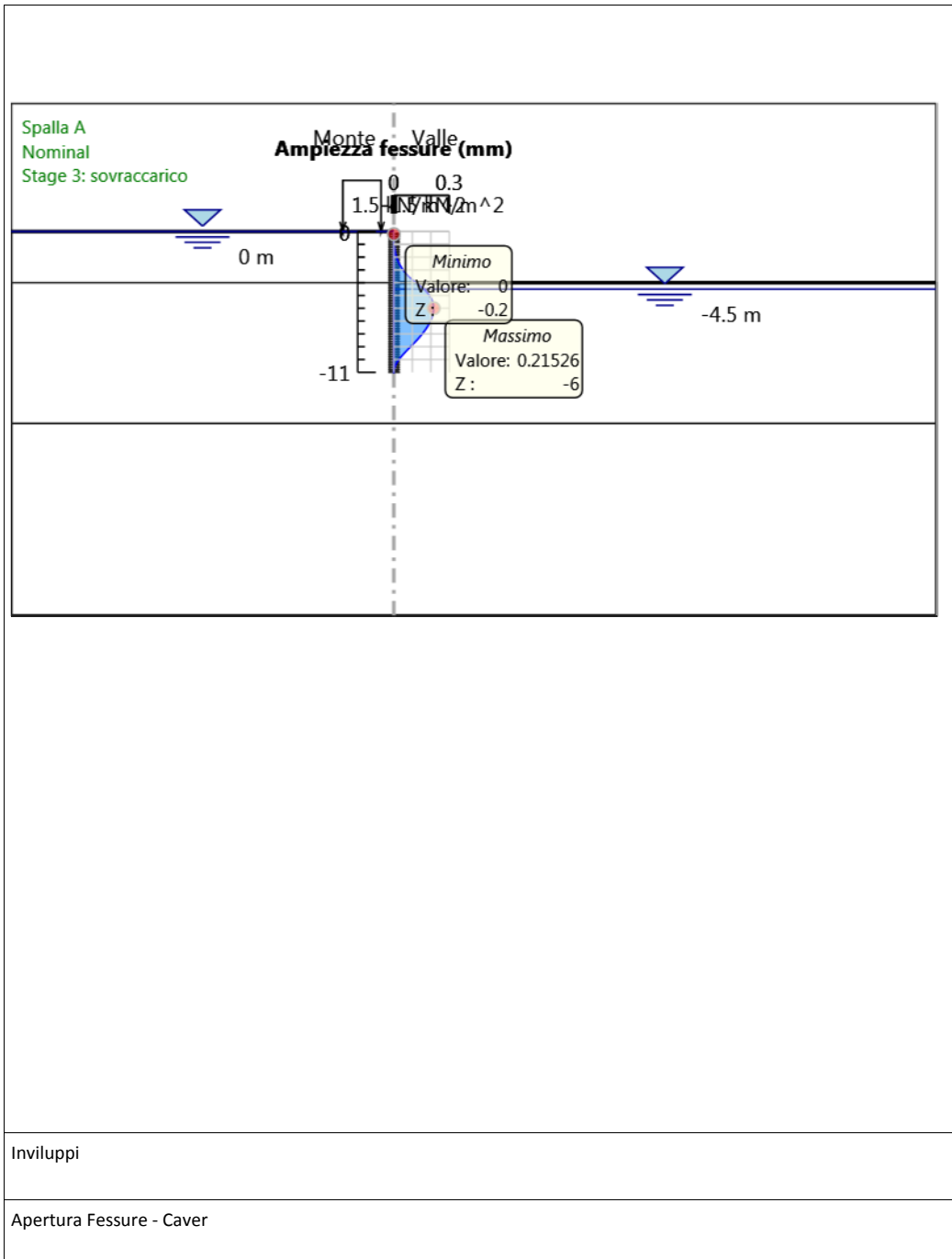
6.2. Risultati Caver

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	0.001
-1	0.002
-1.2	0.003
-1.4	0.005
-1.6	0.008
-1.8	0.011
-2	0.015
-2.2	0.02
-2.4	0.026
-2.6	0.033
-2.8	0.041
-3	0.05
-3.2	0.061
-3.4	0.073
-3.6	0.087
-3.8	0.102
-4	0.119
-4.2	0.138
-4.4	0.155
-4.6	0.17
-4.8	0.183
-5	0.193
-5.2	0.201
-5.4	0.208
-5.6	0.212
-5.8	0.214
-6	0.215
-6.2	0.215
-6.4	0.212
-6.6	0.209
-6.8	0.204
-7	0.198
-7.2	0.191

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-7.4	0.183
-7.6	0.174
-7.8	0.165
-8	0.154
-8.2	0.142
-8.4	0.13
-8.6	0.117
-8.8	0.104
-9	0.09
-9.2	0.077
-9.4	0.063
-9.6	0.051
-9.8	0.039
-10	0.028
-10.2	0.018
-10.4	0.011
-10.6	0.005
-10.8	0.001
-11	0

6.2.2. Grafico Involuppi Apertura Fessure - Caver

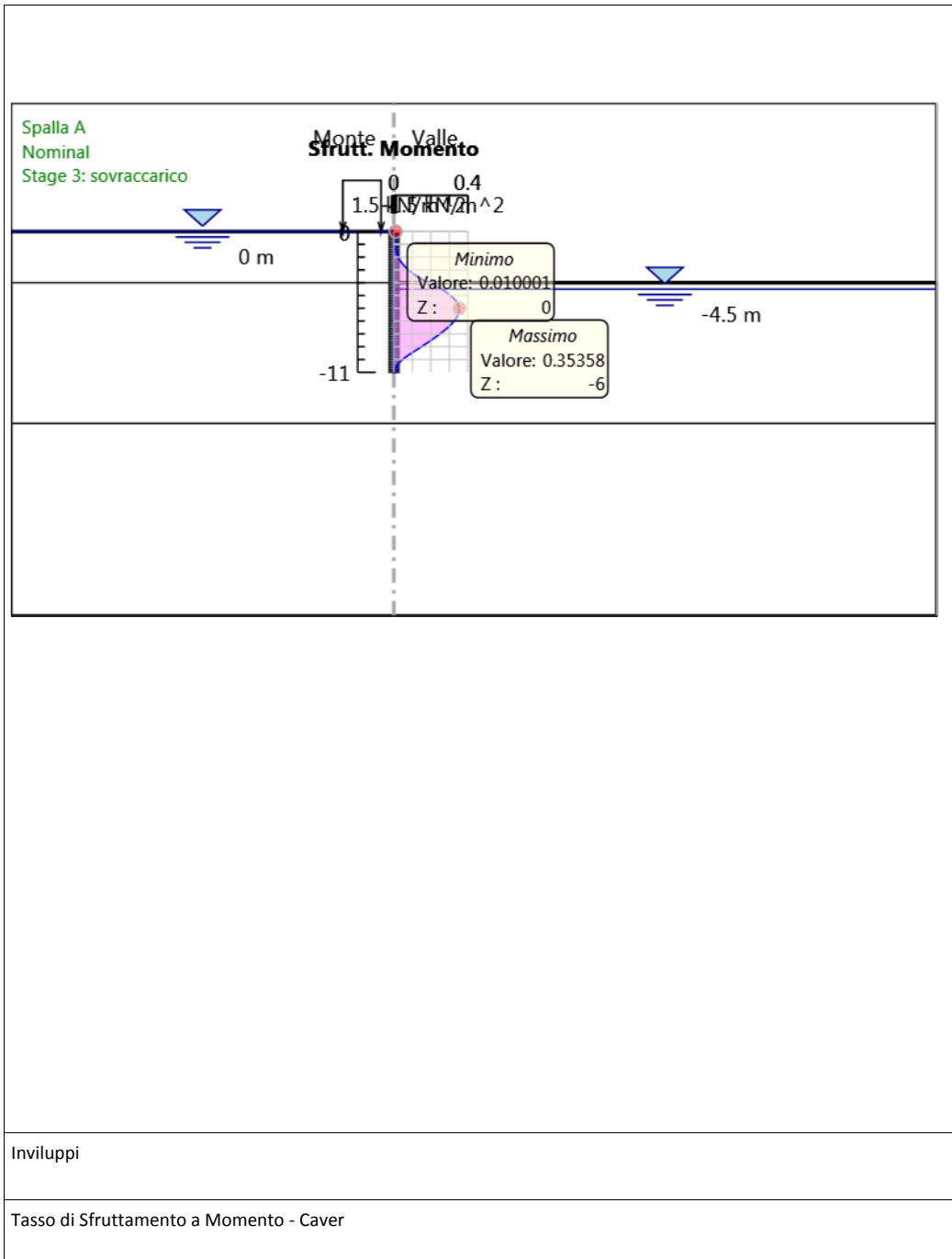


6.2.3. Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver : LEFT

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	0.012
-1.8	0.017
-2	0.023
-2.2	0.031
-2.4	0.041
-2.6	0.052
-2.8	0.065
-3	0.08
-3.2	0.097
-3.4	0.116
-3.6	0.138
-3.8	0.162
-4	0.189
-4.2	0.218
-4.4	0.246
-4.6	0.27
-4.8	0.29
-5	0.306
-5.2	0.322
-5.4	0.335
-5.6	0.345
-5.8	0.351
-6	0.354
-6.2	0.353
-6.4	0.35
-6.6	0.344
-6.8	0.336
-7	0.326
-7.2	0.314
-7.4	0.3
-7.6	0.284

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-7.8	0.268
-8	0.25
-8.2	0.231
-8.4	0.211
-8.6	0.191
-8.8	0.17
-9	0.149
-9.2	0.128
-9.4	0.106
-9.6	0.086
-9.8	0.066
-10	0.048
-10.2	0.032
-10.4	0.019
-10.6	0.01
-10.8	0.01
-11	0.01

6.2.4. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver

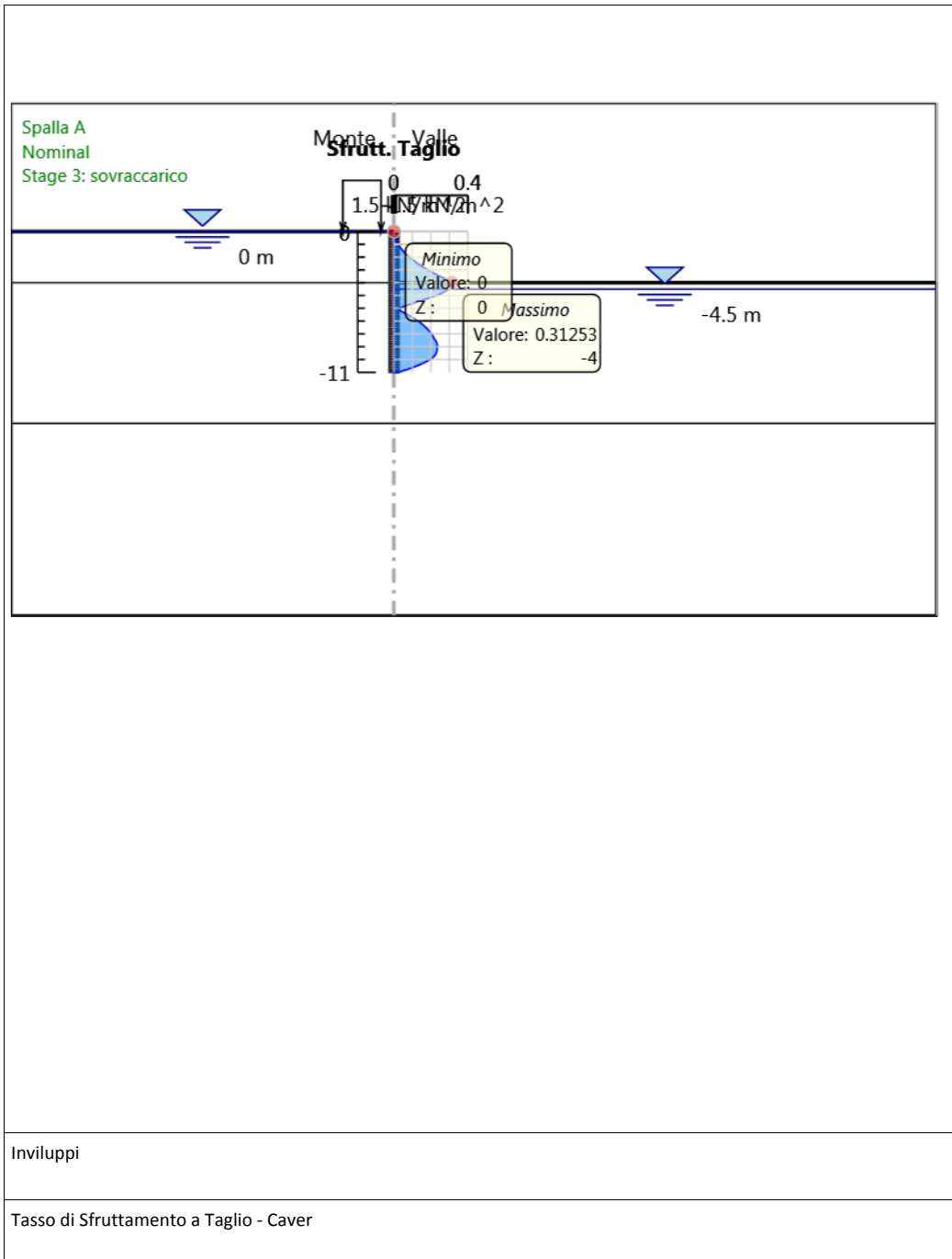


6.3.5. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
0	0
-0.2	0.002
-0.4	0.004
-0.6	0.009
-0.8	0.014
-1	0.022
-1.2	0.03
-1.4	0.04
-1.6	0.052
-1.8	0.065
-2	0.08
-2.2	0.096
-2.4	0.113
-2.6	0.132
-2.8	0.152
-3	0.174
-3.2	0.197
-3.4	0.222
-3.6	0.248
-3.8	0.276
-4	0.294
-4.2	0.294
-4.4	0.283
-4.6	0.269
-4.8	0.247
-5	0.217
-5.2	0.18
-5.4	0.138
-5.6	0.098
-5.8	0.061
-6	0.027
-6.2	0.034
-6.4	0.059
-6.6	0.083
-6.8	0.105
-7	0.124
-7.2	0.141
-7.4	0.157
-7.6	0.17

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-7.8	0.182
-8	0.192
-8.2	0.2
-8.4	0.207
-8.6	0.216
-8.8	0.22
-9	0.22
-9.2	0.22
-9.4	0.218
-9.6	0.213
-9.8	0.202
-10	0.185
-10.2	0.162
-10.4	0.134
-10.6	0.102
-10.8	0.065
-11	0.031

6.3.6. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver





Report di Calcolo

Nome Progetto: Viadotto Illasi- Scavo a -6m

Autore:

Jobname: C:\Users\Marco Armandi\Desktop\Calcoli\Viadotto_Illasi\Viadotto Illasi - P6-Scavo-6m.pplus

Data: 04/08/2015 14.22.39

Design Section: Spalla A

1. Descrizione del Software

ParatiePlus analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno.

ParatiePlus non permette lo studio di problematiche che coinvolgono un movimento esteso del versante di scavo, in quanto ParatiePlus non consente lo sviluppo di movimenti rigidi della parete o parti di ammasso rispetto ad altre parti di terreno.

Scopo precipuo di ParatiePlus è quindi il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno, e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

La simulazione numerica è quella offerta dal metodo degli elementi finiti.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

2. Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;0)

(42.5;0)

(42.5;-30)

(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-4)

(42.5;-4)

(42.5;-30)

(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-15)

(42.5;-15)

(42.5;-30)

(-30;-30)

OCR : 1

Strato di Ter- reno	Terre- no	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ_c	ϕ_p	c'	Su	Modu- lo Ela- stico	E u	Evc	Eur	A h	A v	ex p	Pa	Rur/Rv c	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 argil- losi	18.5	18.5	2 6			0		Con- stant		1000 0	1600 0									
2	Ghiaia	19	19	3 6			0		Con- stant		6000 0	9600 0									
3	Limi argil- losi	18.5	18.5	2 6			0		Con- stant		1000 0	1600 0									

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 : 22

Diametro : 0.026 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 : 0.15 m

Sezione : PaliD1000 accostati

Area equivalente : 0.713998330361317 m

Inerzia equivalente : 0.0446 m⁴/m

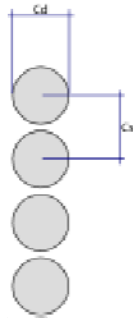
Materiale calcestruzzo : C28/35

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.1 m

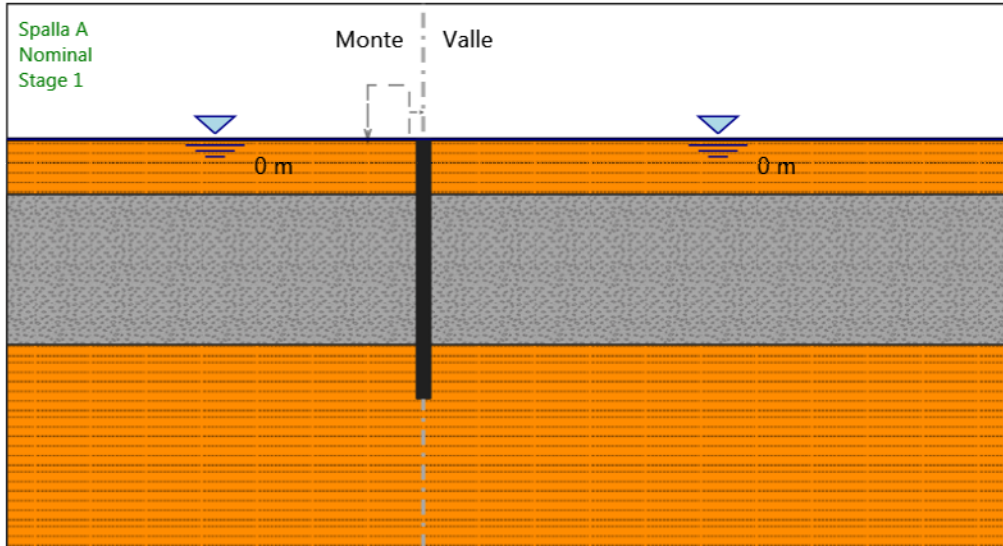
Diametro : 1 m

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

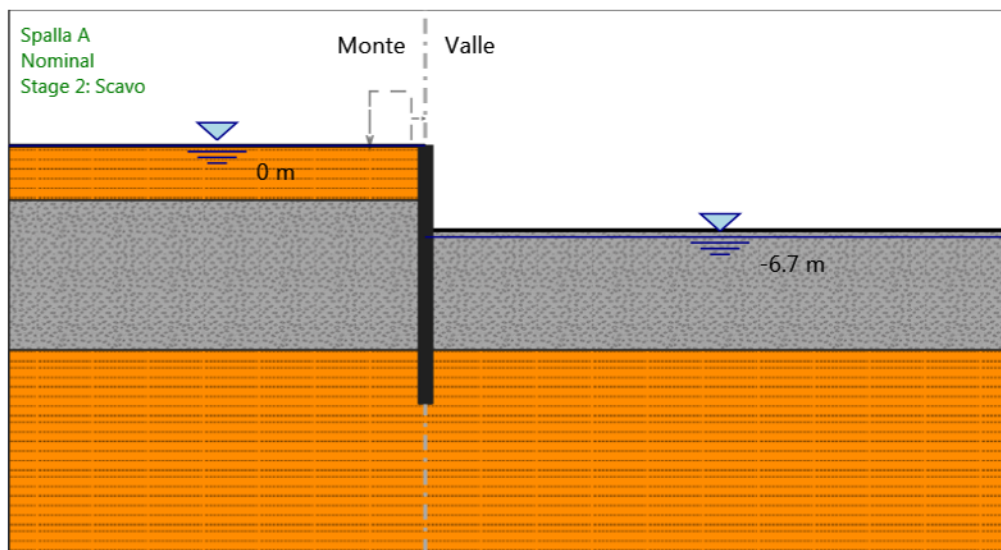
X : 0 m

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 : -6.2 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-6.2 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -6.7 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

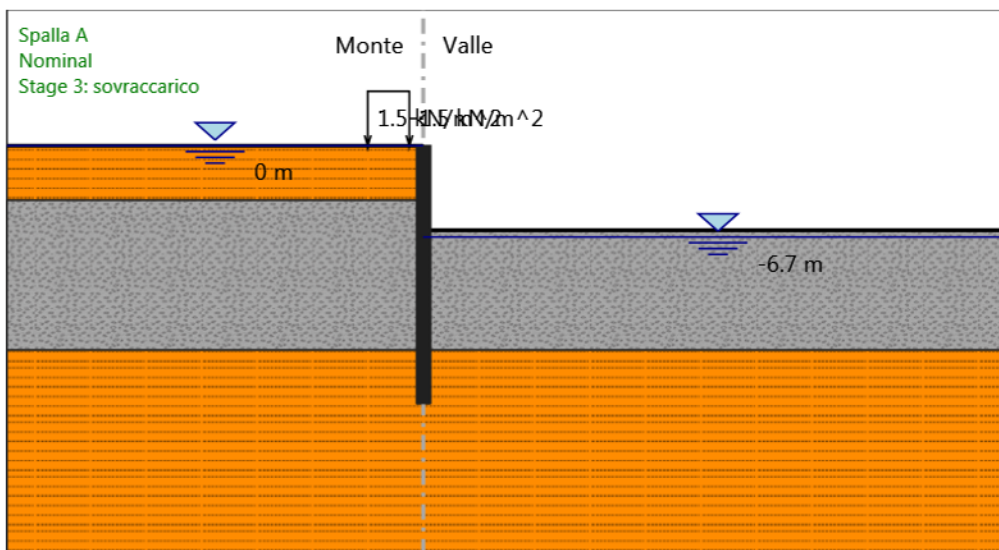
X : 0 m

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 : -6.2 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-6.2 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -6.7 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

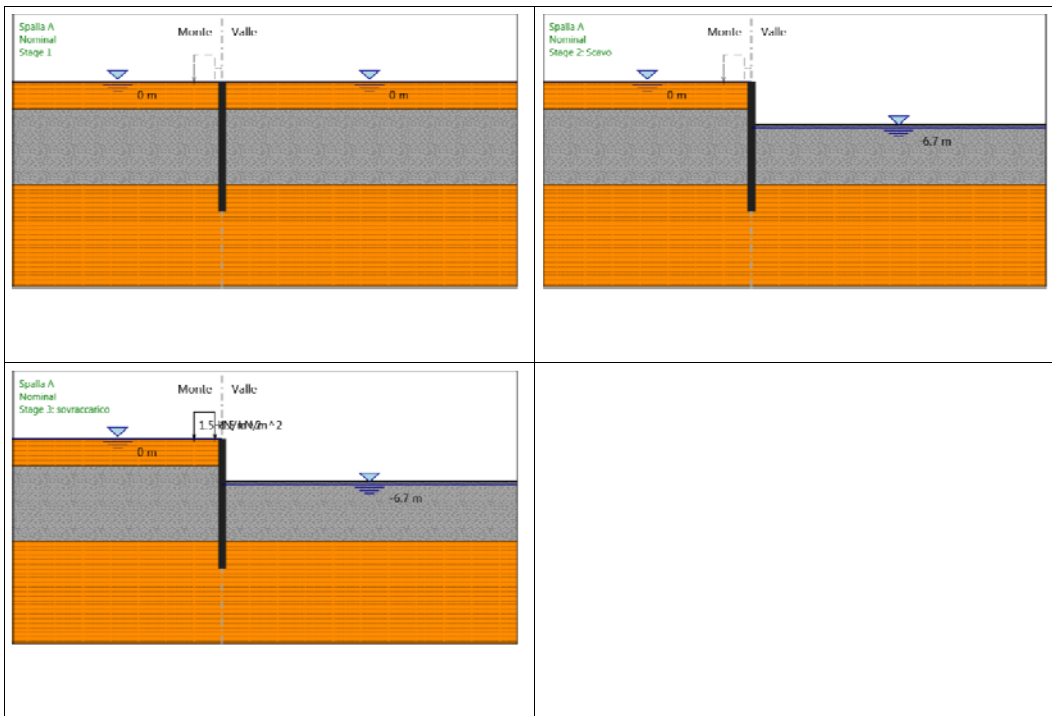
X : 0 m

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

No-me	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

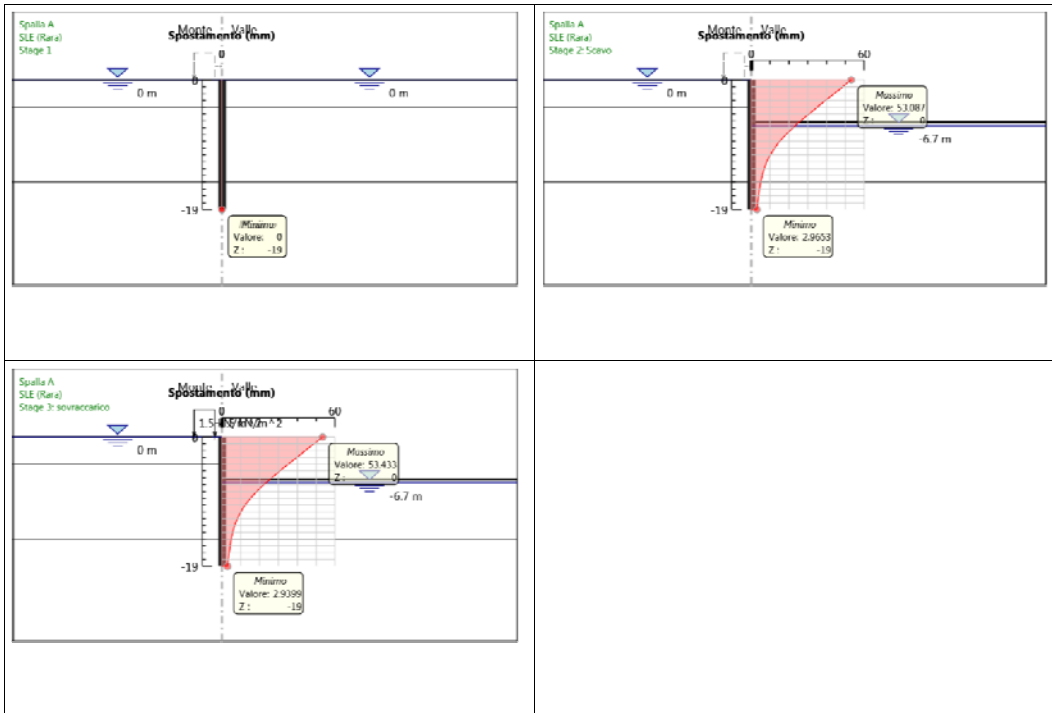
Coefficienti R

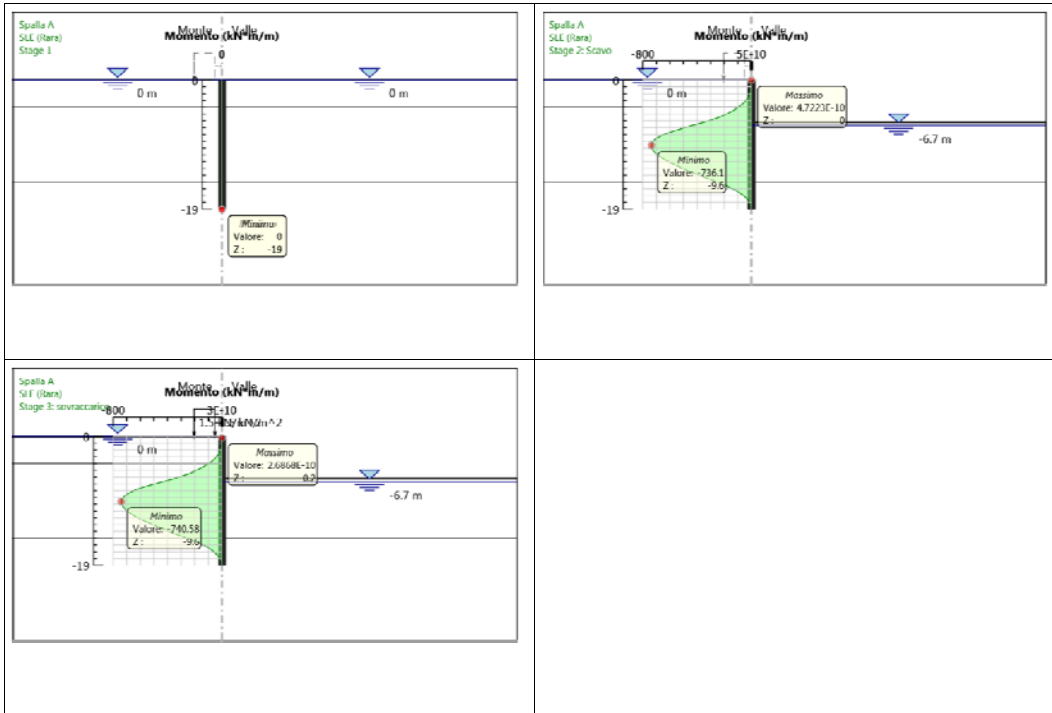
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1

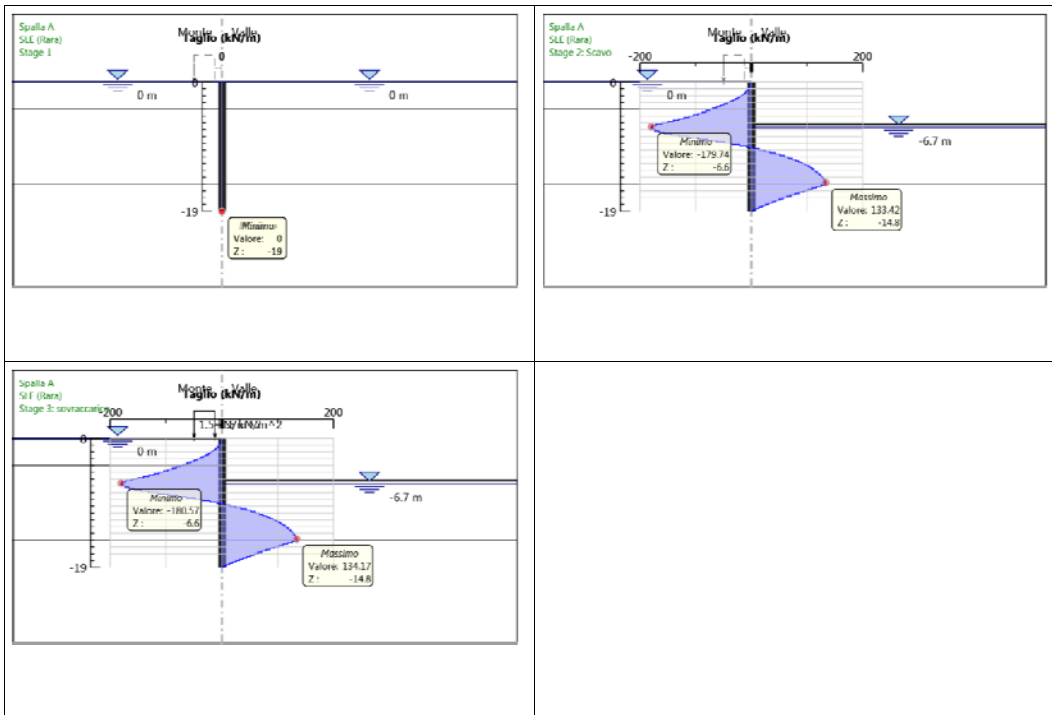
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti per- manenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti tem- poranei (F_Anch_T)	Parziale elementi strut- turali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_p	γ_t	
A1+M1+R1	1	1.2	1.1	1
A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

5.1. Risultati SLE (Rara)

5.1.1. Tabella Grafici dei Risultati

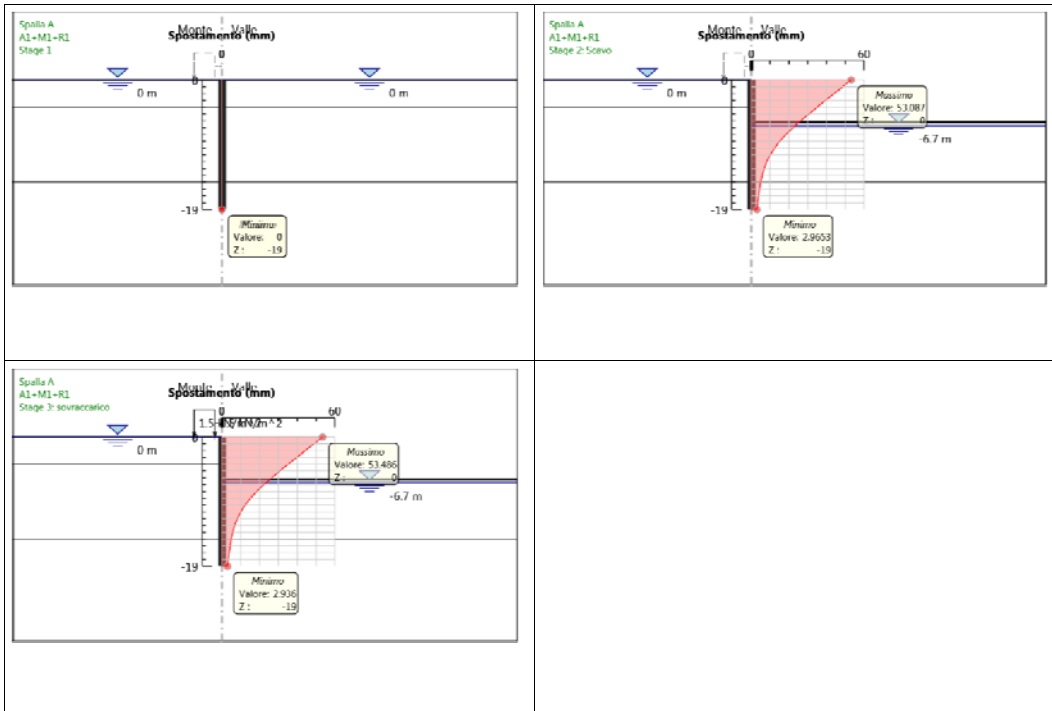


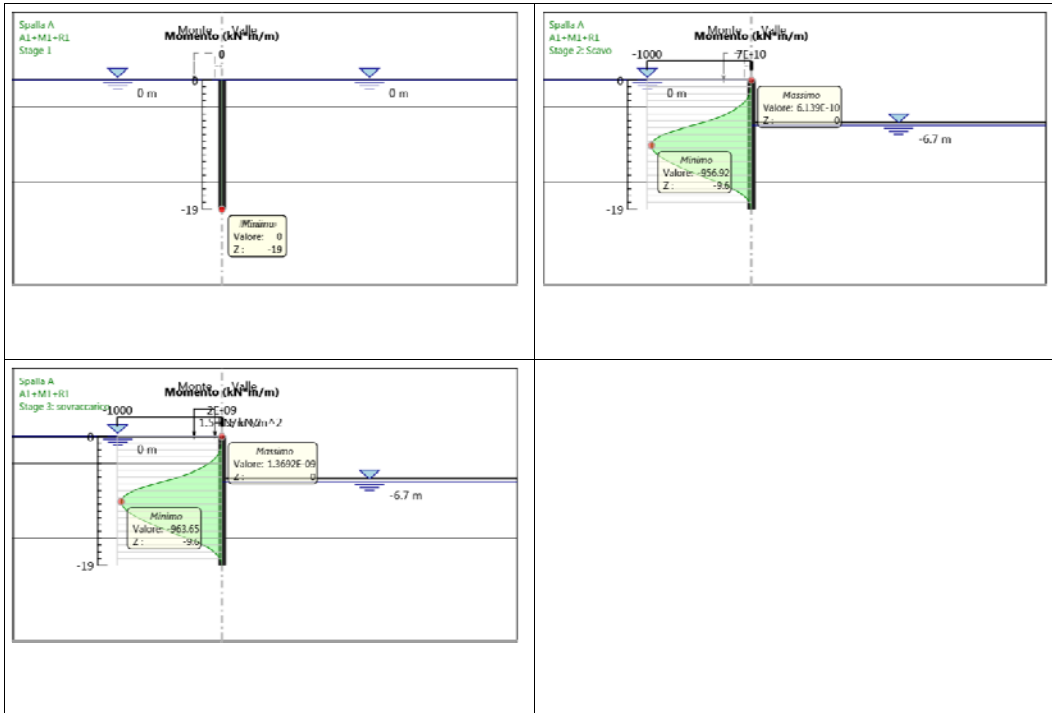


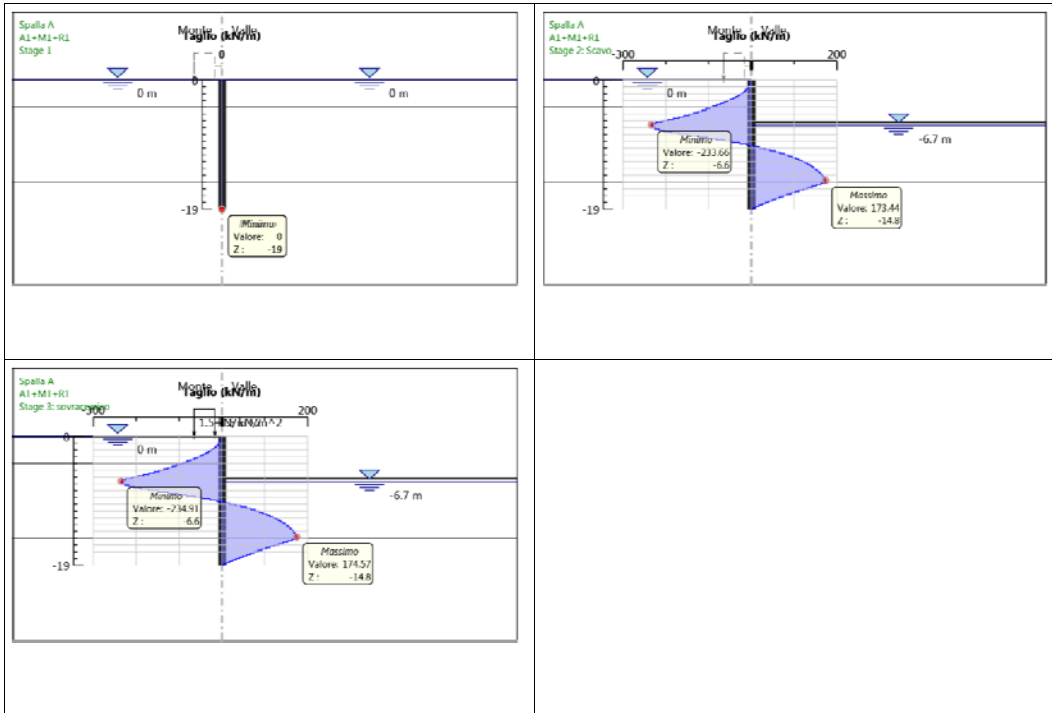


5.2. Risultati A1+M1+R1

5.2.1. Tabella Grafici dei Risultati

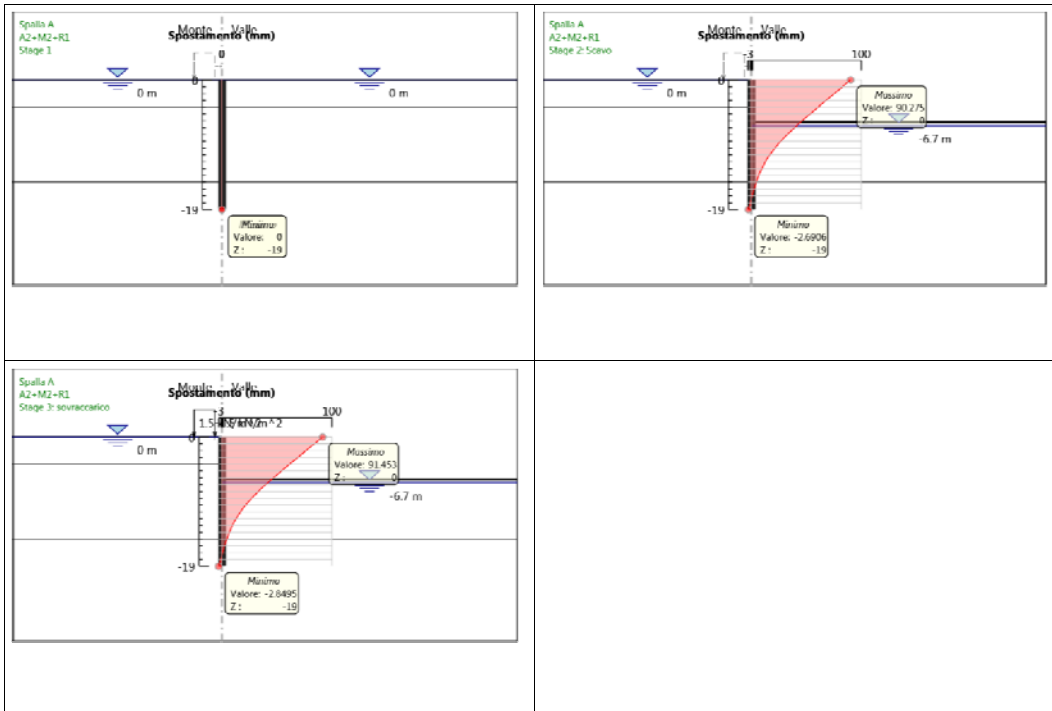


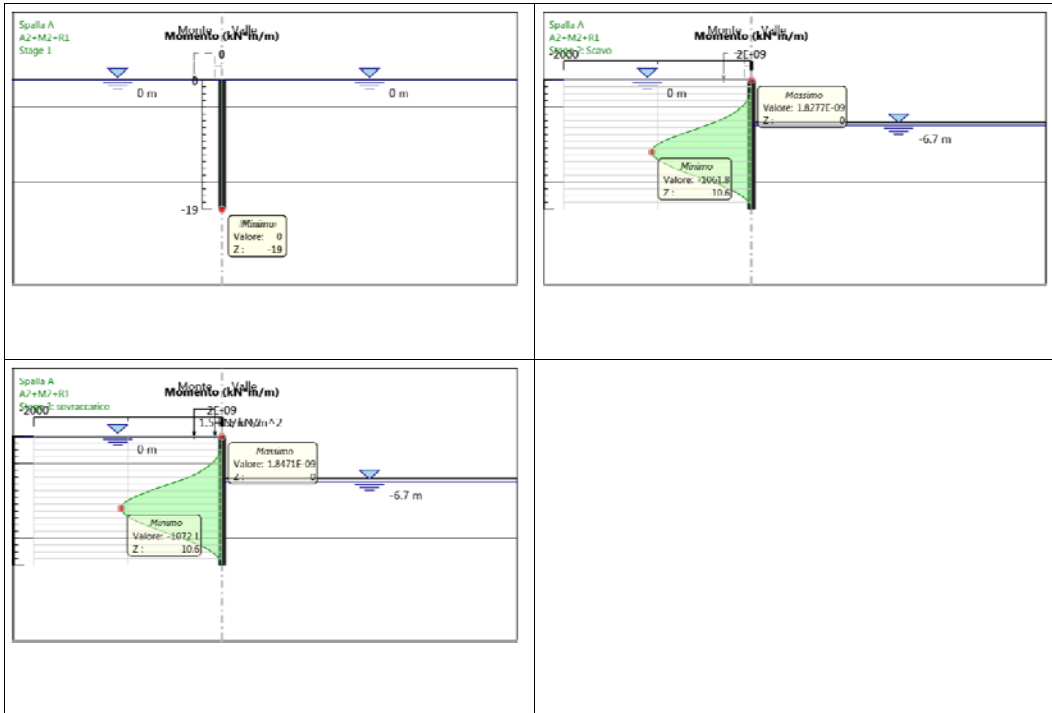


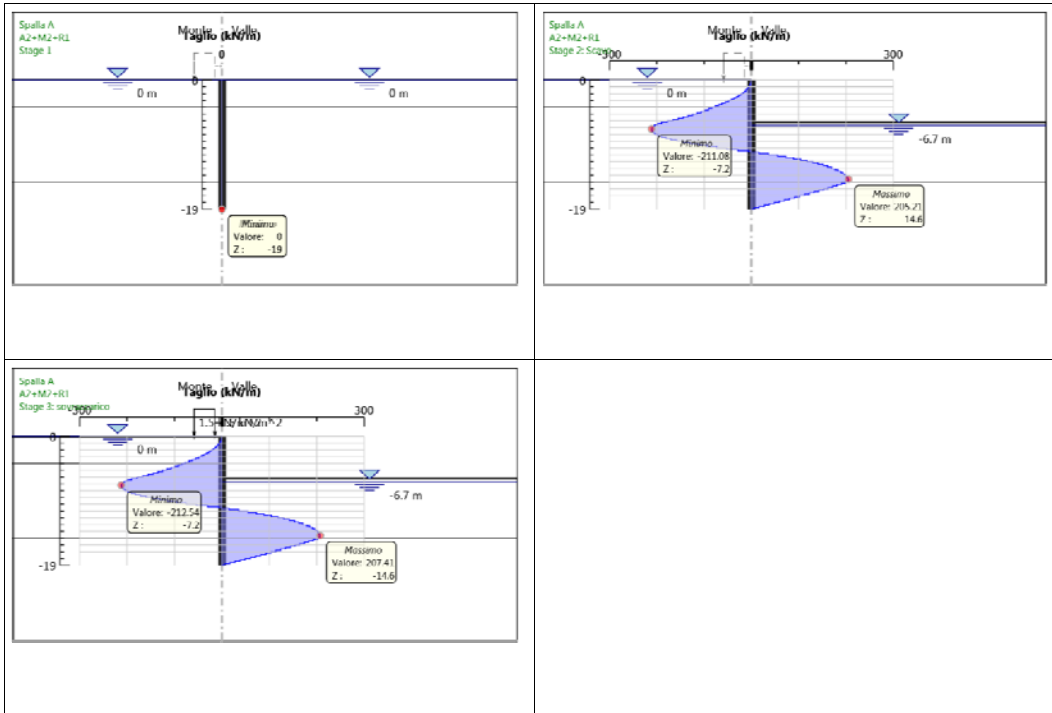


5.3. Risultati A2+M2+R1

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

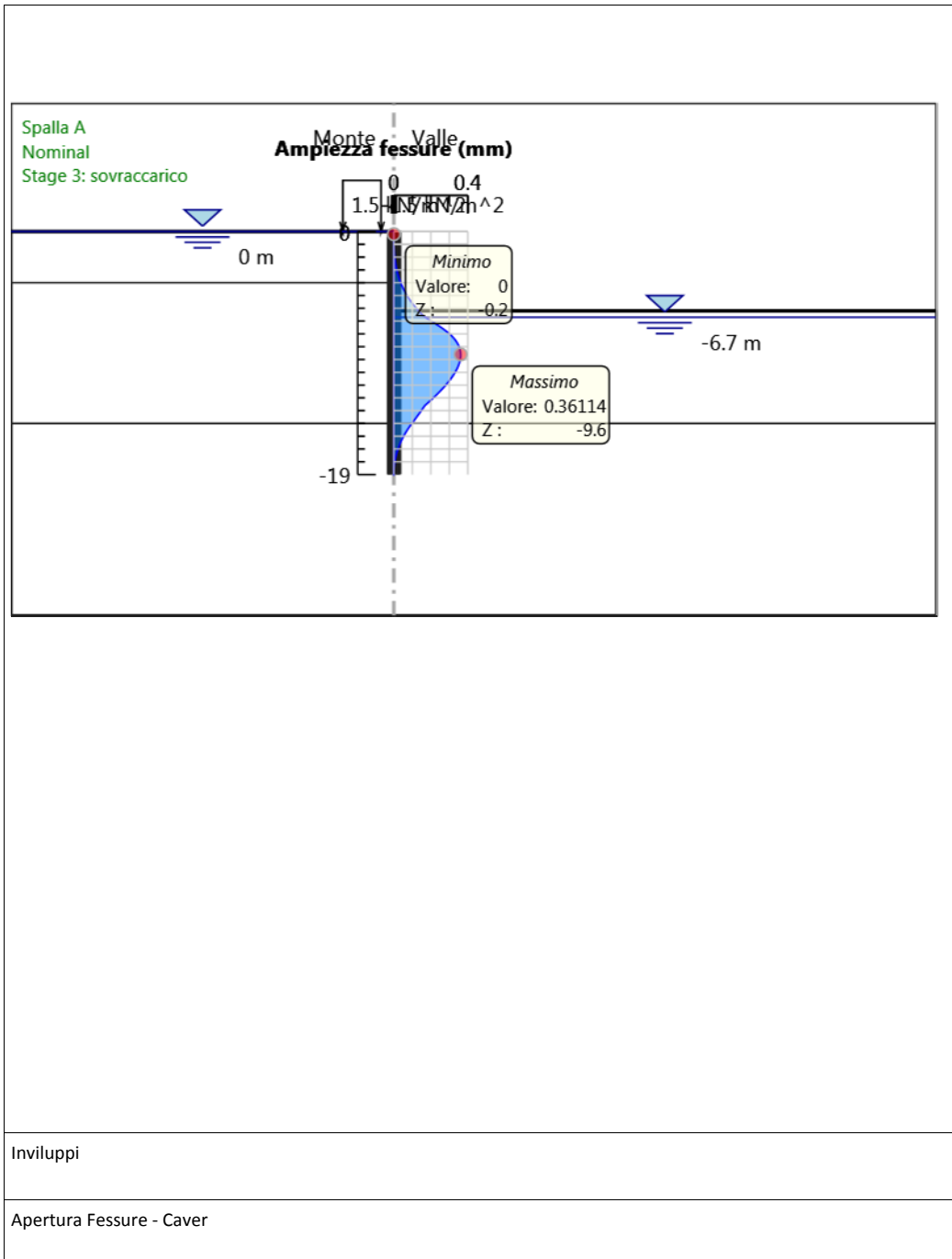
6.2.1. Tabella Inviluppi Apertura Fessure - Caver : LEFT

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	0.001
-1.2	0.001
-1.4	0.002
-1.6	0.002
-1.8	0.003
-2	0.005
-2.2	0.006
-2.4	0.008
-2.6	0.01
-2.8	0.013
-3	0.016
-3.2	0.019
-3.4	0.023
-3.6	0.027
-3.8	0.032
-4	0.037
-4.2	0.043
-4.4	0.049
-4.6	0.056
-4.8	0.063
-5	0.071
-5.2	0.08
-5.4	0.089
-5.6	0.099
-5.8	0.11
-6	0.122
-6.2	0.134
-6.4	0.147
-6.6	0.161
-6.8	0.18
-7	0.203
-7.2	0.225

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-7.4	0.246
-7.6	0.266
-7.8	0.285
-8	0.302
-8.2	0.316
-8.4	0.328
-8.6	0.339
-8.8	0.347
-9	0.353
-9.2	0.357
-9.4	0.36
-9.6	0.361
-9.8	0.361
-10	0.359
-10.2	0.356
-10.4	0.351
-10.6	0.346
-10.8	0.339
-11	0.332
-11.2	0.323
-11.4	0.314
-11.6	0.303
-11.8	0.292
-12	0.281
-12.2	0.268
-12.4	0.256
-12.6	0.242
-12.8	0.228
-13	0.214
-13.2	0.199
-13.4	0.184
-13.6	0.168
-13.8	0.158
-14	0.148
-14.2	0.138
-14.4	0.128
-14.6	0.118
-14.8	0.108
-15	0.098
-15.2	0.087
-15.4	0.078
-15.6	0.069

Involuppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-15.8	0.06
-16	0.053
-16.2	0.045
-16.4	0.039
-16.6	0.033
-16.8	0.027
-17	0.022
-17.2	0.018
-17.4	0.014
-17.6	0.011
-17.8	0.008
-18	0.005
-18.2	0.003
-18.4	0.002
-18.6	0.001
-18.8	0
-19	0

6.2.2. Grafico Involuppi Apertura Fessure - Caver



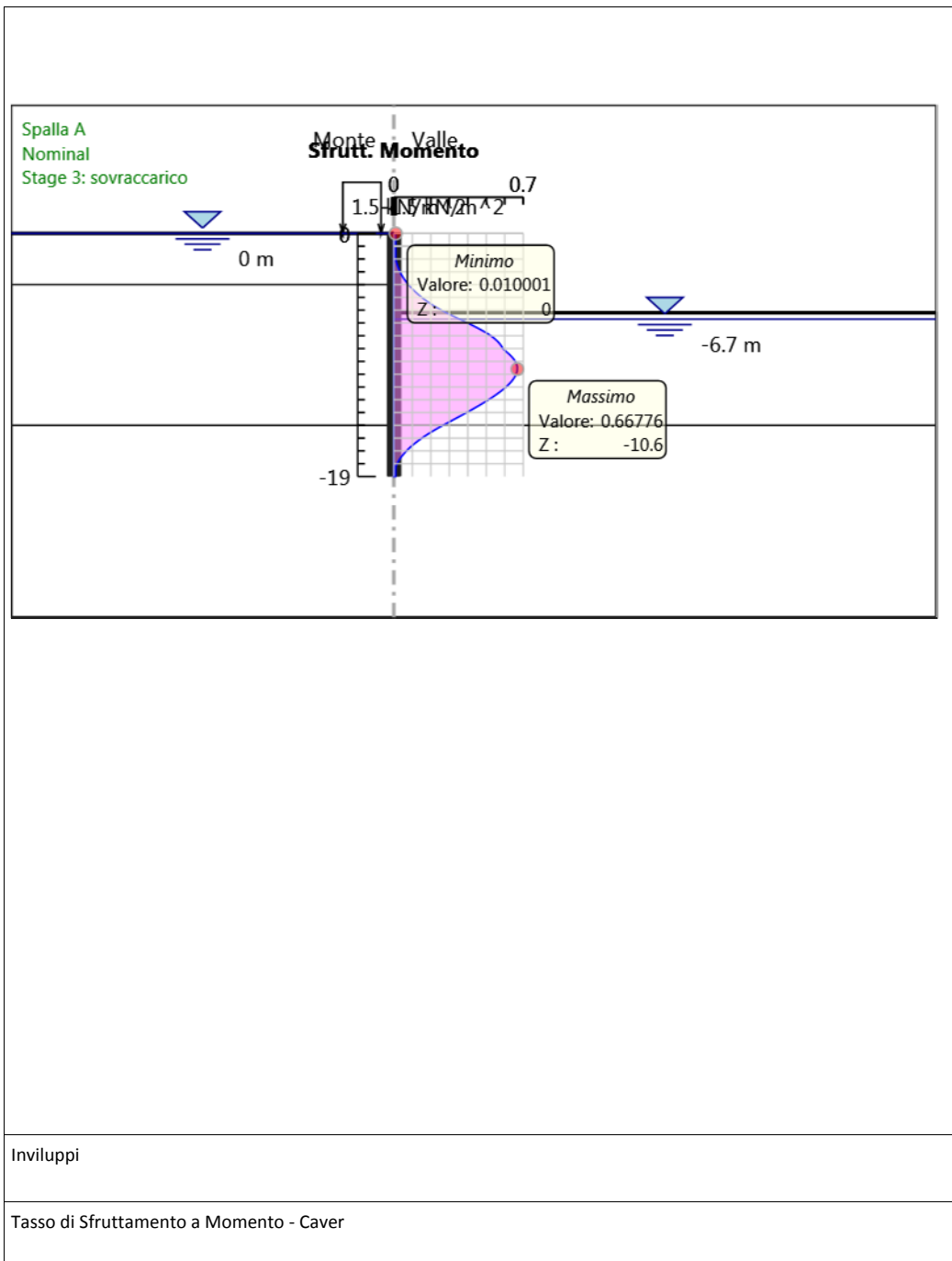
6.2.3. Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver : LEFT

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	0.013
-2.4	0.017
-2.6	0.022
-2.8	0.027
-3	0.033
-3.2	0.04
-3.4	0.048
-3.6	0.057
-3.8	0.068
-4	0.079
-4.2	0.091
-4.4	0.104
-4.6	0.119
-4.8	0.134
-5	0.151
-5.2	0.17
-5.4	0.189
-5.6	0.21
-5.8	0.233
-6	0.258
-6.2	0.284
-6.4	0.312
-6.6	0.341
-6.8	0.37
-7	0.399
-7.2	0.427
-7.4	0.454
-7.6	0.48

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-7.8	0.503
-8	0.524
-8.2	0.543
-8.4	0.559
-8.6	0.571
-8.8	0.582
-9	0.59
-9.2	0.605
-9.4	0.621
-9.6	0.635
-9.8	0.647
-10	0.656
-10.2	0.663
-10.4	0.667
-10.6	0.668
-10.8	0.666
-11	0.661
-11.2	0.655
-11.4	0.645
-11.6	0.634
-11.8	0.621
-12	0.607
-12.2	0.59
-12.4	0.573
-12.6	0.553
-12.8	0.533
-13	0.512
-13.2	0.49
-13.4	0.467
-13.6	0.443
-13.8	0.418
-14	0.394
-14.2	0.368
-14.4	0.343
-14.6	0.317
-14.8	0.291
-15	0.266
-15.2	0.24
-15.4	0.216
-15.6	0.194
-15.8	0.172
-16	0.152

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-16.2	0.132
-16.4	0.114
-16.6	0.098
-16.8	0.082
-17	0.068
-17.2	0.055
-17.4	0.044
-17.6	0.033
-17.8	0.025
-18	0.017
-18.2	0.011
-18.4	0.01
-18.6	0.01
-18.8	0.01
-19	0.01

6.2.4. Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver



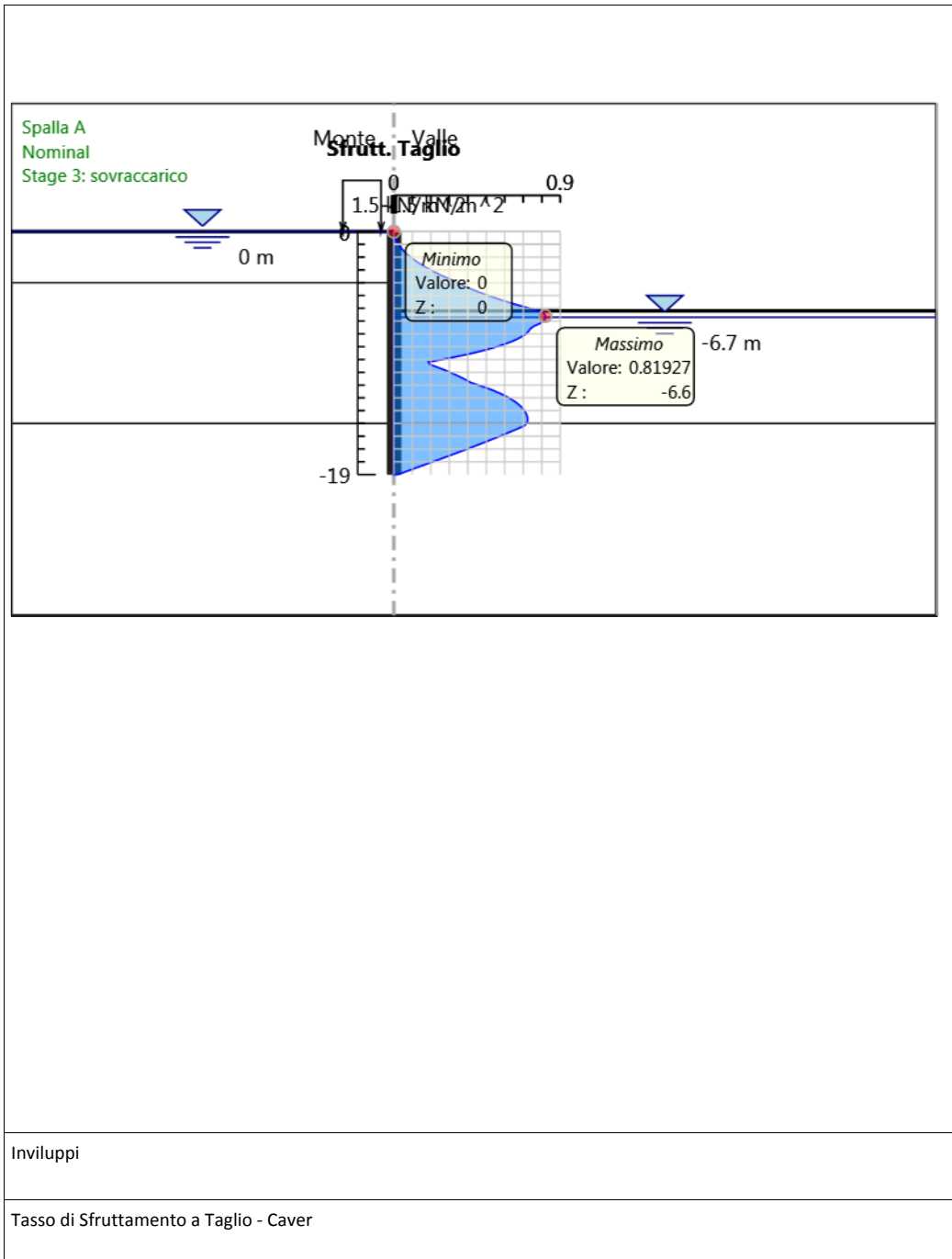
6.3.5. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
0	0
-0.2	0.002
-0.4	0.004
-0.6	0.008
-0.8	0.013
-1	0.02
-1.2	0.028
-1.4	0.038
-1.6	0.048
-1.8	0.06
-2	0.074
-2.2	0.089
-2.4	0.105
-2.6	0.122
-2.8	0.141
-3	0.161
-3.2	0.183
-3.4	0.206
-3.6	0.23
-3.8	0.255
-4	0.277
-4.2	0.301
-4.4	0.326
-4.6	0.354
-4.8	0.383
-5	0.413
-5.2	0.446
-5.4	0.48
-5.6	0.516
-5.8	0.554
-6	0.593
-6.2	0.634
-6.4	0.657
-6.6	0.663
-6.8	0.663
-7	0.655
-7.2	0.638
-7.4	0.612
-7.6	0.597

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-7.8	0.59
-8	0.578
-8.2	0.561
-8.4	0.541
-8.6	0.515
-8.8	0.485
-9	0.451
-9.2	0.412
-9.4	0.369
-9.6	0.321
-9.8	0.269
-10	0.212
-10.2	0.151
-10.4	0.159
-10.6	0.19
-10.8	0.219
-11	0.246
-11.2	0.271
-11.4	0.295
-11.6	0.316
-11.8	0.336
-12	0.37
-12.2	0.403
-12.4	0.432
-12.6	0.459
-12.8	0.483
-13	0.504
-13.2	0.522
-13.4	0.538
-13.6	0.552
-13.8	0.563
-14	0.572
-14.2	0.578
-14.4	0.583
-14.6	0.585
-14.8	0.585
-15	0.581
-15.2	0.57
-15.4	0.544
-15.6	0.517
-15.8	0.491
-16	0.463

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-16.2	0.436
-16.4	0.407
-16.6	0.379
-16.8	0.35
-17	0.321
-17.2	0.291
-17.4	0.261
-17.6	0.231
-17.8	0.2
-18	0.17
-18.2	0.139
-18.4	0.109
-18.6	0.078
-18.8	0.047
-19	0.027

6.3.6. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver





Report di Calcolo

Nome Progetto: Opere provvisionali Viadotto Illasi - Pile 2, 3, 4 e 5

Autore:

Jobname: \\psf\Home\Documents\IG\20829\02Progetto_Definitivo\Revisione_01\VR-Montebello\Calcoli\Viadotto_Illasi\Viadotto Illasi Palancole h 3.5m.pplus

Data: 31/07/2015 20.08.15

Design Section:

1. Descrizione del Software

ParatiePlus analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno.

ParatiePlus non permette lo studio di problematiche che coinvolgono un movimento esteso del versante di scavo, in quanto ParatiePlus non consente lo sviluppo di movimenti rigidi della parete o parti di ammasso rispetto ad altre parti di terreno.

Scopo precipuo di ParatiePlus è quindi il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno, e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

La simulazione numerica è quella offerta dal metodo degli elementi finiti.

La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

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;-4)
(0;-4)
(42.5;-4)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-11)
(42.5;-11)
(42.5;-30)
(-30;-30)

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ_c	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									

3. Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Muro di sinistra

Sezione : Palancole

Area equivalente : 0.0211243333333333 m

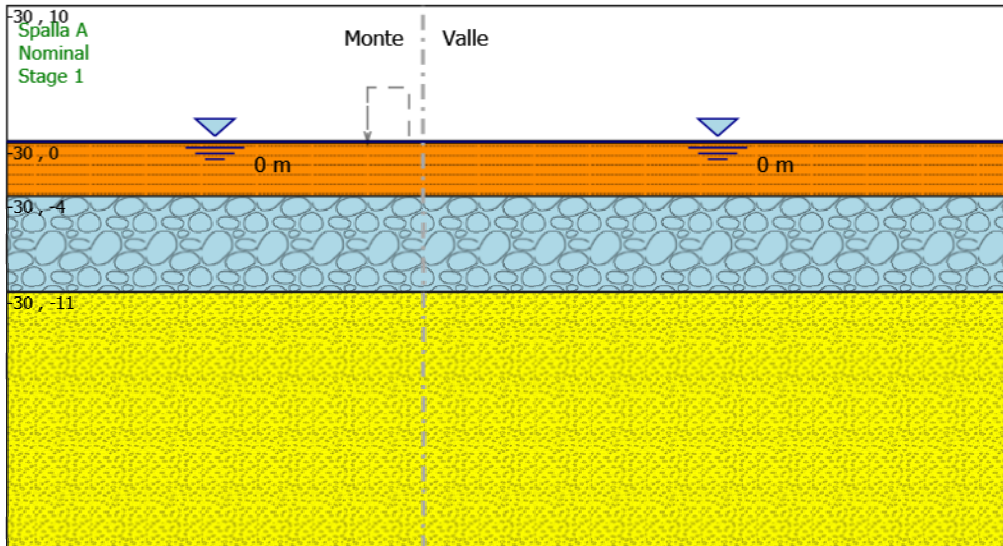
Inerzia equivalente : 0.0006 m⁴/m

Profilo palancole : AZ 28



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

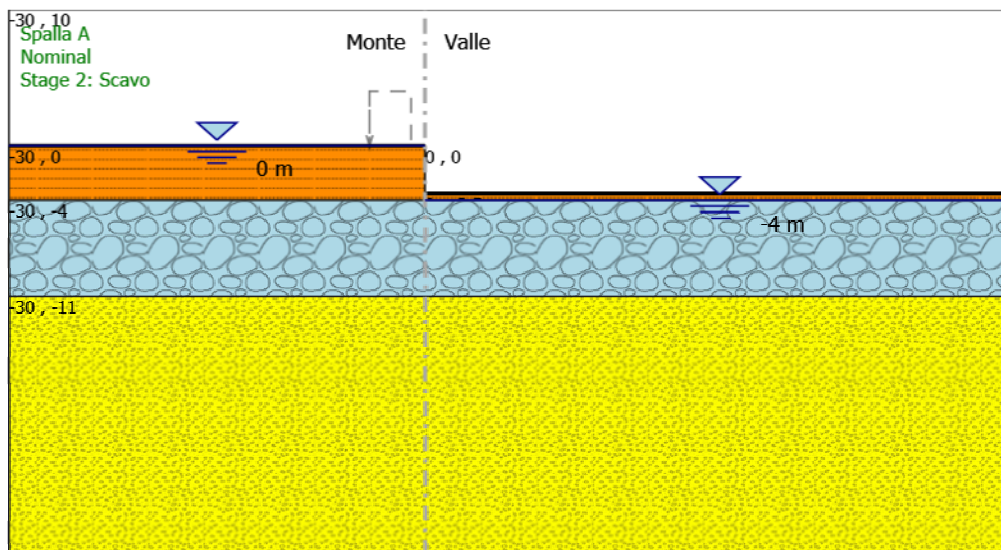
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : Palancole

4.2. Stage 2: Scavo



Stage 2: Scavo

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -3.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-3.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -4 m

Elementi strutturali

Paratia : PaliD1000accostati

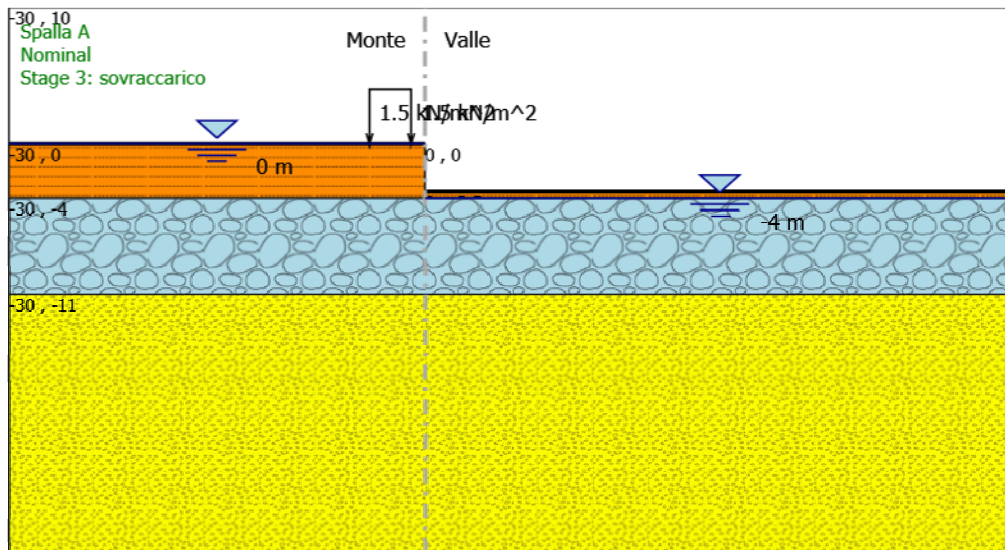
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : Palancole

4.3. Stage 3: sovraccarico



Stage 3: sovraccarico

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -3.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-3.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : 0 m

Falda di destra : -4 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

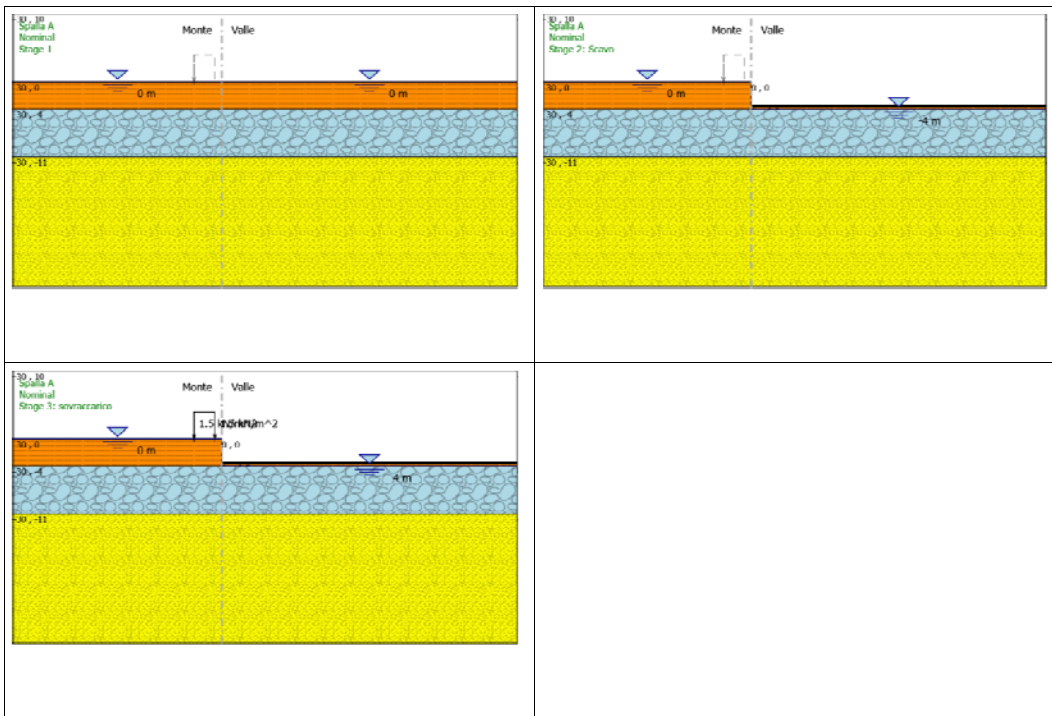
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : Palancole

4.4. Tabella Configurazione Stage (Nominal)



5. Descrizione Coefficienti Design Assumption

Coefficienti A

No-me	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

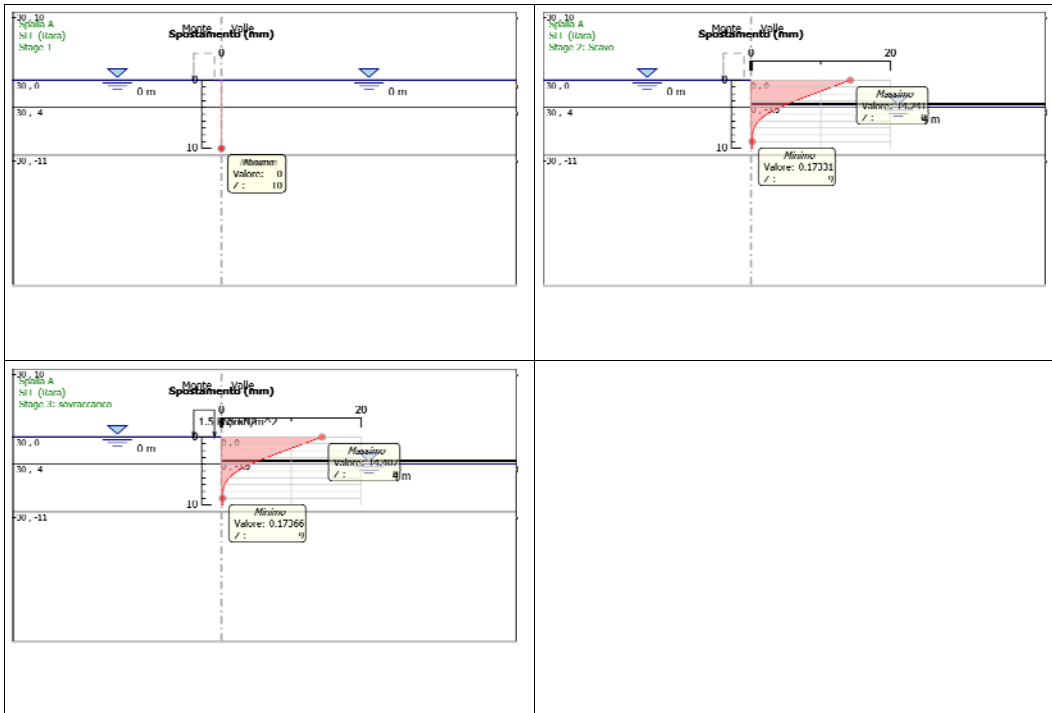
Coefficienti R

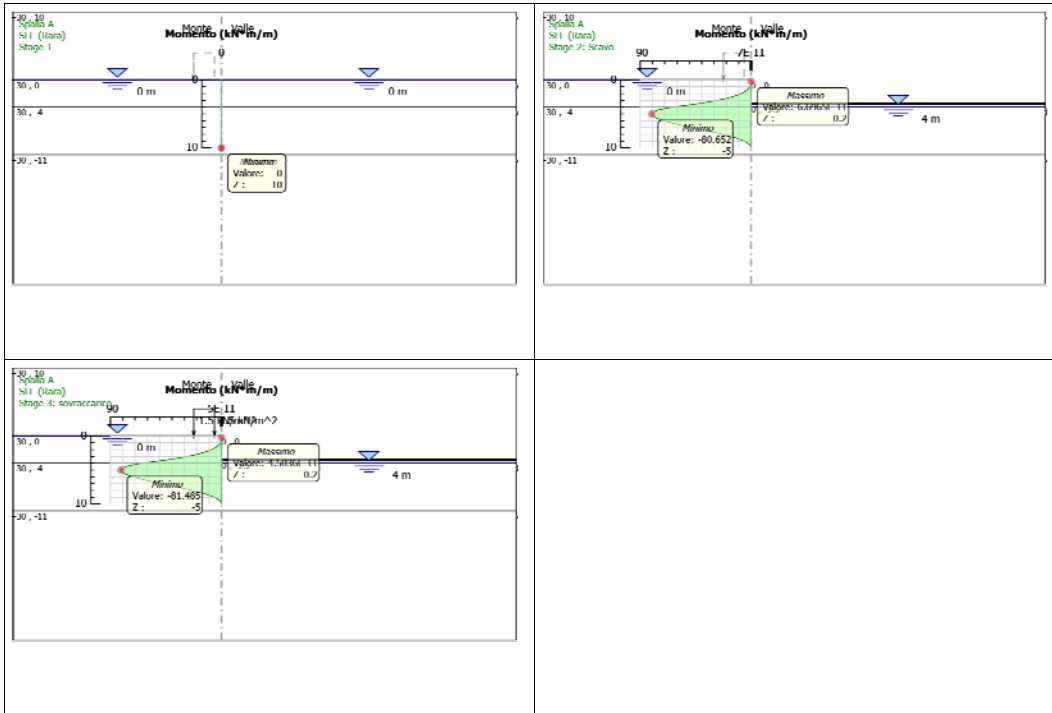
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1

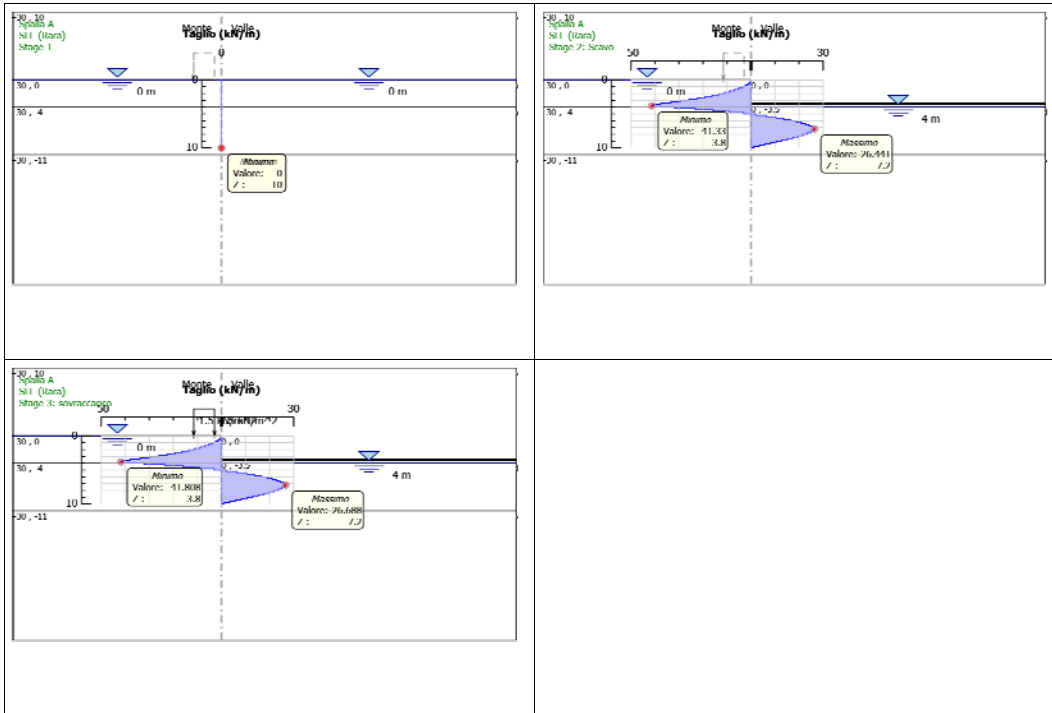
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti per- manenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti tem- poranei (F_Anch_T)	Parziale elementi strut- turali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_p	γ_t	
A1+M1+R1	1	1.2	1.1	1
A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

5.1. Risultati SLE (Rara)

5.1.1. Tabella Grafici dei Risultati

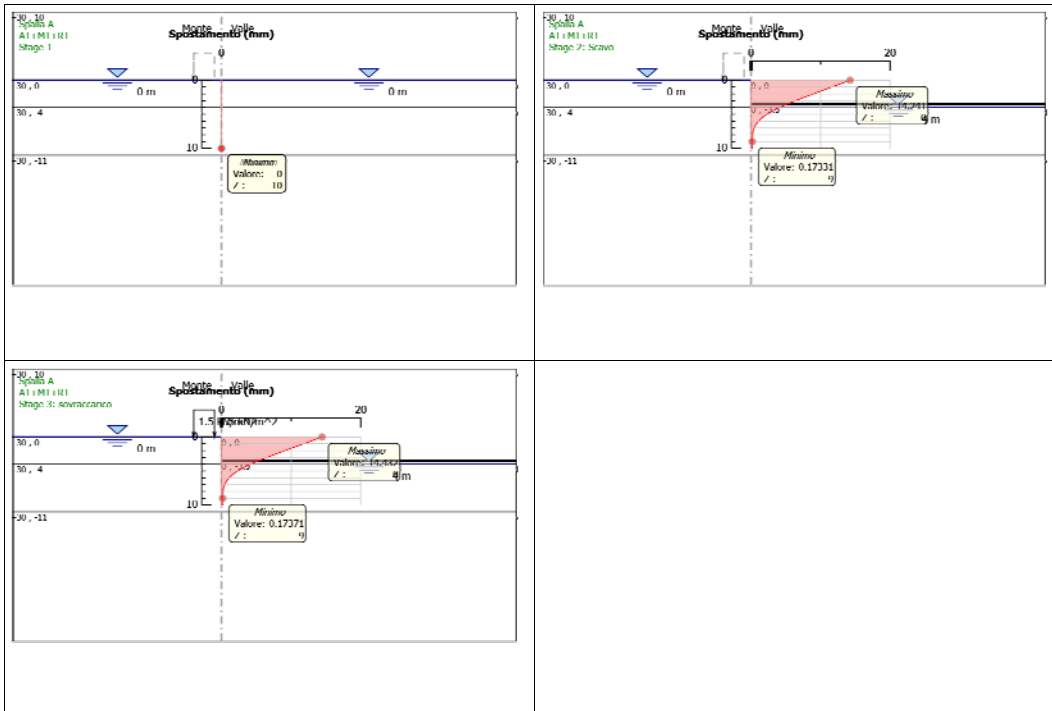


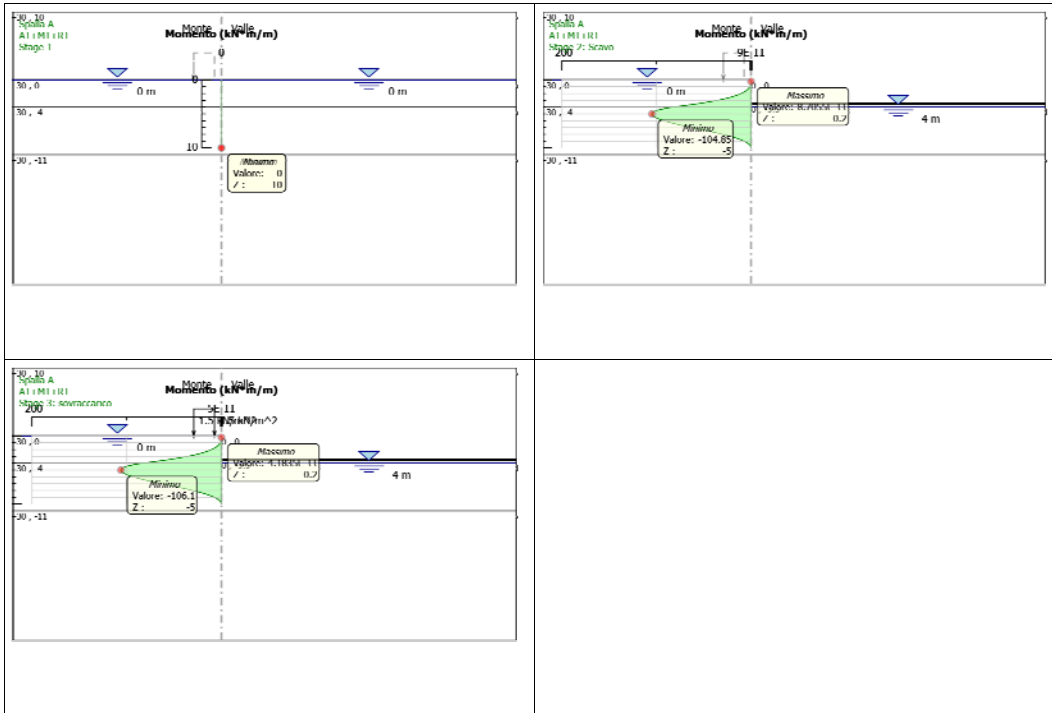


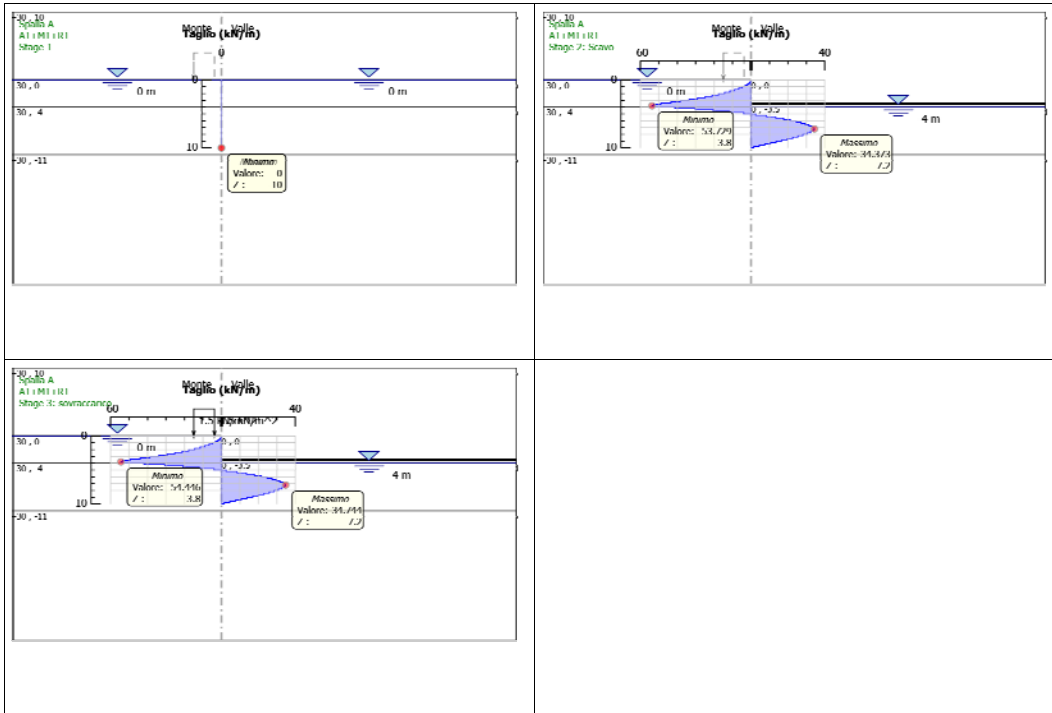


5.2. Risultati A1+M1+R1

5.2.1. Tabella Grafici dei Risultati

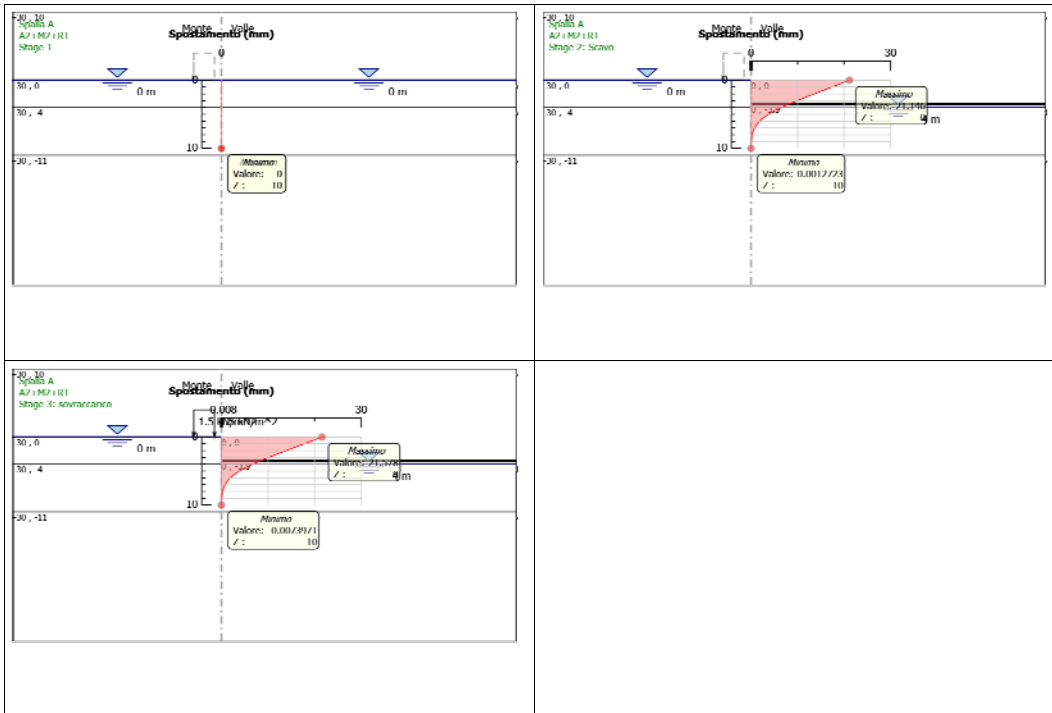


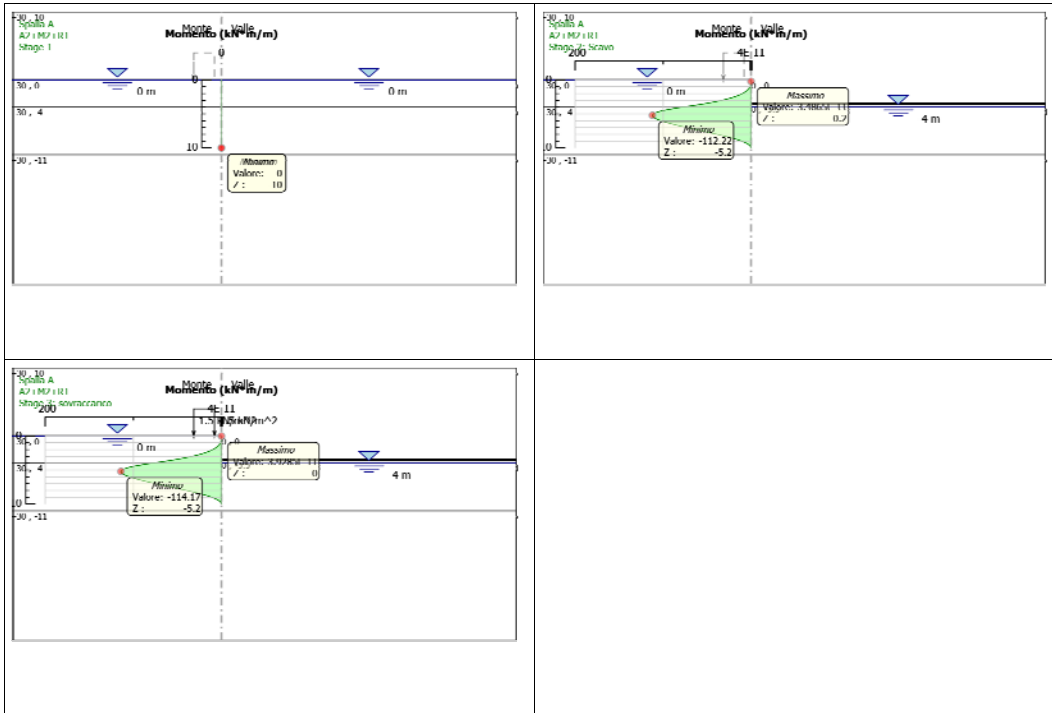


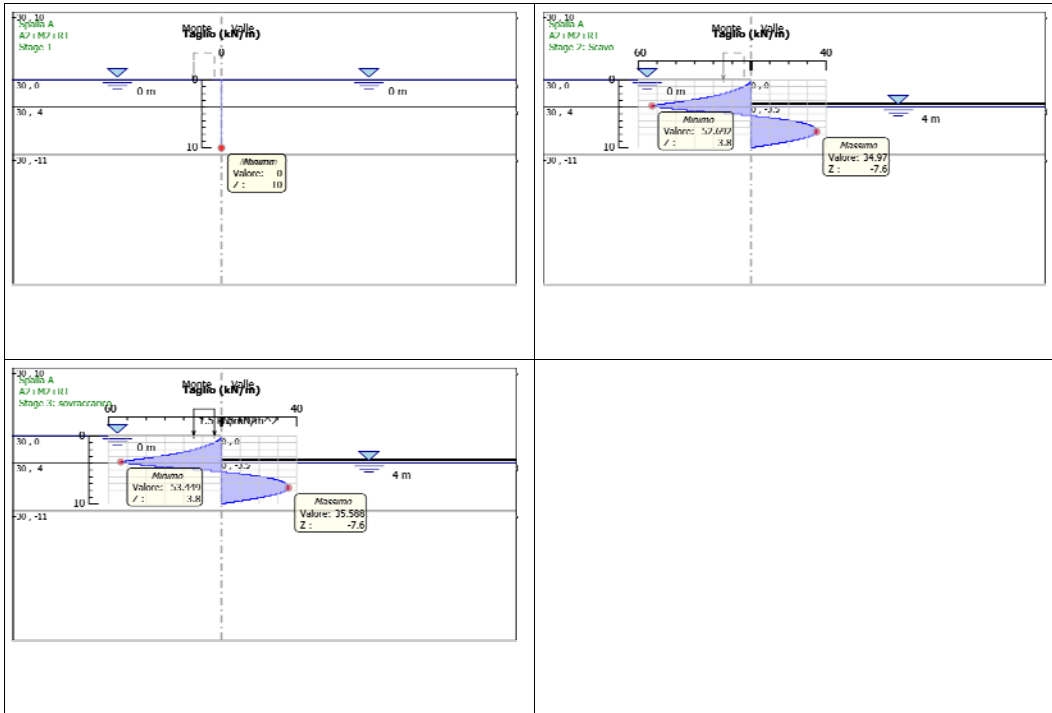


5.3. Risultati A2+M2+R1

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

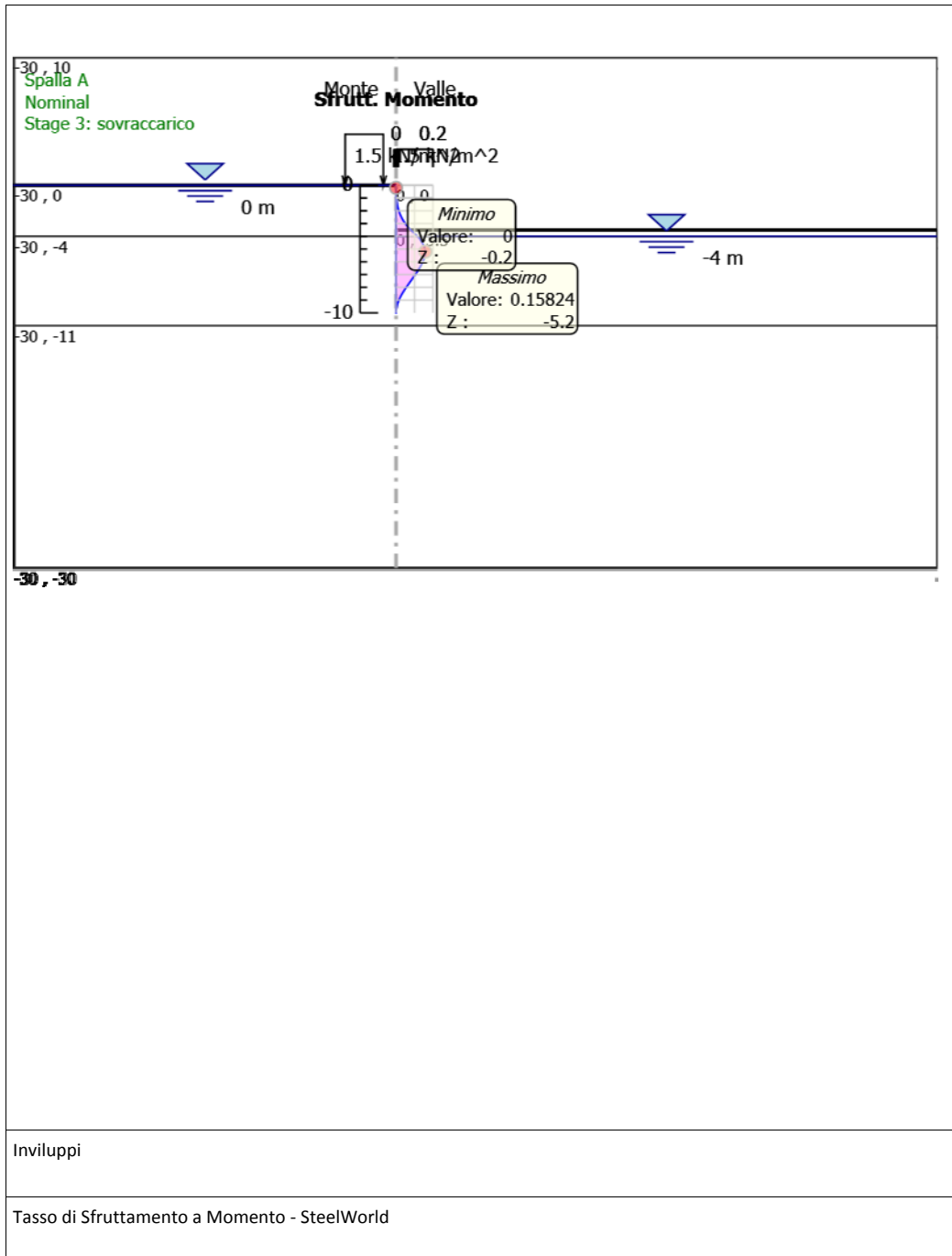
6.2. Risultati SteelWorld

6.2.1. Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld : LEFT

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld
0	0
-0.2	0
-0.4	0
-0.6	0
-0.8	0.001
-1	0.001
-1.2	0.002
-1.4	0.004
-1.6	0.006
-1.8	0.008
-2	0.011
-2.2	0.015
-2.4	0.02
-2.6	0.025
-2.8	0.031
-3	0.038
-3.2	0.047
-3.4	0.056
-3.6	0.067
-3.8	0.078
-4	0.09
-4.2	0.099
-4.4	0.105
-4.6	0.11
-4.8	0.112
-5	0.113
-5.2	0.112
-5.4	0.111
-5.6	0.108
-5.8	0.104
-6	0.099
-6.2	0.094
-6.4	0.088
-6.6	0.082
-6.8	0.075
-7	0.068
-7.2	0.061

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld
-7.4	0.053
-7.6	0.046
-7.8	0.039
-8	0.032
-8.2	0.026
-8.4	0.021
-8.6	0.016
-8.8	0.012
-9	0.008
-9.2	0.005
-9.4	0.003
-9.6	0.001
-9.8	0
-10	0

6.2.2. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - SteelWorld



6.2.3. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld
0	0
-0.2	0
-0.4	0.001
-0.6	0.001
-0.8	0.002
-1	0.003
-1.2	0.004
-1.4	0.005
-1.6	0.007
-1.8	0.008
-2	0.01
-2.2	0.012
-2.4	0.015
-2.6	0.017
-2.8	0.02
-3	0.023
-3.2	0.026
-3.4	0.029
-3.6	0.031
-3.8	0.032
-4	0.025
-4.2	0.018
-4.4	0.012
-4.6	0.007
-4.8	0.002
-5	0.002
-5.2	0.005
-5.4	0.008
-5.6	0.01
-5.8	0.013
-6	0.014
-6.2	0.016
-6.4	0.017
-6.6	0.019
-6.8	0.02
-7	0.02
-7.2	0.02
-7.4	0.02
-7.6	0.019

Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld
-7.8	0.018
-8	0.017
-8.2	0.015
-8.4	0.013
-8.6	0.012
-8.8	0.01
-9	0.008
-9.2	0.006
-9.4	0.004
-9.6	0.003
-9.8	0.001
-10	0.001

6.2.4. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld

