

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: VI07 VIADOTTO DUGALETTO DAL Km 23+527.15 AL Km 23+549.15

RELAZIONE GEOTECNICA.

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

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

I	N	0	D	0	0	D	I	2	R	B	V	I	1	7	0	0	0	0	1	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

ATI bonifica			

Progettazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	Tipo di Emissione	C.Grossi <i>Cristina Grossi</i>	Agosto 2015	P.Ascari <i>Polo Ascari</i>	Agosto 2015	V.Pastore <i>V. Pastore</i>	Agosto 2015	

File: IN0D00DI2RBV11700001A .DUGALETTO	CUP: J41E9100000009	n. Elab.:
	CIG: 3320049F17	

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	DOCUMENTI PROGETTUALI.....	4
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	5
2.3	BIBLIOGRAFIA TECNICA.....	6
3	BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
4	INDAGINI DISPONIBILI	7
5	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AREA.....	9
6	PALI.....	11
6.1	DEFINIZIONE DELLA METODOLOGIA DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE.....	11
6.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	11
6.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	11
6.2.1.1	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE	12
6.2.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	14
6.3	TIPI DI PALO	15
6.4	STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA.....	15
6.5	CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ASSIALI.....	16
6.6	PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE	25
6.6.1	carico limite ultimo per carichi orizzontali.....	25
6.6.2	Interazione palo terreno.....	26
6.6.3	AZIONI SUL PALO PER VERIFICHE STRUTTURALI SLU	27
6.6.4	SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE.....	28
7	OPERE PROVVISORIALI	34
7.1	INTRODUZIONE	34
7.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	34
7.2.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	34
7.2.2	STABILITA' GEOTECNICA E STRUTTURALE DELL'OPERA DI SOSTEGNO.....	35
7.2.3	STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	36
7.3	VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI.....	36
7.3.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	38
7.3.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU.....	40
7.3.2.1	STABILITÀ GEOTECNICA DELL'OPERA DI SOSTEGNO (A2+M2+R1).....	40
7.3.2.2	DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI DI DESIGN SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI	41
7.3.3	VERIFICHE STRUTTURALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	41
7.3.4	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO SLE	42

7.3.5 VERIFICA A SIFONAMENTO	42
ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO PALI	43
ALLEGATO B – TABULATO DI CALCOLO PROGRAMMA PARATIE.....	49

1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica del Viadotto Dugaletto posto fra le progressive km 23+527.15 e km 23+549.15, e facente parte del 1° Lotto funzionale della Linea AV/AC Verona-Padova, ed in particolare del 3° lotto costruttivo Verona-Montebello Vicentino.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTI PROGETTUALI

- [1] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geologica e geomorfologica – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0002001
- [2] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Carta geologica e geomorfologica e profilo geolitologico – Elaborato da n° IN0D00DI2G4GE0003001 a n° IN0D00DI2G4GE0003008
- [3] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione idrogeologica – Elaborato n° IN0D00DI2RHGE0002001
- [4] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Carta Idrogeologica e profilo idrogeologico. – Elaborato da n° IN0D00DI2G4GE0002001 a n° IN0D00DI2G4GE0002008
- [5] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geotecnica generale & addendum – 3° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005003
- [6] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione geotecnica – Rilevati e trincee con opere di sostegno e sottovia - 3° Lotto – Elaborato n° IN0D00DI2RBGE0005008
- [7] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Profilo geotecnico Tav.6/8 in scala 1:5000/1:500 – Elaborato n° IN0D00DI2F5GE0002006
- [8] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione sismica – Elaborato n° IN0D00DI2RH000000001
- [9] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Planimetria con classificazione sismica del territorio – da Tav.1/4 a Tav.4/4, – Elaborato da n°IN0D00DI2P4GE0000001 a IN0D00DI2P4GE0000004

- [10] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Ponti e Viadotti – “Viadotto Dugaletto dal km 23+527.15 al km 23+549.15 – Profilo geotecnico in scala 1:1000/1:100 – Elaborato n° IN0D00DI2F7VI1700001
- [11] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione stratigrafie dei sondaggi – Elaborato n°IN0D00DI2RHGE0000001
- [12] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione prove penetrometriche statiche – Elaborato n°IN0D00DI2RHGE0000002
- [13] Linea AV/AC VERONA – PADOVA – 1° Sub lotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO – Relazione prove di laboratorio – Elaborato n°IN0D00DI2RHGE0000005

2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- [14] 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.
- [15] 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
- [16] CEN [Comité Européen de Normalisation, 2003]. Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance. Document EN 1998-1, Brussels.
- [17] RFI – Manuale di progettazione – Documento n° RFI-DINIC-MA-CS-00-001-C del 20 Settembre 2004
- [18] RFI – Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie – Documento n° RFI-DTC-INC-CS-SP-IFT-001-A del 21 Dicembre 2011
- [19] 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

- [20] 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.
- [21] Berezantsev W.HG. (1965), "Design of Deep Foundations", Proc. 6th ICSMFE, Montreal. Vol.II
- [22] Berezantsev W.HG. (1970), "Calculation of the Construction Basis", Leningrad.
- [23] 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.
- [24] 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.
- [25] Gwizdala K. (1984) "Large bored piles in non cohesive soils" Swedish Geotechnical Institute, Report n° 26+
- [26] 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.
- [27] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [28] 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..
- [29] Viggiani (1999), "Fondazioni" Hevelius Edizioni

3 BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

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

Il piano campagna in corrispondenza del ponte è circa alla +28.5.0 m s.lm.

4 INDAGINI DISPONIBILI

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

In particolare, le indagini qui esaminate sono le seguenti.

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

Progressiva (km ≈)	Sondaggio o prova CPTU (Denomin.)	Campagna d'indagine (anno)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza sondaggio/CPTU (m)	Piezometro installato C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tube Aperto ⁽²⁾
23+470	CPTU33V	2015	28.24	41	-
23+590	CPTU34V	2015	27.637	14	-
23+670	BH19V	2015	27.95	50	TA (36m→50m)

⁽¹⁾ = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande
⁽²⁾ = Tra parentesi il tratto finestrato

Nei Doc.Rif.[11], Doc.Rif.[12] e Doc.Rif.[13] sono riportati gli originali dei risultati delle indagini, nonché i risultati di dettaglio delle prove di laboratorio.

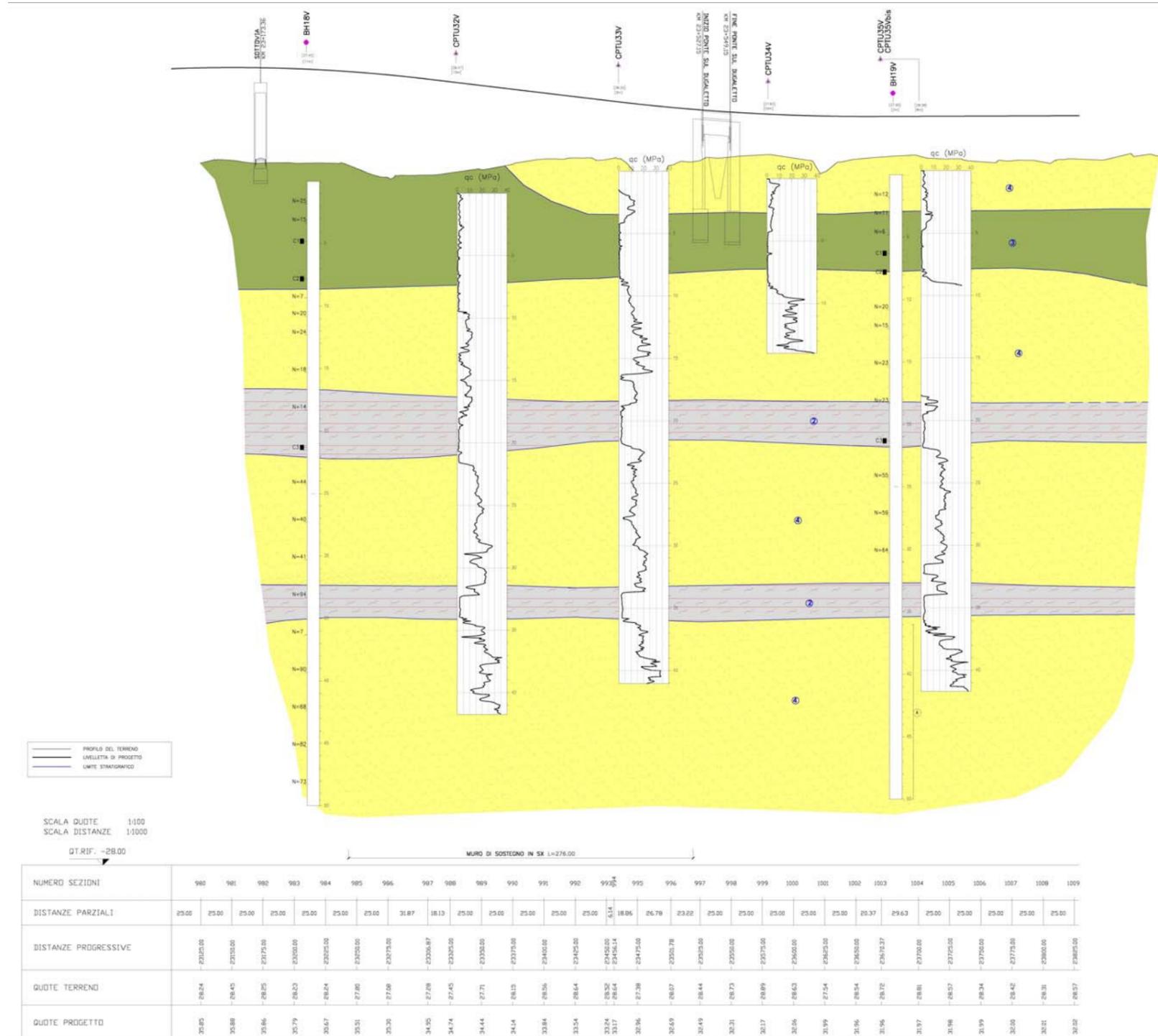


Figura 1 – Profilo geotecnico

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBVI1700001-A	Pag 9 di 50

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AREA

Per una definizione delle caratteristiche geotecniche del sito ed in particolare per la definizione dei valori dei parametri geotecnici utilizzati per il dimensionamento dei pali di fondazione dell'area del Lotto 3, si rimanda alla relazione di caratterizzazione geotecnica generale di cui al Doc.Rif.[5].

Di seguito si riporta una descrizione della situazione stratigrafica dell'area del Ponte in oggetto, mentre nel Capitolo 6 è riportata la stratigrafia di calcolo utilizzata insieme ai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

- Da p.c. a profondità di circa 4 – 5 m sono presenti sabbie da limose a debolmente limose, caratterizzate da valori di resistenza alla punta q_c mediamente inferiori a 5 MPa e valori di SPT bassi (6 – 11 colpi/30 cm).
- Al di sotto e per uno spessore di 4 – 5 m sono presenti argille debolmente limose, con intercalazioni, da millimetriche a centimetriche, di sabbia fine. I dati penetrometrici indicano valori di resistenza alla punta q_c mediamente inferiori al MPa e fino a 0.6÷0.8 MPa.
- Al di sotto, e fino alle massime profondità indagate (50 m da p.c.), sono invece presenti sabbie medie e fini con frequenti intercalazioni di limi argillosi di spessore massimo pari a 2 - 3 metri. I valori di SPT variano da 20 – 23 colpi/30 cm nelle sabbie più superficiali (10 – 20 m dal p.c.) e superano i 50 colpi/30 cm negli strati più profondi (oltre i 20 m dal p.c.).

Le condizioni di falda considerate nel calcolo sono quelle prescritte dalla Relazione Idrogeologica, che fissa la falda di progetto ad una profondità di 1,5 dal p.c. sia per le condizioni temporanee (opere provvisoriale) che per quelle di lungo termine.

Tabella 2: Lotto 3 – Letture piezometriche (campagna 2014/2015)

Tratta AV/AC Verona Padova - 2° Lotto Costruttivo Km 10+045 - 10+100 - Campagna indagine geotecnica 2014										
Progressiva	Copa	Stiga	Profondità (m)	18/11/2014	28/11/2014	12/12/2014	18/01/2015	18/02/2015	27/03/2015	
				m da p.c.						
10-221	CVF-Bella	SFA1E	50					-0,32	-1,32	
11-474,02	Fonte Masl	SFA19						-0,02	-0,02	
11-712,74 *	Fonte Masl	SFAA18	50		-1,14	-1,02	-1,30	-1,30	-1,30	RESOL. SPERANZA
					-1,12	-1,12	-1,48	-1,42	-1,50	RESOL. PROFONDO
12-021	Settole	SFA20	20	-1,80	-0,32	-1,87	-0,20	-0,11	-0,02	
12-082,23	Fonte sul canale	SFA20a	30		-0,28	-0,22	-0,50	-0,42	-0,32	
12-027	CVF-Bella *	SFA21	30	-1,20	-0,50	-0,30	-0,61	-0,52	-0,48	
14-032	CV-Bucola-Bella *	SFA22	20		-1,32	-1,12	-1,52	-1,44	-1,28	
16-192	Settole	SFA24	20					-1,32	-1,28	
17-027	Settole	SFA25	20			-0,30	-0,02	-0,58	-0,42	
17-090	Settole	SFA26	20							
17-082	Settole	SFA27	20		-0,02	-0,02	-0,02	-0,12	-0,02	

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

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

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

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. [14]). 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. [14]) per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [14]})$$

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. [14]).

6.2.1.1 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE

In accordo a quanto definito nel Par. 6.4.3.1 delle NTC2008 (Doc. Rif. [14]), 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. [14]) e per comodità riportati rispettivamente nella Tabella 4 e Tabella 5 del presente documento.

Il peso del palo, in accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 delle NTC2008, Doc.Rif.[14], deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla Tabella 4.

In condizioni sismiche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 7.11. delle NTC2008, Doc.Rif.[14], tutti i coefficienti sulle azioni A1 e A2 sono posti pari a 1 (par.7.11.1).

Le raccomandazioni per la progettazione delle fondazioni profonde riportate nel presente documento sono basate sull'Approccio 1 (DA1) delle NTC 2008 (Doc. Rif. [14], vedi anche Doc. Rif.[15]).

Tabella 4: Tab. 6.2.I, NTC 2008 (Doc.Rif.[14])

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

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

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

Tabella 5: Tab. 6.4.II, NTC 2008 (Doc.Rif.[14])

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

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

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

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

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

6.3 TIPI DI PALO

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

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

Nello schema di calcolo la testa palo è posta a 3.5 m dal piano finito.

6.4 STRATIGRAFIE DI CALCOLO E CONDIZIONI DI FALDA

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

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

	Da	a	γ	ϕ'_k	c'_k	C_{Uk}	δ	$q_{b,ult}$	k_H
	(m p.c.)	(m p.c.)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)	(°)	(kPa)	kN/m ³
Sabbia limosa	0.0	4.0	18.5	32	0	-	32	1500	12000
Argilla limosa	4.0	8.5	18.5	-	-	30	-	$9 \cdot C_{Uk}$	-
Sabbia	8.5	19.0	18.5	34	0	-	34	1500	12000
Limo	19.0	22.0	18.5	-	-	85	-	$9 \cdot C_{Uk}$	-
Sabbia	22.0	34.0	18.5	34	0	-	34	2500	
Limo	34.0	36.0	18.5	-	-	160	-	$9 \cdot C_{Uk}$	
Sabbia	Da 36 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 la falda è stata posta a -1.5 m dal p.c., secondo quanto riportato nella Relazione Idrogeologica.

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

In conformità con la normativa NTC2008 (Doc. Rif.[14]), 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.[14] (Tabella 5 del presente documento).

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

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

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

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

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

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

I valori caratteristici a compressione del palo $R_{c,k}$ e a trazione $R_{t,k}$, sono ottenuti applicando i fattori di correlazioni ξ_3 e ξ_4 (si veda Tab. 6.4.IV del Doc. Rif.[14], Tabella 7 nel presente documento) alla resistenza a compressione $R_{c,cal}$ e a trazione $R_{t,cal}$ calcolati partendo dai risultati delle indagini geotecniche. In particolare:

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

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

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

Per l'opera in questione si è scelto di considerare, come riportato al Capitolo 5, una stratigrafia di calcolo che fa riferimento ai valori minimi dei parametri geotecnici caratteristici, considerando inoltre una successione stratigrafica ragionevolmente cautelativa. Si è quindi ritenuto che il valore di resistenza di calcolo così ottenuto rappresenti un minimo fra quelli possibili. Si è ritenuto di utilizzare un coefficiente $\xi_4=1.55$.

Tabella 7: Tab. 6.4.IV, NTC 2008 (Doc.Rif.[14])

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

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

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

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

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

con:

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

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

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

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

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

Terreni coesivi

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

dove:

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

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

Terreni sabbiosi

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

dove:

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

δ = angolo d'attrito tra palo e terreno come riportato in Tabella 6;

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

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

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

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

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

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

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

Terreni coesivi

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

Terreni sabbiosi

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

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

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

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

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

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

Nei terreni stratificati, come quelli dell'area in oggetto, costituiti da alternanze di strati coesivi e di sabbie o ghiaie, la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi è stata abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura 3.

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

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

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

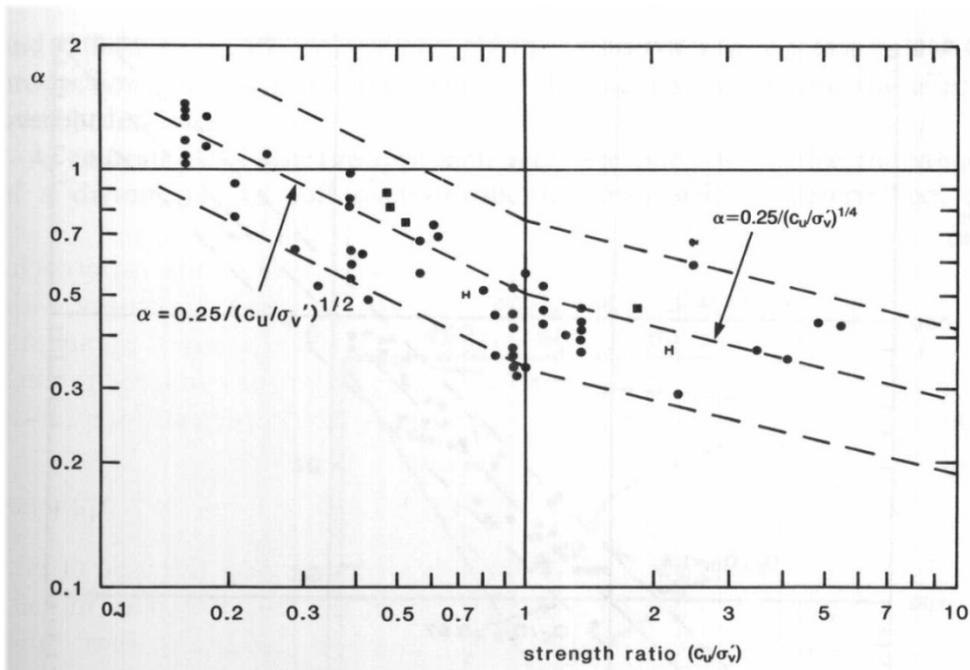


Figura 2 – Valore di α in funzione del rapporto c_u/σ'_v (da Fleming. W.G.K., Weltman. A.J., Randolph. M.F., Elson, W.K. (1985))

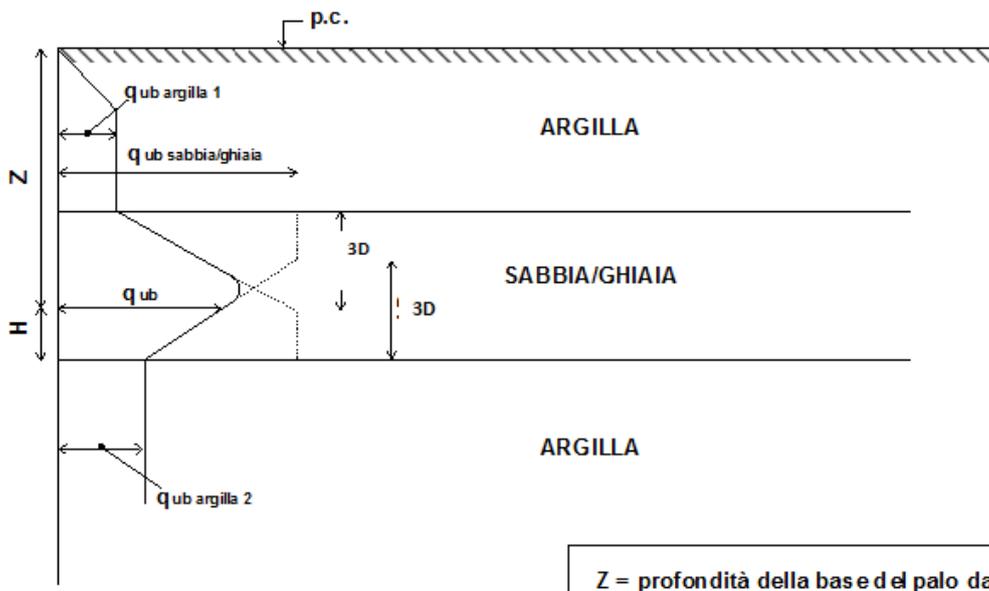


Figura 3 - Criterio di valutazione della pressione ultima di base (q_{ub}) in terreni stratificati

Tabella 8: Resistenza di progetto palo singolo Approccio 1 , Combinazione 1 (A1+M1+R1) e Combinazione 2 (A2+M1+R2) –Diametro palo D=1500 mm

L palo	Approccio 1 Combinazione 1 STRU (A1+M1+R1)		Approccio 1 Combinazione 2 GEO (A2+M1+R2)	
	R _d , compressione	R _d , trazione	R _d , compressione	R _d , trazione
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
20	4431	3429	2875	2342
21	5169	3738	3338	2545
22	5919	4059	3809	2755
23	6681	4390	4289	2972
24	7016	4733	4519	3196
25	7363	5086	4757	3427
26	7722	5450	5003	3665
27	7825	5826	5100	3909
28	7940	6212	5206	4161
29	8068	6609	5320	4419
30	8207	7018	5442	4684
31	8443	7392	5617	4928
32	8671	7637	5772	5091
33	9212	7931	6118	5285
34	10174	8368	6727	5568
35	11136	8804	7336	5851
36	12098	9241	7945	6134
37	13059	9678	8554	6417
38	13499	10115	8857	6700
39	13939	10552	9159	6983
40	14379	10989	9461	7266

L palo	Approccio 1 Combinazione 1 STRU (A1+M1+R1)		Approccio 1 Combinazione 2 GEO (A2+M1+R2)	
	R _d , compressione	R _d , trazione	R _d , compressione	R _d , trazione
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
41	14819	11426	9763	7549
42	15259	11863	10065	7832
43	15699	12300	10367	8115
44	16139	12737	10669	8398
45	16579	13174	10971	8681
46	17019	13611	11274	8964
47	17459	14048	11576	9247
48	17899	14485	11878	9530
49	18339	14922	12180	9813
50	18779	15359	12482	10096

Dove
R_d, compressione = Resistenza di progetto in compress.
R_d, trazione = Resistenza di progetto a trazione

Viadotto Dugaletto
Resistenza di progetto (R_d) del palo singolo
PALO TRIVELLATO
Approccio 1 - Combinazione 1 - STRU (A1+M1+R1)

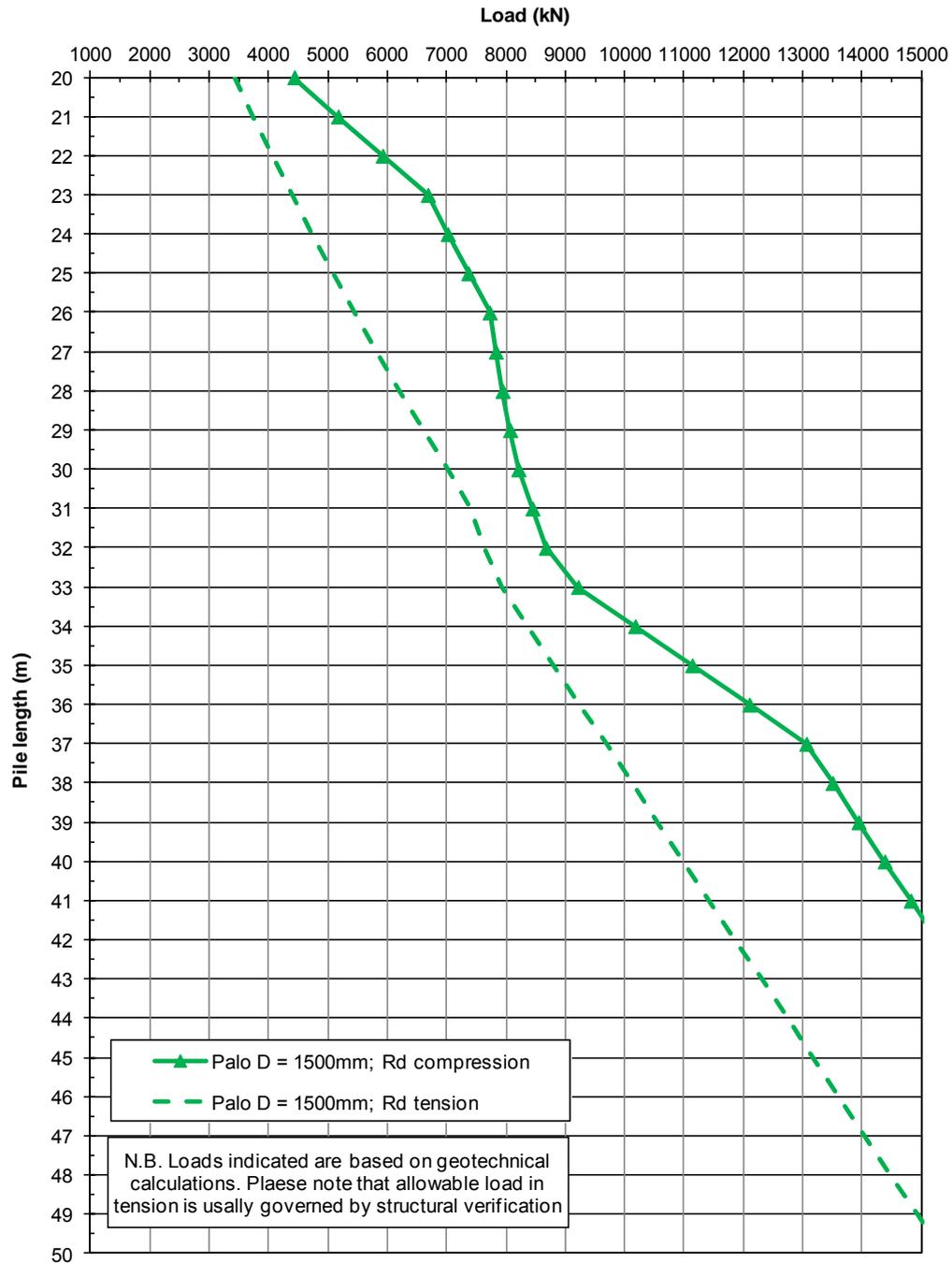


Figura 4: DA1-C1: Resistenza di progetto

Viadotto Dugaletto
Resistenza di progetto (R_d) del palo singolo
PALO TRIVELLATO
Approccio 1 - Combinazione 2 - GEO (A2+M1+R2)

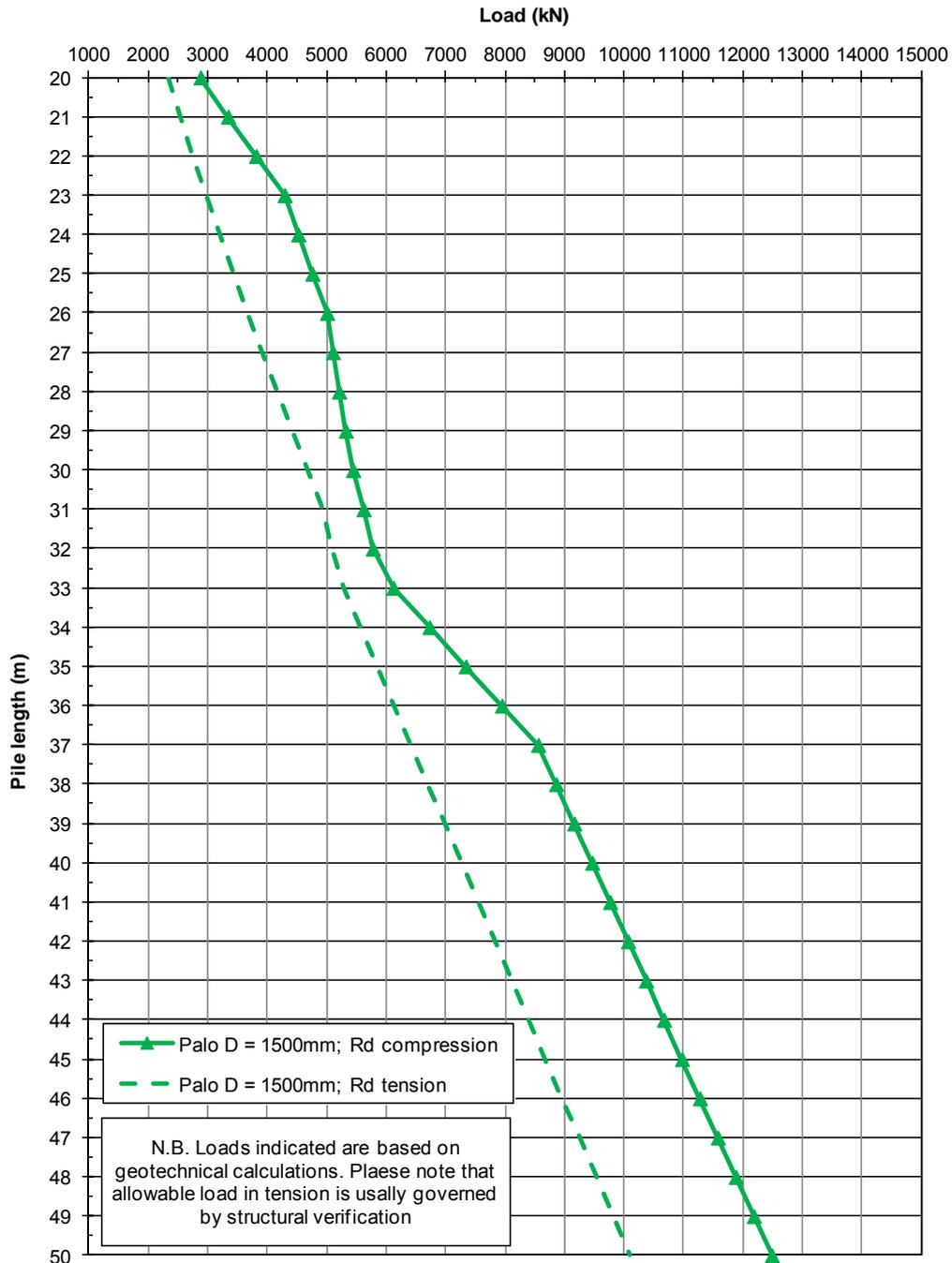


Figura 5: DA1-C2: Resistenza di progetto

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 di 4.5 m.

Le lunghezze attese del palo sono tali quindi per cui il rapporto L/T è tipicamente dell'ordine di 8, e pertanto il palo si comporta come flessibile. Gli stessi valori sono tipici anche dei pali del 1200. Non sono quindi possibili traslazioni orizzontali rigide dell'intero corpo della palificata. Si segnala comunque che le traslazioni orizzontali calcolate della testa del palo sono dell'ordine di qualche millimetro, e quindi ben lontane (di circa tre ordini di grandezza) da quelle che mobilitano la resistenza ultima del terreno nelle condizioni in esame.

Pertanto, la rottura della palificata per carichi orizzontali può avvenire solo nel caso del raggiungimento della condizione di cerniera plastica in testa, ed è quindi limitata dalle verifiche strutturali.

Pertanto, in accordo a quanto previsto dalle NTC 2008, al punto 6.4.3.1, la verifica geotecnica non viene ritenuta pertinente al caso in questione, e quindi non è stata condotta.

6.6.2 INTERAZIONE PALO TERRENO

Lo studio dell'interazione palo-terreno sotto carichi orizzontali è stata condotta in accordo all'approccio proposto da Matlock e Reese (1960), basato sul modello di Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione del terreno E_s . E_s non è un parametro del terreno e non può essere direttamente correlato con il modulo di Young, dato che è un parametro di interazione terreno-struttura. In particolare, per le analisi sono stati adottati i seguenti parametri e la seguente relazione (Elson, 1984):

Terreni a grana fine

$$E_h = 400 \cdot c_u \quad (\text{FL}^{-2})$$

c_u = coesione non drenata,

Terreni a grana grossa (materiale di riempimento)

$$E_h = k_h \cdot z \quad (\text{FL}^{-2})$$

dove:

E_h = modulo di reazione orizzontale del terreno a specifiche profondità;

z = profondità da piano finito;

k_h = incremento del modulo di reazione orizzontale con la profondità come riportato in Tabella 6.

La 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.

La stratigrafia di calcolo è riportata in Tabella 6.

In Figura 6 e Figura 7 si riportano gli andamenti per profondità crescenti a partire dalla testa del palo in termini di momento adimensionale $M_{ad} = M_d / M_{0,d}$ e taglio adimensionale $F_{ad} = F$ per condizioni di “testa incastrata”.

Gli stessi risultati, insieme al valore di $\alpha = M_0/F_0$ sono riportati in Tabella 9. In Tabella 10 si riportano i coefficienti adimensionali legati alle caratteristiche del terreno, del palo e la lunghezza elastica T .

Il momento flettente di progetto sulla sezione del palo a specifiche profondità dovrà essere valutato come segue:

$$M_d = M_{ad} \cdot M_{0,d}$$

dove:

$M_{0,d}$ = momento flettente di progetto a testa palo, opportunamente fattorizzato in accordo alla combinazione DA1-C1 per verifiche strutturali SLU.

Inoltre, per la condizione “testa incastrata”, il momento flettente a testa palo può essere calcolato come segue:

$$M_{0,d} = - \alpha \cdot F_{0,d}$$

dove:

$F_{0,d}$ = azione di taglio di progetto, opportunamente fattorizzata in accordo alla combinazione DA1-C1 per verifiche strutturali SLU.

6.6.4 SPOSTAMENTI A TESTA PALO PER VERIFICHE SLE

Lo spostamento orizzontale a testa palo è riportato in Figura 8 e viene calcolato come segue:

$$d = A_y F_{0,k} T^3/EJ + B_y M_{0,k} T^2/EJ$$

dove:

A_y, B_y = coefficienti adimensionali di flessibilità a testa palo (vedi Tabella 10);

EJ = rigidezza flessionale del palo;

T = lunghezza elastica del palo, legata alla rigidezza flessionale del palo e al modulo di reazione orizzontale del palo (vedi Tabella 10);

$F_{0,k}$ = valore di progetto dell'azione di taglio a testa palo (per verifiche SLE);

$M_{0,k}$ = valore di progetto del momento flettente a testa palo (per verifiche SLE).

Per condizioni di “testa incastrata” $M_{0,k} = \alpha \cdot M_{0,k}$, con α riportati nella Tabella 9.

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

Z (m)	M/M ₀ (-)	F/F ₀ (-)	$\alpha = -M_0/F_0$ (m)
0,00	1,000	1,000	3,445
1,09	0,697	0,907	
2,19	0,423	0,822	
3,28	0,175	0,748	
4,38	-0,053	0,689	
5,47	-0,239	0,414	
6,56	-0,323	0,135	
7,66	-0,332	-0,055	
8,75	-0,294	-0,168	
10,50	-0,192	-0,209	
12,25	-0,093	-0,163	
14,00	-0,030	-0,085	
15,75	-0,006	-0,026	
17,50	0,006	-0,021	
20,42	0,013	0,005	
23,33	0,005	0,009	
26,25	0,000	0,003	
30,63	0,000	0,000	
35,00	0,000	0,000	

Tabella 10: D = 1500 mm - Coefficienti adimensionali Av, Bv, Am, Bm, Ay, By, As, Bs e lunghezza elastica T

Pile depth	Av	Am	Bv	Bm	Ay	As	By	Bs	T
m	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(m)
0,0	1,00	0,00	0,00	1,00	1,0839	0,9351	0,9351	1,2949	4,770
1,1	0,77	0,20	-0,18	0,98					
2,2	0,60	0,36	-0,31	0,92					
3,3	0,46	0,48	-0,39	0,84					
4,4	0,37	0,57	-0,44	0,74					
5,5	0,00	0,63	-0,57	0,63					
6,6	-0,32	0,58	-0,63	0,49					
7,7	-0,48	0,49	-0,59	0,34					
8,7	-0,52	0,37	-0,49	0,22					
10,5	-0,43	0,19	-0,31	0,07					
12,2	-0,26	0,06	-0,13	-0,01					
14,0	-0,10	0,00	-0,02	-0,03					
15,8	-0,01	-0,02	0,03	-0,03					
17,5	0,00	-0,02	0,03	-0,02					
20,4	0,02	-0,01	0,02	0,00					
23,3	0,01	0,00	0,00	0,00					
26,2	0,00	0,00	0,00	0,00					
30,6	0,00	0,00	0,00	0,00					
35,0	0,00	0,00	0,00	0,00					

Non-dimensional bending moment for fixed pile head

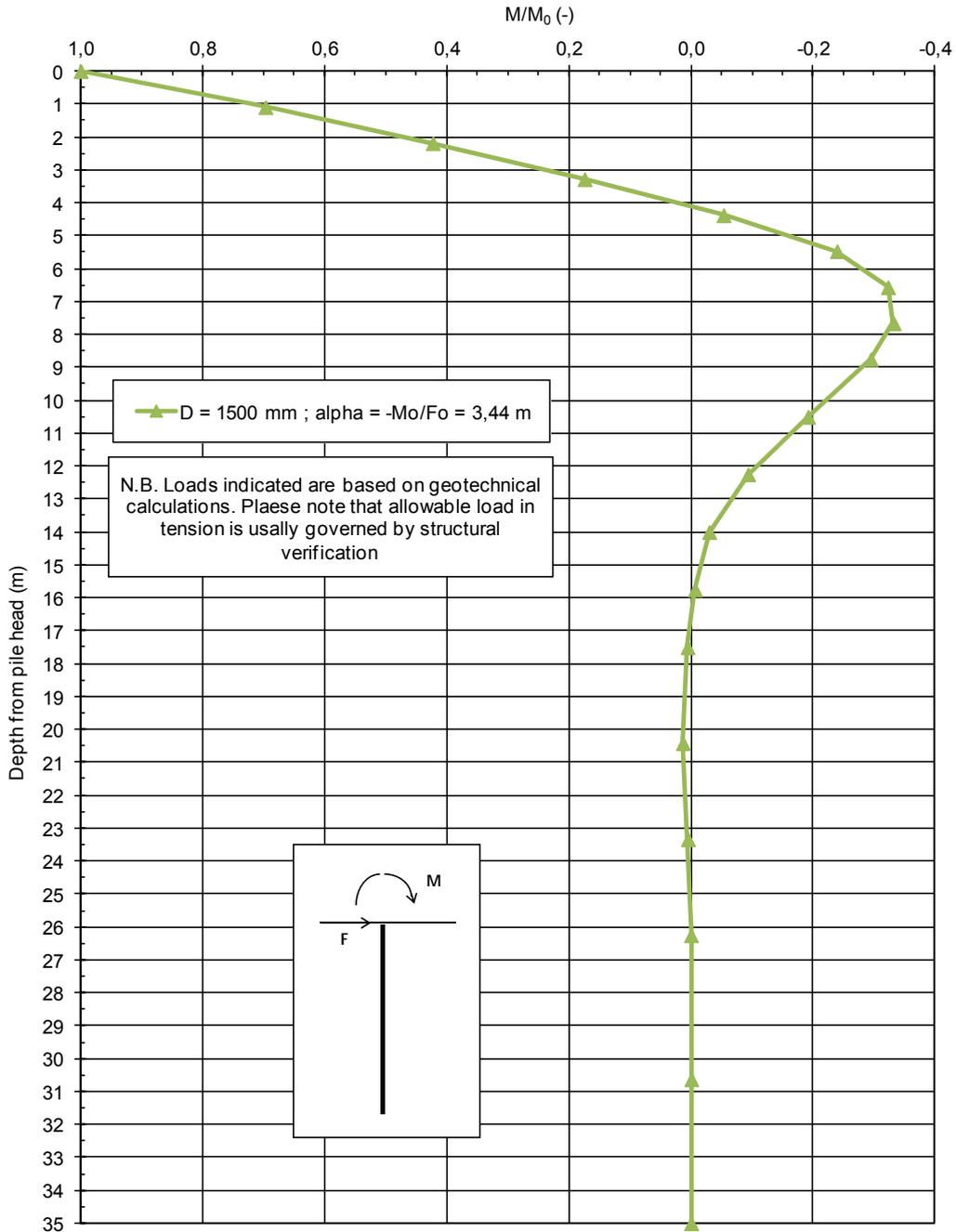


Figura 6: Andamento del momento flettente normalizzato

Non-dimensional shear force for fixed pile head

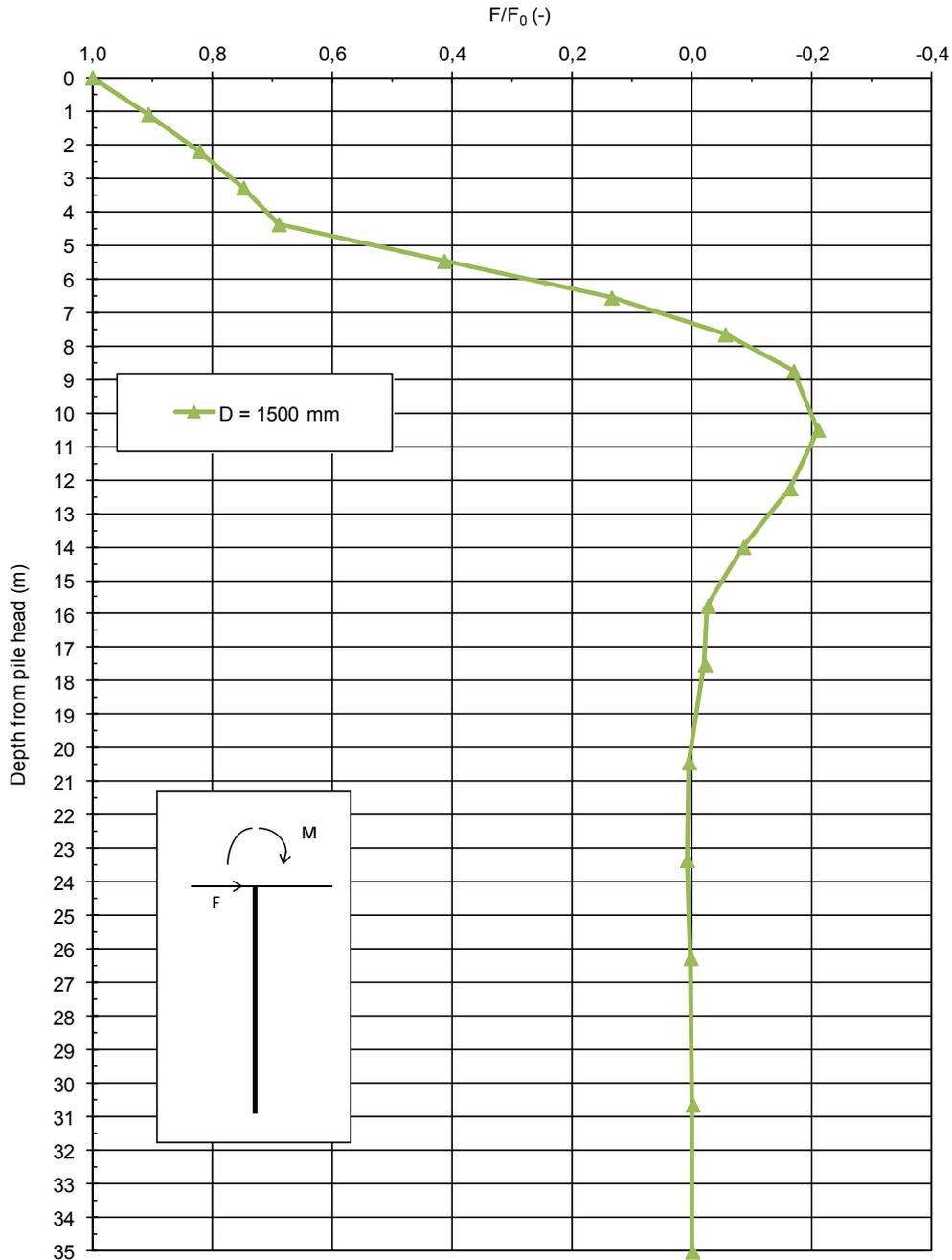


Figura 7: Andamento del taglio normalizzato

Fixed Head Condition - Pile head displacement

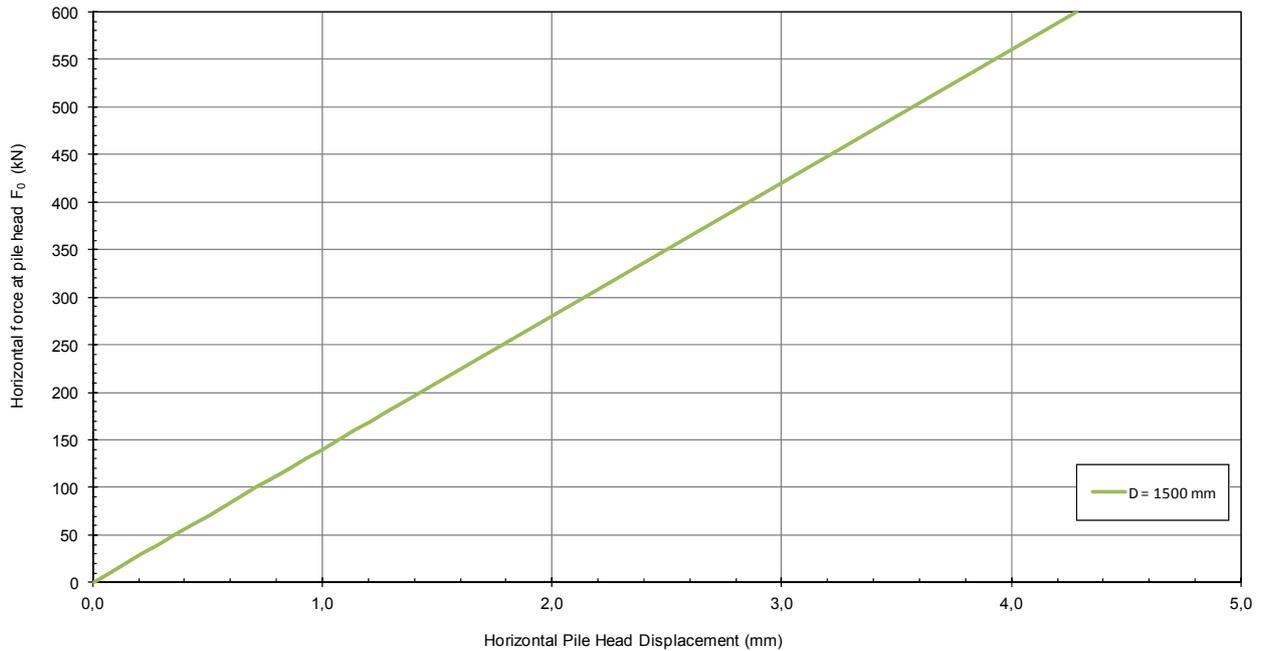


Figura 8: Curva carico – spostamento orizzontale

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. IN0D00DI2RBV11700001-A	Pag 34 di 50

7 OPERE PROVVISORIALI

7.1 INTRODUZIONE

Nel presente capitolo si danno indicazioni sugli scavi provvisori necessari alla realizzazione delle spalle del viadotto in oggetto. Nello specifico si ha che per la realizzazione delle fondazioni delle due spalle risulta necessario eseguire scavi a ridosso di un canale fino alla profondità di circa 6,5 m da piano campagna (6,5 m per la spalla A e 6,0 m per la spalla B).

Considerando la situazione stratigrafica riportata al capitolo 5, la presenza della falda posta in prossimità del piano campagna e la necessità di assicurare la funzionalità del canale anche durante i lavori si ritiene che gli scavi fino alle profondità predette sono fattibili ricorrendo a paratie costituite da pali accostati di diametro 1200 mm e lunghezza 19 m tra loro puntellate. Tra un palo e l'altro e lungo tutta l'altezza della paratia si prevede la realizzazione di colonne jetting di diametro 40 cm aventi funzione di intasamento e quindi per la riduzione delle venute d'acqua all'interno dello scavo. Il puntello sarà costituito da un tubo in acciaio di diametro 355 mm e spessore 20 mm.

7.2 PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

7.2.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In accordo alla normativa nazionale NTC2008 (Doc. Rif.[14]) per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif.}[14])$$

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.[14]).

7.2.2 STABILITA' GEOTECNICA E STRUTTURALE DELL'OPERA DI SOSTEGNO

In accordo a quanto riportato al par.6.5.3.1 della normativa nazionale (Doc. Rif.[14]), 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.[14] (riportate in Tabella 4e Tabella 11 del presente documento) ed assumendo γ_{R1} uguale ad 1. In condizioni sismiche tutti i coefficienti sulle azioni A1 e A2 sono posti pari a 1.

Come indicato al par.C6.5.3.1 del Doc.Rif.[15], 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.[14], la verifiche in condizioni sismiche di opere provvisorie possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

Tabella 11:Tab. 6.2.IV, NTC 2008 (Doc.Rif.[14])

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

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

7.2.3 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.[14]).

7.3 VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI

Si esamina il caso relativo alla spalla A dove lo scavo raggiunge i -6,5 m da piano campagna ritenuto rappresentativo anche per la spalla B.

Le dimensioni in pianta sono pari a circa 12*16,5 m. Nella seguente Figura 9 si riporta stralcio della pianta e sezione.

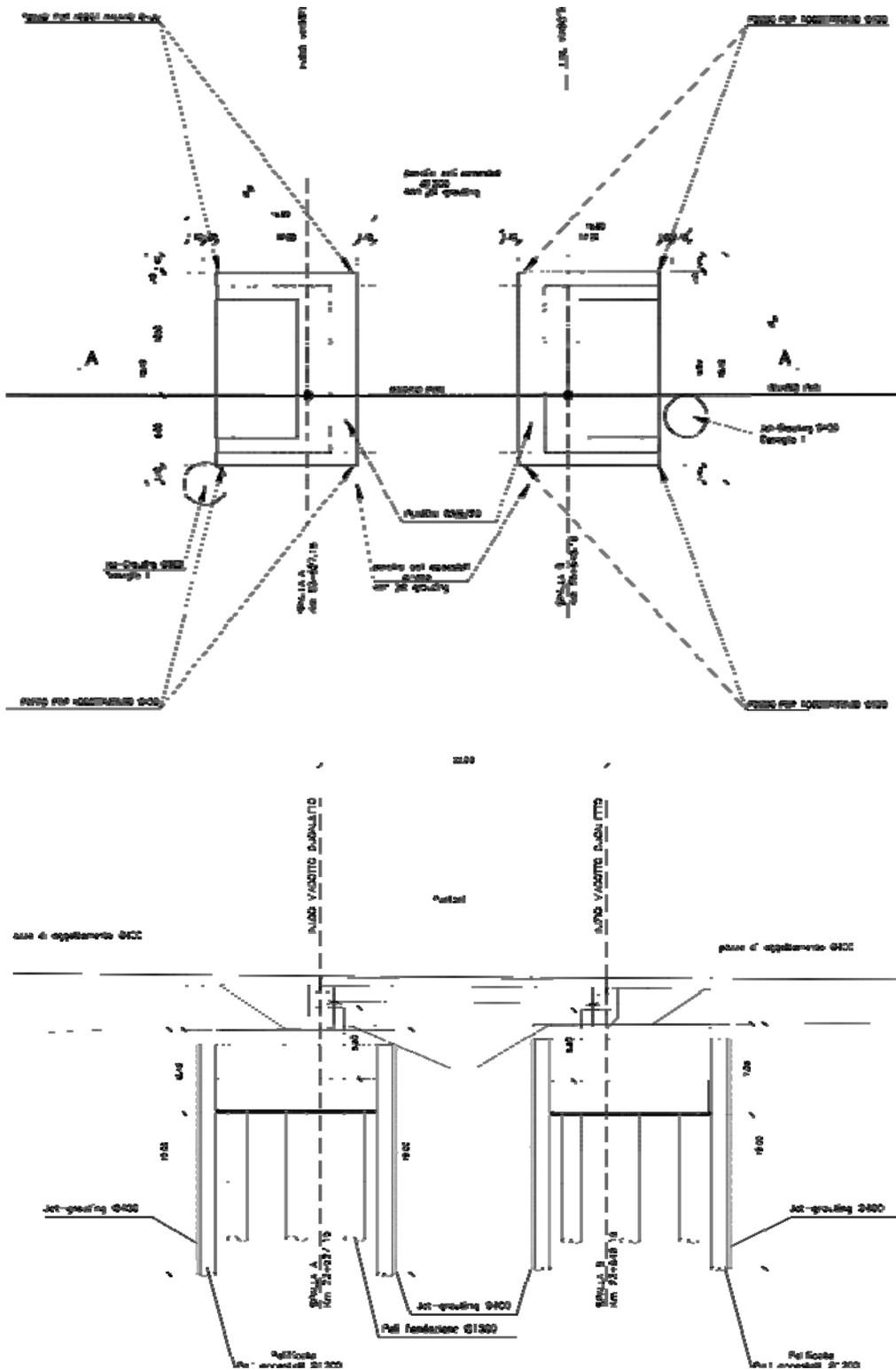


Figura 9: Spalle - Pianta scavo e sezione

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

- da testa paratia a -4,0: sabbie;
- da -4,0 m a -8.0 m: limo;
- da -8,0 m: sabbie;

La falda nell'area è prevista dalla relazione idrogeologica a -1,5 m da p.c. Tale valore è stato giudicato comunque compatibile con la presenza del canale e quindi adottato nelle analisi in oggetto.

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. Tale software considera l'interazione terreno-struttura attraverso il metodo semplificato della trave su letto di molle alla Winkler. In dettaglio, il codice di calcolo Paratie schematizza il terreno con molle le cui rigidezze sono caratterizzate da leggi costitutive non lineari, del tipo elasto-plastico o elastico non lineare-plastico, con valori iniziali delle tensioni orizzontali efficaci pari a quelle geostatiche e valori limite pari a quelli attivi e passivi.

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

7.3.1 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 per strutture saldate:

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

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

-Tensione caratteristica di

snervamento

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

7.3.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU

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

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

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

Nelle figure riportate nel tabulato allegato B è indicato il riepilogo delle risultanti delle spinte sulle paratie con riferimento alla condizione di carico nominale (SLE). Dal loro esame si evince che con riferimento alla condizione di carico nominale (SLE) la massima spinta resistente è convenientemente superiore alla massima spinta agente.

7.3.2.2 DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI DI DESIGN SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

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

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

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

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

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

Nel tabulato allegato si riportano le sollecitazioni di progetto sui pali.

7.3.3 VERIFICHE STRUTTURALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Si adottano per i pali le seguenti armature:

24 ϕ 24 e spirale ϕ 10 passo 15 cm

Nelle figure riportate nel tabulato di calcolo allegato 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.

7.3.4 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO SLE

Come si evince dalle figure riportate nell'allegato tabulato di calcolo gli spostamenti orizzontali lungo le opere di sostegno risultano contenuti e compatibili con gli elementi al contorno.

Relativamente alle verifiche strutturali a SLE sempre nell'allegato tabulato di calcolo è riportato l'andamento dell'apertura delle fessure lungo il fusto del palo. Si osserva che essa risulta sempre contenuta o perlomeno prossima al valore ammesso per strutture di tipo definitivo in ambiente non aggressivo 0,3 mm.

7.3.5 VERIFICA A SIFONAMENTO

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

I coefficienti parziali adottati sono:

per le forze stabilizzanti: 0,9

per quelle instabilizzanti: 1,3

Nel caso in esame si ha:

Prof. Falda = 1,5 m

DH = 6,5 m

Hparatia = 19 m

$u_{insta,d}$ = 186,58 kPa

$\sigma_{t,d}$ = 202,50 kPa

La verifica risulta soddisfatta.

ALLEGATO A – TABULATI DI CALCOLO PALI

d15 / 1

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

viadotto Dugaletto
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)	3.5
FS Portata laterale	(-)	1
FS Portata di base	(-)	1
Tensione massima nel calcestruzzo	(MPa)	900
Peso specifico del palo	(kN/m3)	7
Numero degli strati di terreno	(-)	7
Numero delle falde	(-)	1
Quota 1 ^ falda da p.c.	(m)	1.5

d15 / 2

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

=====

Strato (-)	Z, str (m)	Gnat. (kN/m3)	Geff. (kN/m3)	Z, w (m)	Fi (o)	Delta (o)	Cu, i (kPa)	Cu, f (kPa)
1	4.00	18.50	8.50	1.50	32.0	32.0	0.0	0.0
2	8.50	18.50	8.50	1.50	0.0	--	30.0	30.0
3	19.00	18.50	8.50	1.50	34.0	34.0	0.0	0.0
4	22.00	18.50	8.50	1.50	0.0	--	85.0	85.0
5	34.00	18.50	8.50	1.50	34.0	34.0	0.0	0.0
6	36.00	18.50	8.50	1.50	0.0	--	160.0	160.0
7	60.00	18.50	8.50	1.50	34.0	34.0	0.0	0.0

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

Strato (-)	Terreno tipo (---)	TAU, max (kPa)	Qbase, i (kPa)	Qbase, f (kPa)	Qb, l/Qb, c (-)
1	INCOERENTE	120.0	1500.0	1500.0	1.00
2	COESIVO	100.0	270.0	270.0	1.00
3	INCOERENTE	120.0	1500.0	1500.0	1.00
4	COESIVO	100.0	765.0	765.0	1.00
5	INCOERENTE	150.0	2500.0	2500.0	1.00
6	COESIVO	100.0	1440.0	1440.0	1.00
7	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

d15 / 3

 viadotto Dugaletto
 D 1500

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
3.5	64.8	44.8	--	0.44	19.6	--
4.5	83.3	53.3	0.95	0.54	28.5	--
5.5	101.8	61.8	0.95	0.46	28.5	--
6.5	120.3	70.3	0.95	0.41	28.5	--
7.5	138.8	78.8	0.95	0.36	28.5	--
8.5	157.3	87.3	0.95	0.33	28.5	--
9.5	175.8	95.8	--	0.47	45.2	--
10.5	194.3	104.3	--	0.47	49.2	--
11.5	212.8	112.8	--	0.47	53.2	--
12.5	231.3	121.3	--	0.47	57.2	--
13.5	249.8	129.8	--	0.47	61.3	--
14.5	268.3	138.3	--	0.47	65.3	1500.0
15.5	286.8	146.8	--	0.47	69.3	1336.7
16.5	305.3	155.3	--	0.47	73.3	1173.3
17.5	323.8	163.8	--	0.47	77.3	1010.0
18.5	342.3	172.3	--	0.47	81.3	846.7
19.5	360.8	180.8	0.50	0.24	42.5	765.0
20.5	379.3	189.3	0.50	0.22	42.5	765.0
21.5	397.8	197.8	0.50	0.21	42.5	765.0
22.5	416.3	206.3	--	0.47	97.4	957.8
23.5	434.8	214.8	--	0.47	101.4	1343.3
24.5	453.3	223.3	--	0.47	105.4	1728.9
25.5	471.8	231.8	--	0.47	109.4	2114.4
26.5	490.3	240.3	--	0.47	113.4	2500.0
27.5	508.8	248.8	--	0.47	117.4	2500.0
28.5	527.3	257.3	--	0.47	121.5	2500.0
29.5	545.8	265.8	--	0.47	125.5	2500.0
30.5	564.3	274.3	--	0.47	129.5	2264.4
31.5	582.8	282.8	--	0.47	133.5	2028.9
32.5	601.3	291.3	--	0.47	137.5	1793.3
33.5	619.8	299.8	--	0.47	141.5	1557.8
34.5	638.3	308.3	0.50	0.26	80.0	1440.0
35.5	656.8	316.8	0.50	0.25	80.0	1440.0
36.5	675.3	325.3	--	0.46	150.0	1668.9
37.5	693.8	333.8	--	0.45	150.0	2126.7
38.5	712.3	342.3	--	0.44	150.0	2584.4
39.5	730.8	350.8	--	0.43	150.0	3042.2
40.5	749.3	359.3	--	0.42	150.0	3500.0
41.5	767.8	367.8	--	0.41	150.0	3500.0
42.5	786.3	376.3	--	0.40	150.0	3500.0
43.5	804.8	384.8	--	0.39	150.0	3500.0
44.5	823.3	393.3	--	0.38	150.0	3500.0
45.5	841.8	401.8	--	0.37	150.0	3500.0
46.5	860.3	410.3	--	0.37	150.0	3500.0
47.5	878.8	418.8	--	0.36	150.0	3500.0
48.5	897.3	427.3	--	0.35	150.0	3500.0

d15 / 4

viadotto Dugaletto
D 1500

Quota da p.c. (m)	Sigma,v totale (kPa)	Sigma,v efficace (kPa)	Alfa (--)	Beta (--)	Tau,lim (kPa)	qb,cr (kPa)
49.5	915.8	435.8	--	0.34	150.0	3500.0
50.5	934.3	444.3	--	0.34	150.0	3500.0
51.5	952.8	452.8	--	0.33	150.0	3500.0
52.5	971.3	461.3	--	0.33	150.0	3500.0
53.5	989.8	469.8	--	0.32	150.0	3500.0
54.5	1008.3	478.3	--	0.31	150.0	3500.0
55.5	1026.8	486.8	--	0.31	150.0	3500.0
56.5	1045.3	495.3	--	0.30	150.0	3500.0
57.5	1063.8	503.8	--	0.30	150.0	3500.0
58.5	1082.3	512.3	--	0.29	150.0	3500.0
59.5	1100.8	520.8	--	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

d15 / 5

viadotto Dugaletto
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	7118.9	4992.4	2373.9	247.4	7366.3	4.03
21.00	8275.1	5479.7	3055.2	259.8	8534.9	4.68
22.00	9450.2	5985.8	3736.5	272.1	9722.4	5.35
23.00	10644.3	6510.9	4417.9	284.5	10928.8	6.02
24.00	11175.9	7054.9	4417.9	296.9	11472.8	6.32
25.00	11726.5	7617.9	4417.9	309.3	12035.7	6.64
26.00	12295.9	8199.7	4417.9	321.6	12617.6	6.96
27.00	12468.1	8800.4	4001.6	334.0	12802.1	7.06
28.00	12659.1	9420.1	3585.3	346.4	13005.4	7.16
29.00	12869.0	10058.7	3169.1	358.7	13227.8	7.28
30.00	13097.9	10716.2	2752.8	371.1	13469.0	7.41
31.00	13476.6	11315.3	2544.7	383.5	13860.0	7.63
32.00	13841.2	11692.3	2544.7	395.8	14237.0	7.83
33.00	14692.7	12151.8	2949.2	408.2	15101.0	8.31
34.00	16196.2	12858.6	3758.1	420.6	16616.8	9.17
35.00	17699.6	13565.5	4567.1	433.0	18132.6	10.02
36.00	19203.1	14272.4	5376.1	445.3	19648.4	10.87
37.00	20706.5	14979.2	6185.0	457.7	21164.2	11.72
38.00	21401.0	15686.1	6185.0	470.1	21871.1	12.11
39.00	22095.5	16392.9	6185.0	482.4	22577.9	12.50
40.00	22790.0	17099.8	6185.0	494.8	23284.8	12.90
41.00	23484.5	17806.7	6185.0	507.2	23991.7	13.29
42.00	24179.0	18513.5	6185.0	519.5	24698.5	13.68
43.00	24873.5	19220.4	6185.0	531.9	25405.4	14.08
44.00	25568.0	19927.2	6185.0	544.3	26112.2	14.47
45.00	26262.4	20634.1	6185.0	556.7	26819.1	14.86
46.00	26956.9	21340.9	6185.0	569.0	27526.0	15.25
47.00	27651.4	22047.8	6185.0	581.4	28232.8	15.65
48.00	28345.9	22754.7	6185.0	593.8	28939.7	16.04
49.00	29040.4	23461.5	6185.0	606.1	29646.5	16.43
50.00	29734.9	24168.4	6185.0	618.5	30353.4	16.83

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

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

ALLEGATO B – TABULATO DI CALCOLO PROGRAMMA PARATIE



Report di Calcolo

Nome Progetto: Viadotto Dugaletto - Spalle

Autore:

Jobname: \\psf\Home\Documents\IG\20829\02Progetto_Definitivo\Revisione_01\VR-Montebello\Calcoli\Viadotto_Dugaletto\Spalla - Scavo 6.5m.pplus

Data: 31/07/2015 20.59.26

Design Section: Caso B

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)

(45;0)

(45;-30)

(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-4)

(45;-4)

(45;-30)

(-30;-30)

OCR : 1

Tipo : POLYLINE

Punti

(-30;-8)

(45;-8)

(45;-30)

(-30;-30)

OCR : 1

Strato di Ter- reno	Terre- no	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ c v	ϕ p	c'	Su	Modu- lo Ela- stico	E u	Evc	Eur	A h	A v	ex p	Pa	Rur/R vc	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	4_Sabbi a	18.5	18.5	3 4			0		Con- stant		4000 0	6400 0									
2	Limo	18.5	18.5	2 6			0		Con- stant		1000 0	1600 0									
3	4_Sabbi a	18.5	18.5	3 4			0		Con- stant		4000 0	6400 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 : 24

Diametro : 0.024 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 : Pali f1200 i1.3

Area equivalente : 0.86997950407102 m

Inerzia equivalente : 0.0783 m⁴/m

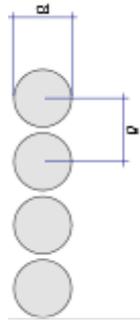
Materiale calcestruzzo : C28/35

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.3 m

Diametro : 1.2 m

Efficacia : 1



X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Muro di sinistra

X : 15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Muro di destra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 19 m

Materiale :

Quota iniziale : 0 m

Barre di sinistra 1

Numero di barre : 24

Diametro : 0.024 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

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 19 m

Materiale :

Quota iniziale : 0 m

Barre di sinistra 1

Numero di barre : 24

Diametro : 0.024 m

Distanza dal bordo : 0.06 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 0 m

Diametro : 0.012 m

Lunghezza : 19 m

Quota iniziale : 0 m

Passo : 0.15 m

Sezione : Pali f1200 i1.3

Area equivalente : 0.86997950407102 m

Inerzia equivalente : 0.0783 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C28/35

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.3 m

Diametro : 1.2 m

Efficacia : 1

Sezione : Pali f1200 i1.3

Area equivalente : 0.86997950407102 m

Inerzia equivalente : 0.0783 m⁴/m

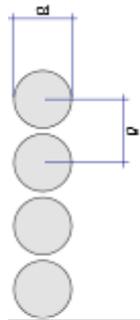
Materiale calcestruzzo : C28/35

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1.3 m

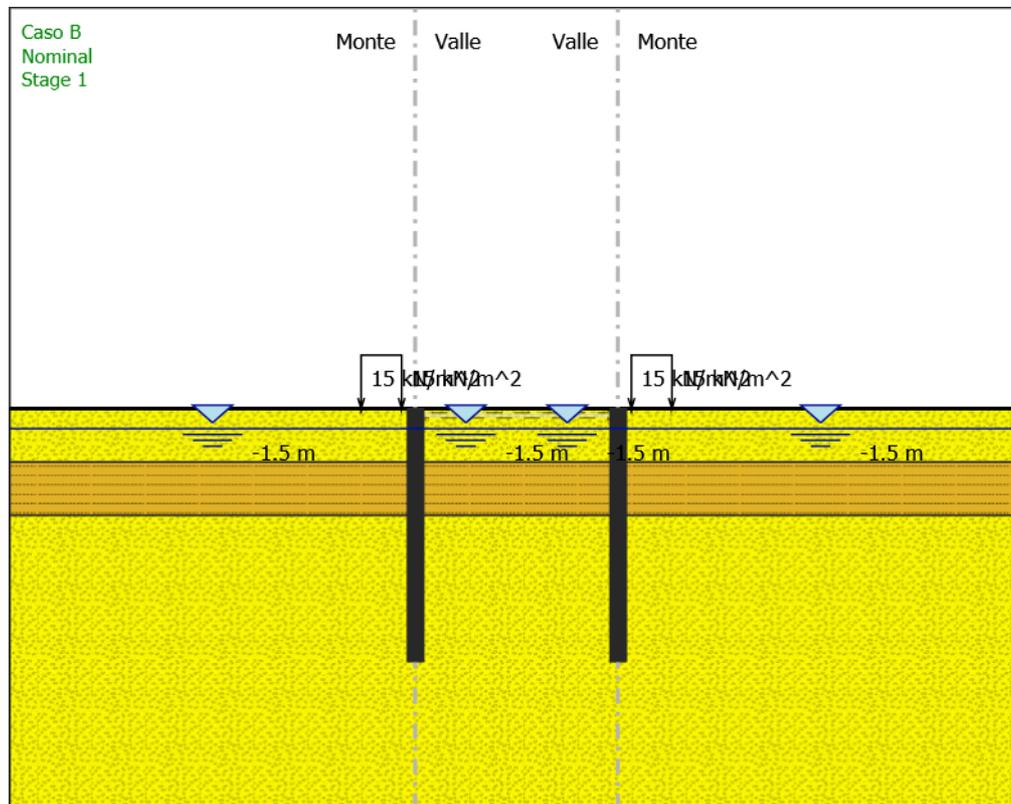
Diametro : 1.2 m

Efficacia : 1



4. Fasi di Calcolo

4.1. Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1.5 m

Falda di destra : -1.5 m
Falda centrale-sinistra : -1.5 m
Falda centrale-destra : -1.5 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -4 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 15 kN/m²

Pressione finale : 15 kN/m²

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 16 m

X finale : 19 m

Pressione iniziale : 15 kN/m²

Pressione finale : 15 kN/m²

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Pali f1200 i1.3

Paratia : WallElement

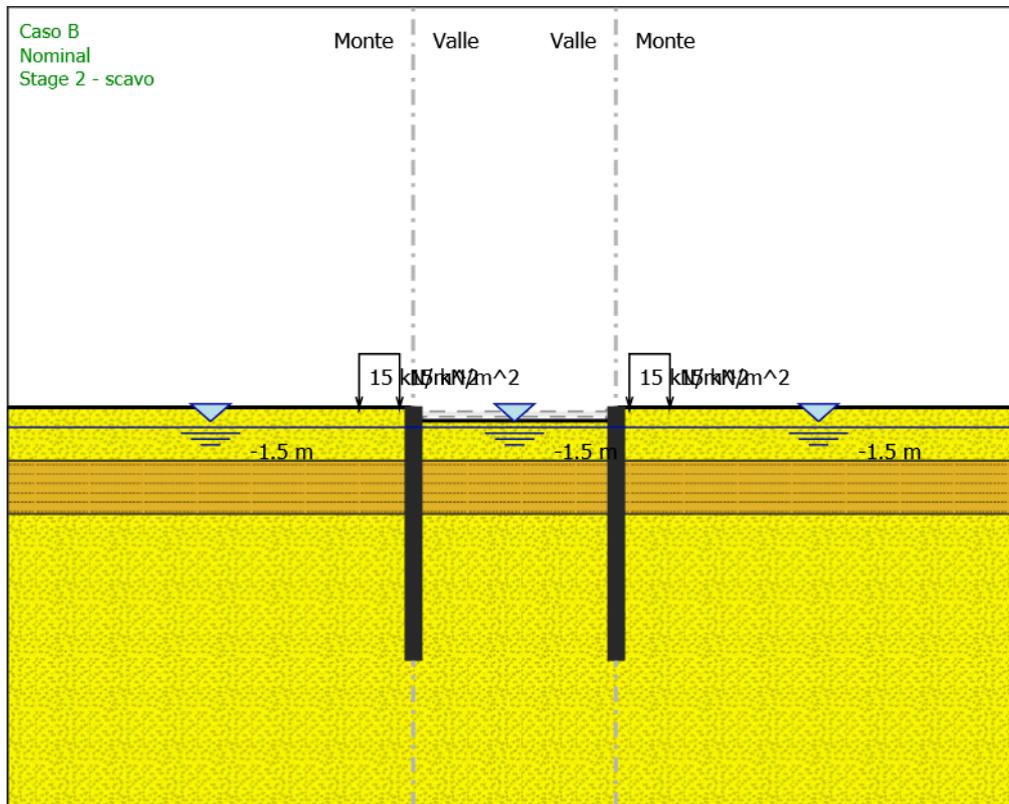
X : 15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Pali f1200 i1.3

4.2. Stage 2 - scavo



Stage 2 - scavo

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-1 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1.5 m

Falda di destra : -1.5 m

Falda centrale : -1.5 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -4 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 15 kN/m²

Pressione finale : 15 kN/m²

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 16 m

X finale : 19 m

Pressione iniziale : 15 kN/m²

Pressione finale : 15 kN/m²

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Pali f1200 i1.3

Paratia : WallElement

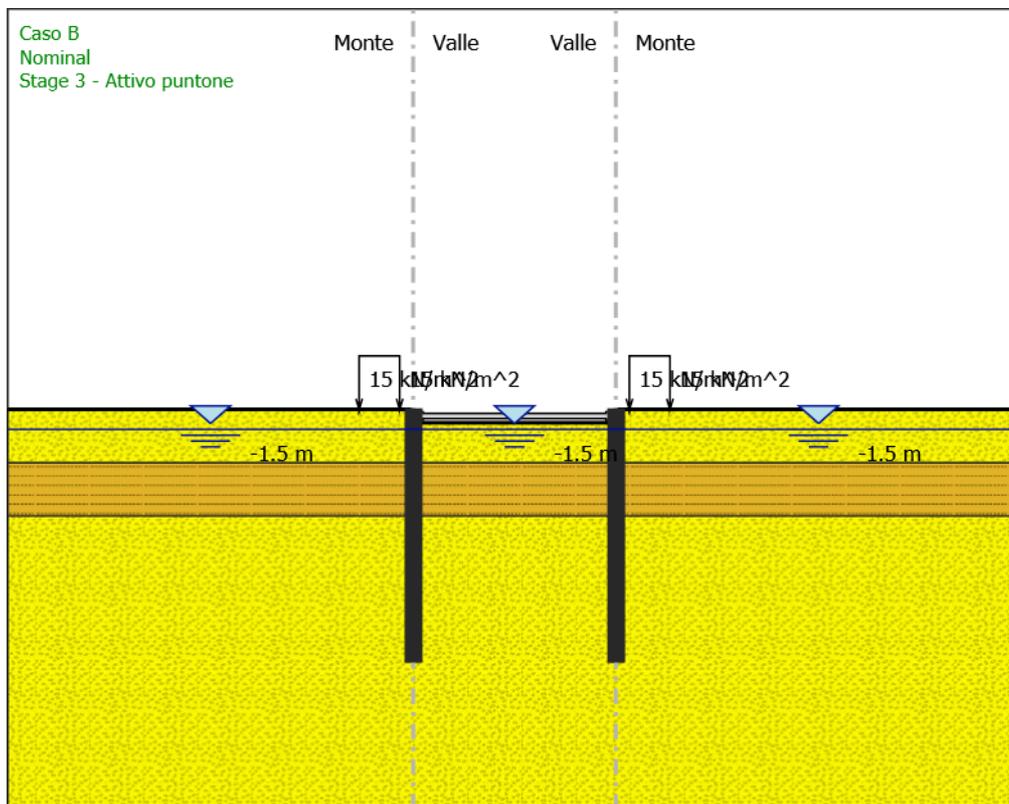
X : 15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Pali f1200 i1.3

4.3. Stage 3 - Attivo puntone



Stage 3 - Attivo puntone

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-1 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1.5 m

Falda di destra : -1.5 m

Falda centrale : -1.5 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -4 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 15 kN/m²

Pressione finale : 15 kN/m²

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 16 m

X finale : 19 m

Pressione iniziale : 15 kN/m²

Pressione finale : 15 kN/m²

Elementi strutturali

Puntone : Strut

X del primo muro : 0 m

X del secondo muro : 15 m

Z : -0.5 m

Lunghezza : 15 m

Angolo : 0 °

Sezione : Puntone300

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Pali f1200 i1.3

Paratia : WallElement

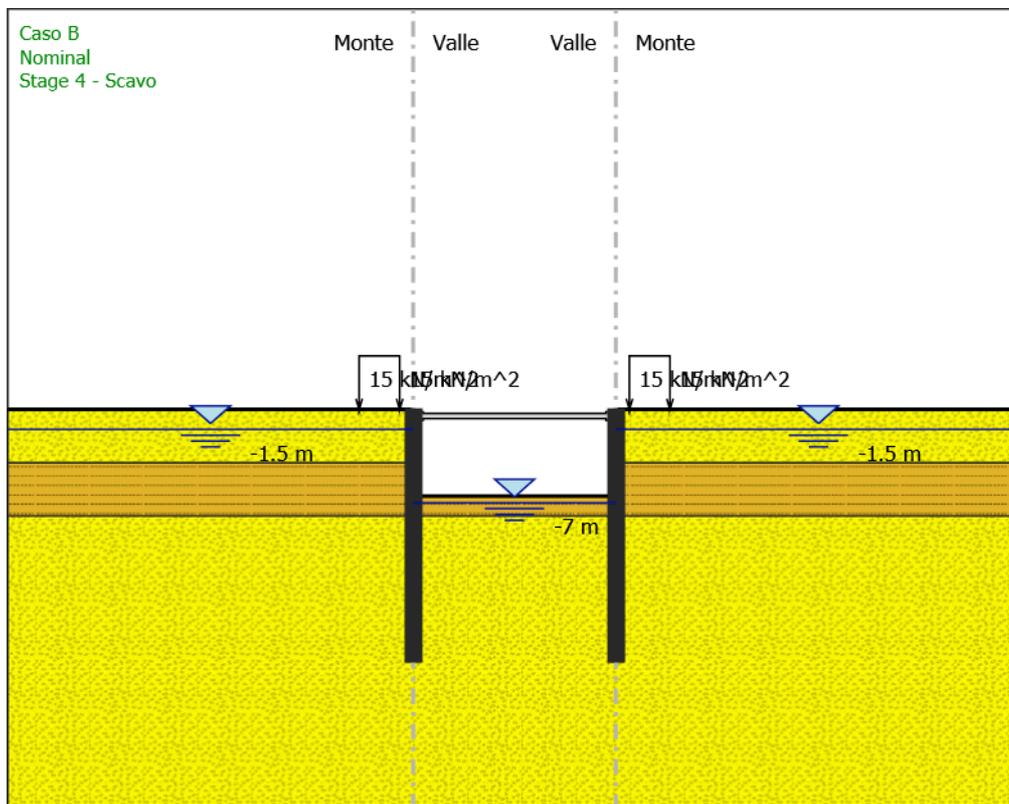
X : 15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Pali f1200 i1.3

4.4. Stage 4 - Scavo



Stage 4 - Scavo

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -6.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -6.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-6.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1.5 m

Falda di destra : -1.5 m

Falda centrale : -7 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -4 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 15 kN/m²

Pressione finale : 15 kN/m²

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : 16 m

X finale : 19 m

Pressione iniziale : 15 kN/m²

Pressione finale : 15 kN/m²

Elementi strutturali

Puntone : Strut

X del primo muro : 0 m

X del secondo muro : 15 m

Z : -0.5 m

Lunghezza : 15 m

Angolo : 0 °

Sezione : Puntone300

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Pali f1200 i1.3

Paratia : WallElement

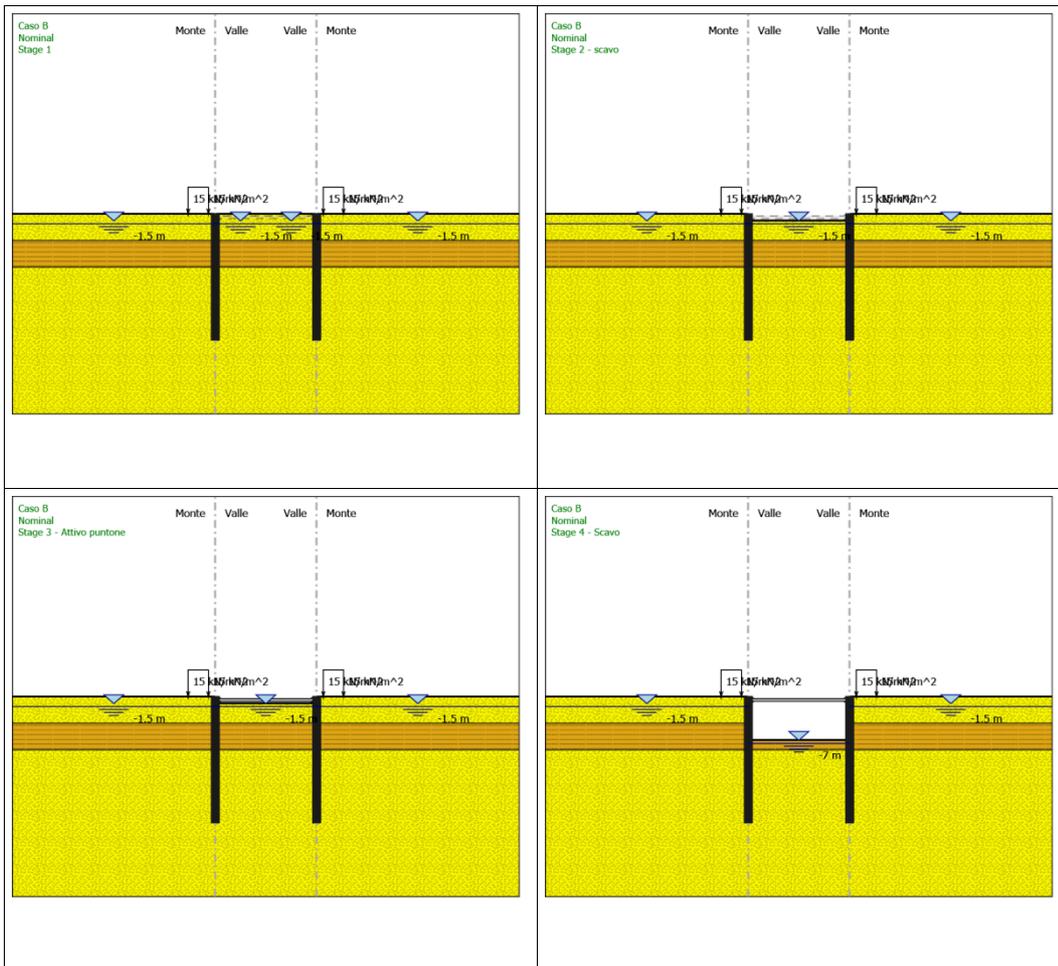
X : 15 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -19 m

Sezione : Pali f1200 i1.3

4.5. 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

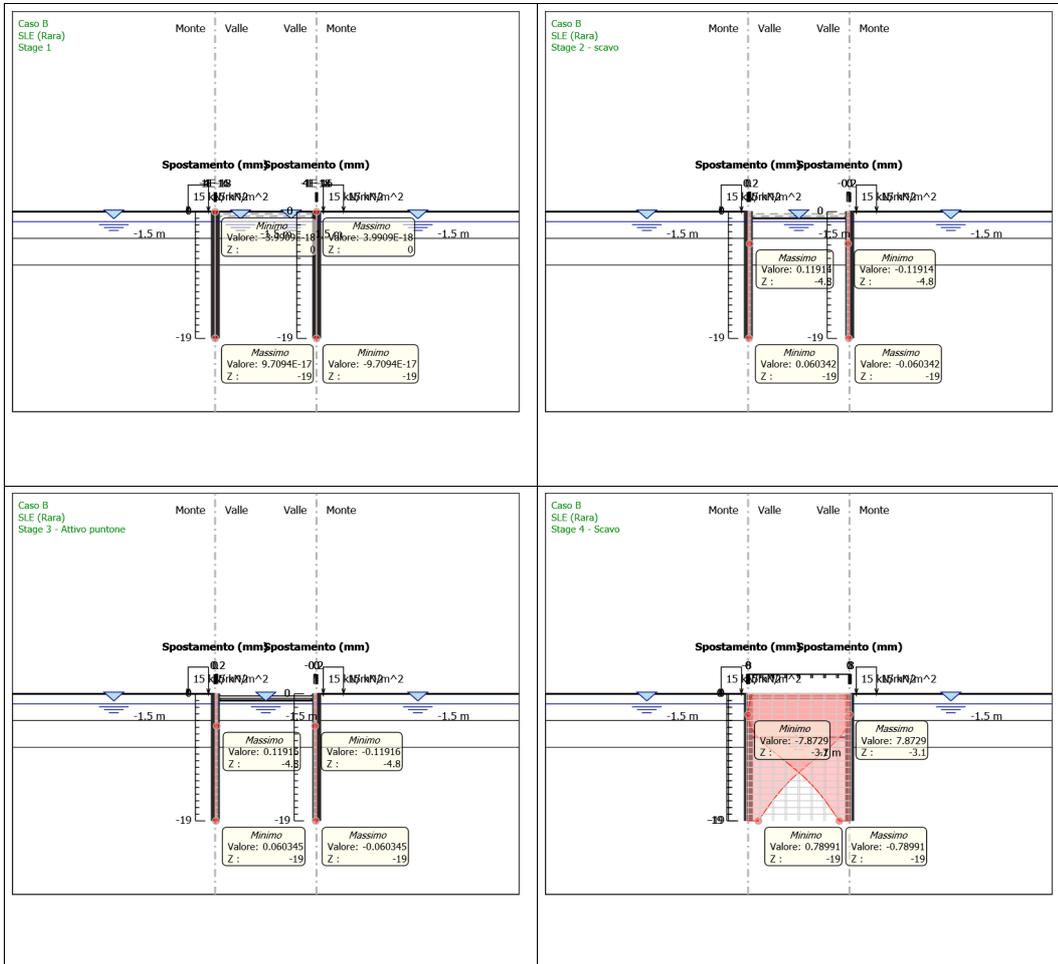
Coefficienti R

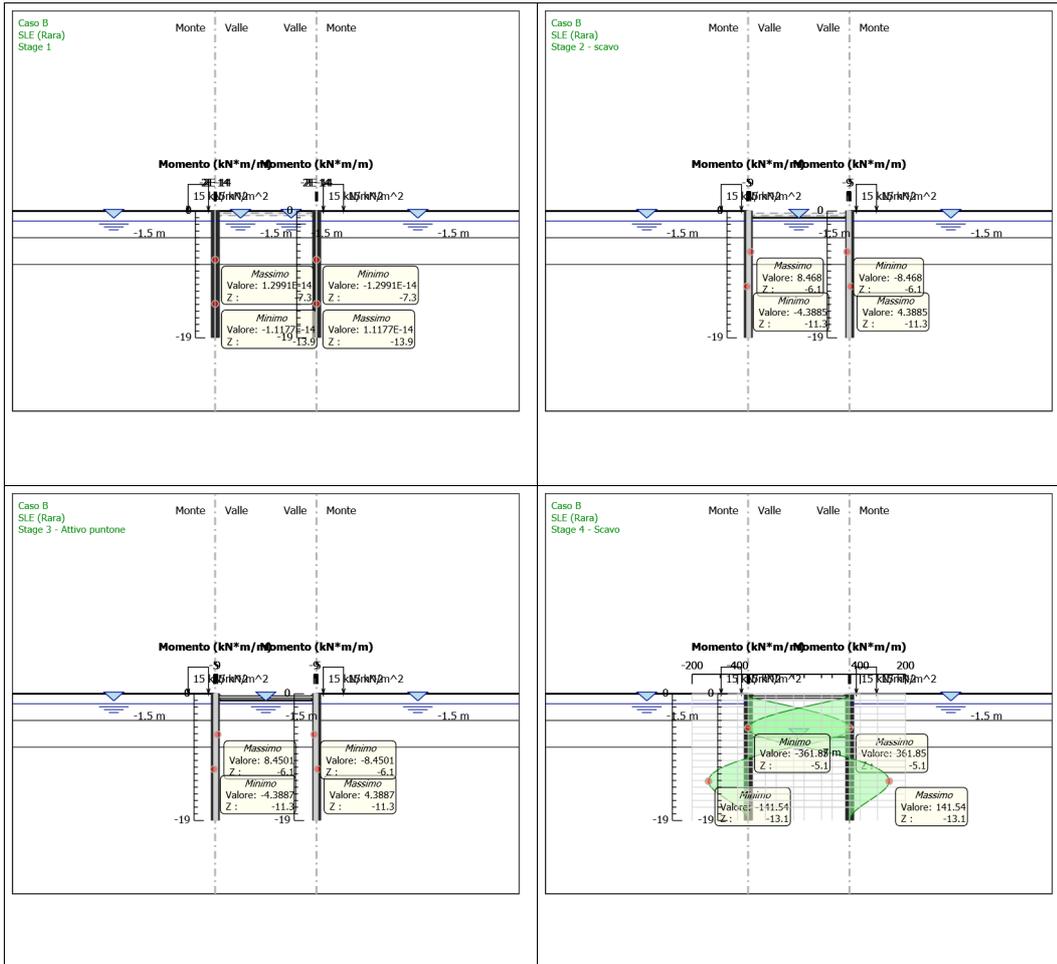
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
SLE (Rara)	1	1	1	1

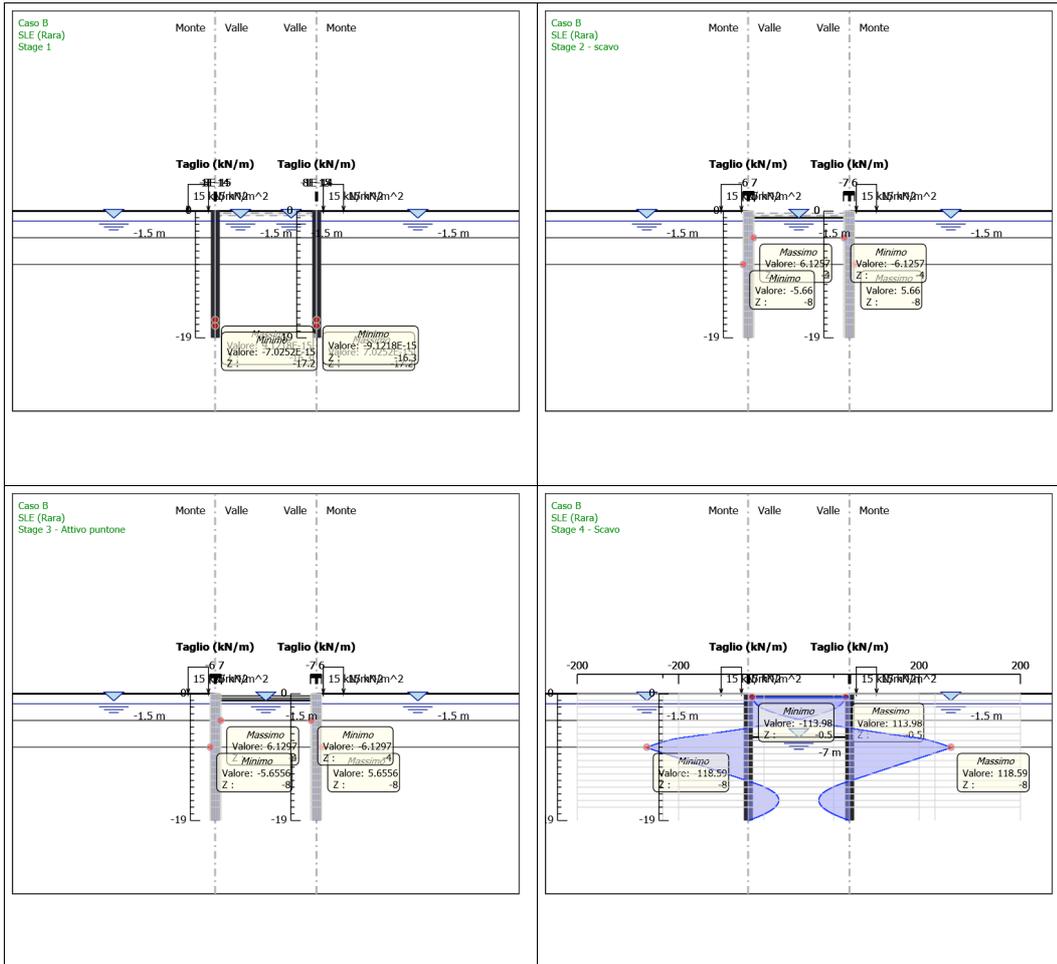
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti per- manenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti tem- poranei (F_Anch_T)	Parziale elementi strut- turali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_p	γ_{at}	
A1+M1+R1	1	1.2	1.1	1
A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

5.1. Risultati SLE (Rara)

5.1.1. Tabella Grafici dei Risultati





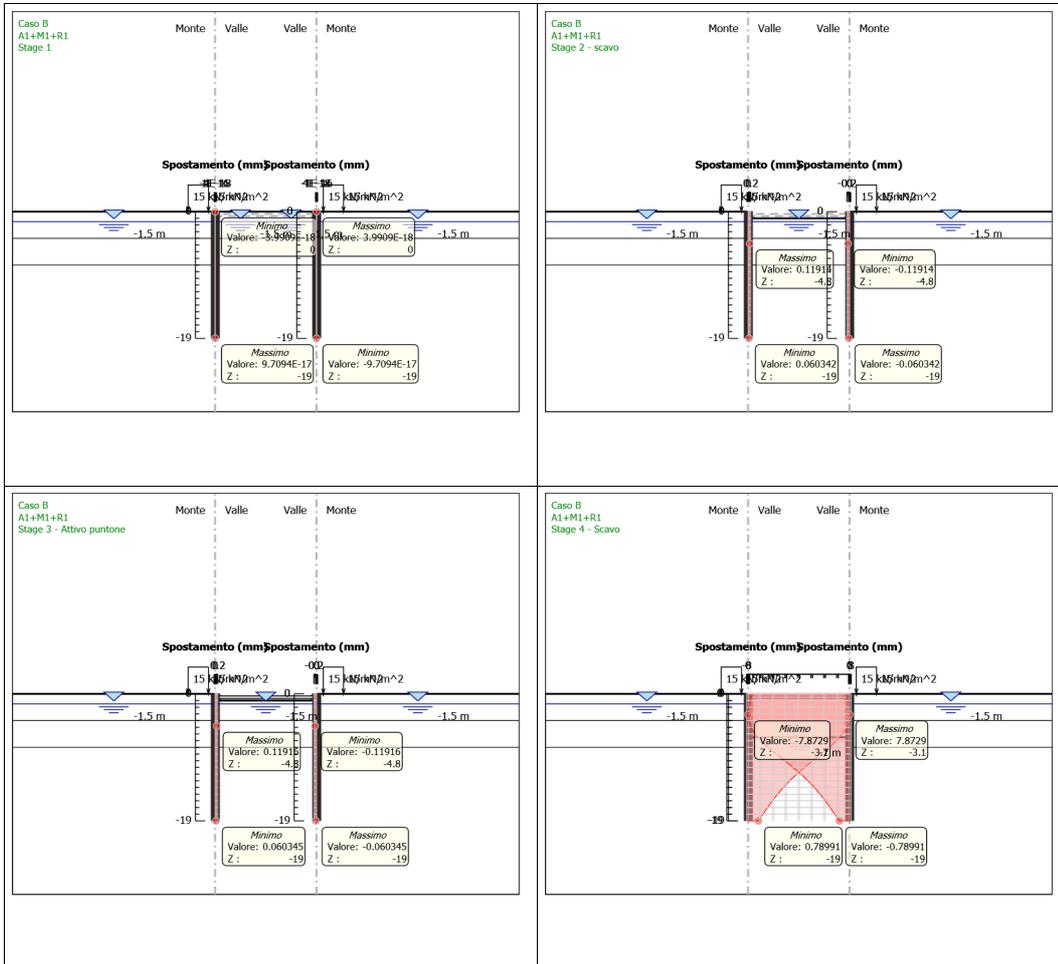


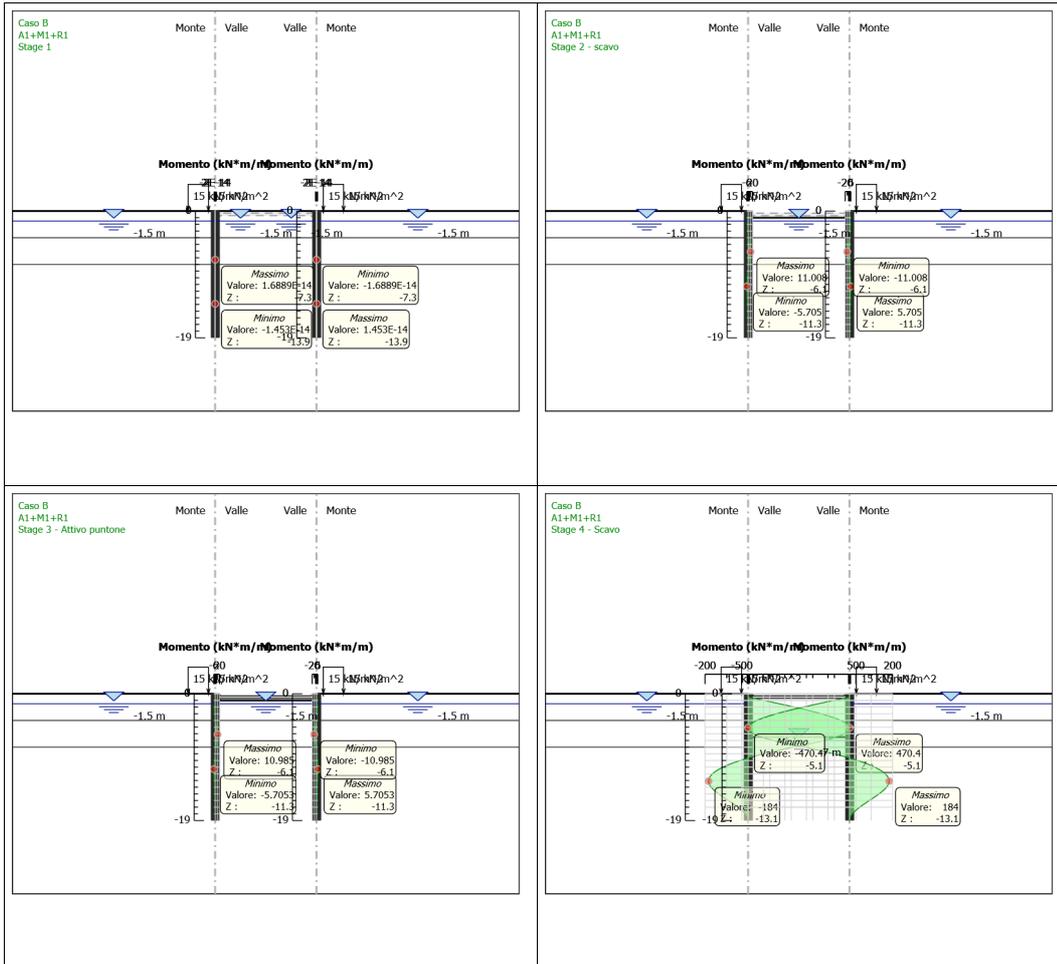
5.1.2. Risultati Elementi strutturali - SLE (Rara)

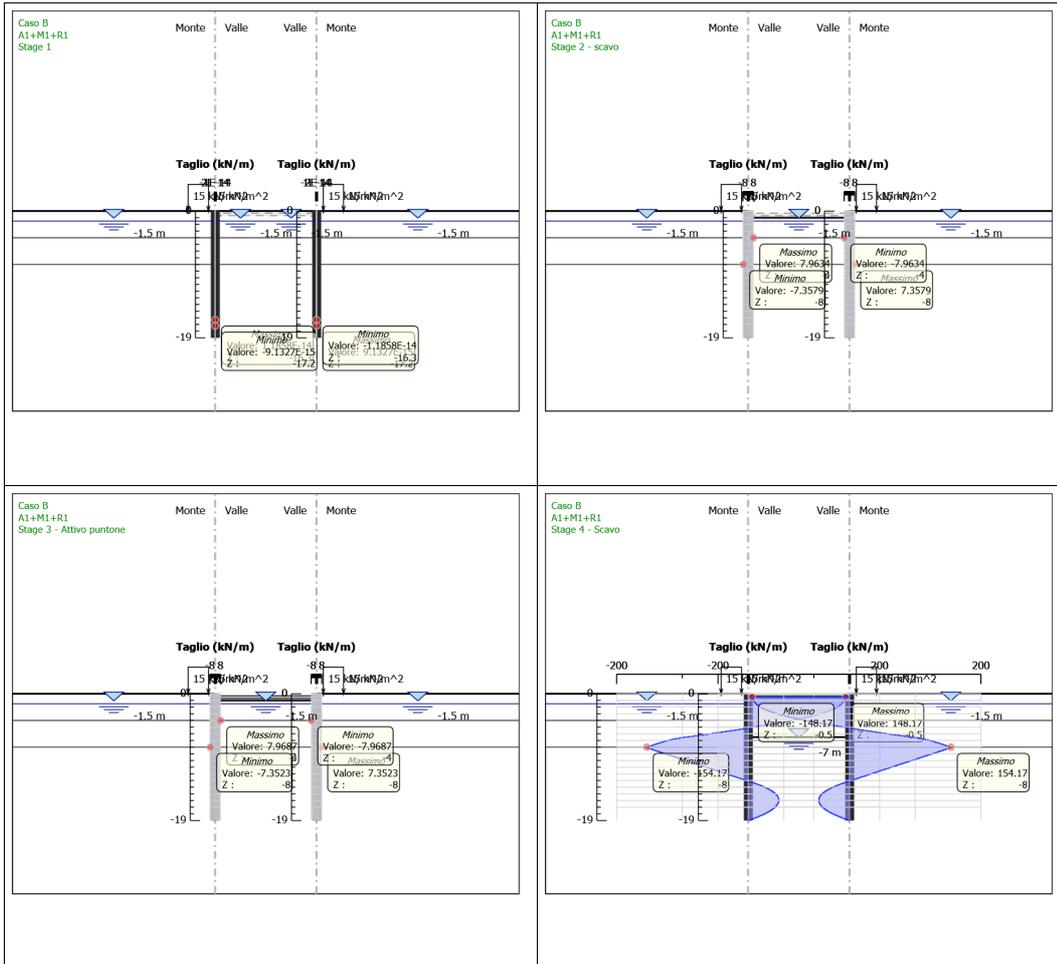
Design Assumption: SLE (Rara)	Sollecitazione Strut
Stage	Forza (kN/m)
Stage 3 - Attivo puntone	-0.0033115463
Stage 4 - Scavo	-114.642

5.2. Risultati A1+M1+R1

5.2.1. Tabella Grafici dei Risultati





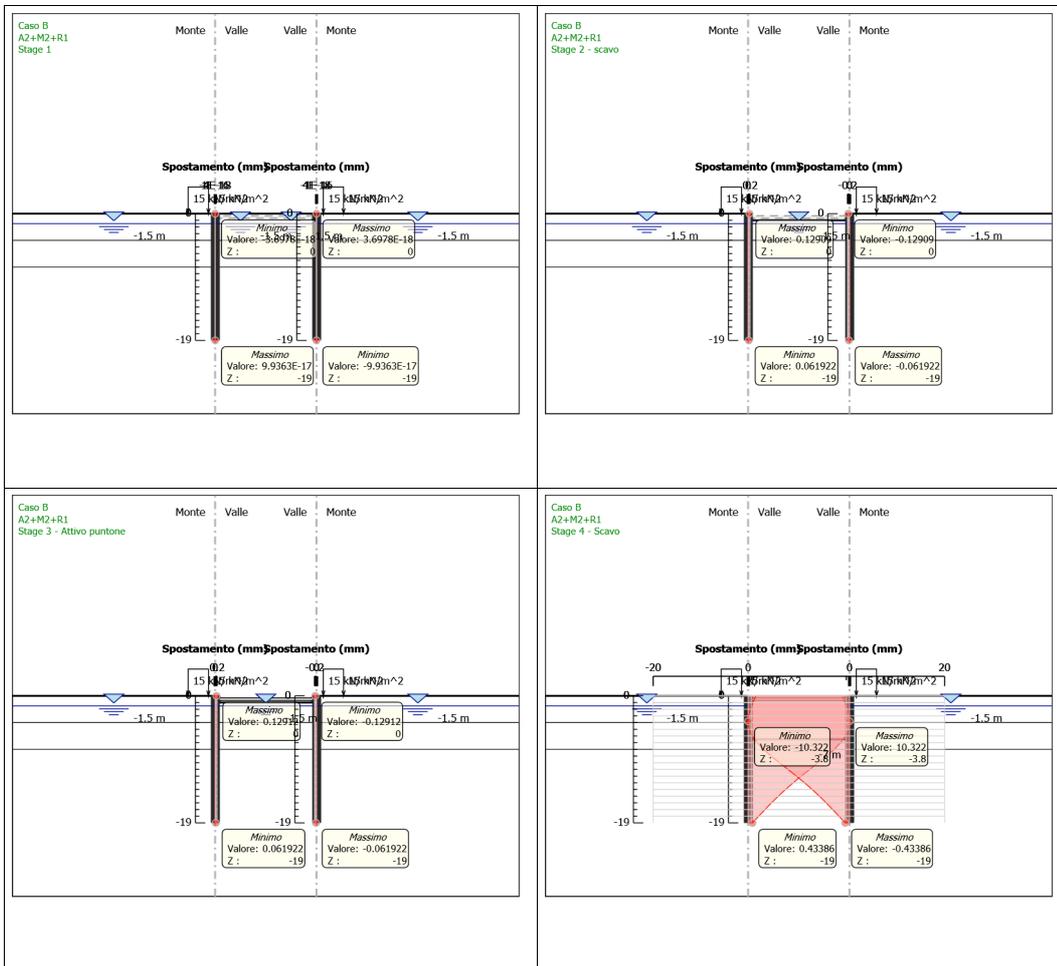


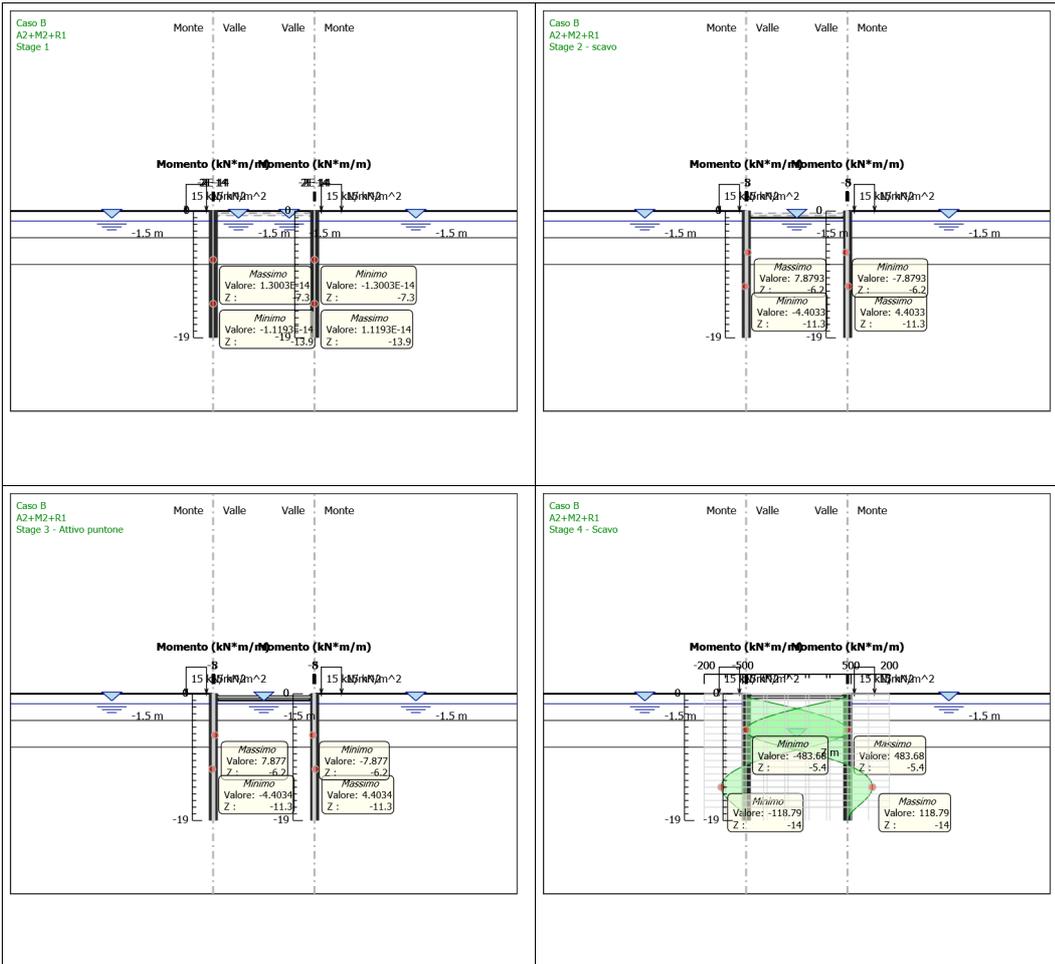
5.2.2. Risultati Elementi strutturali - A1+M1+R1

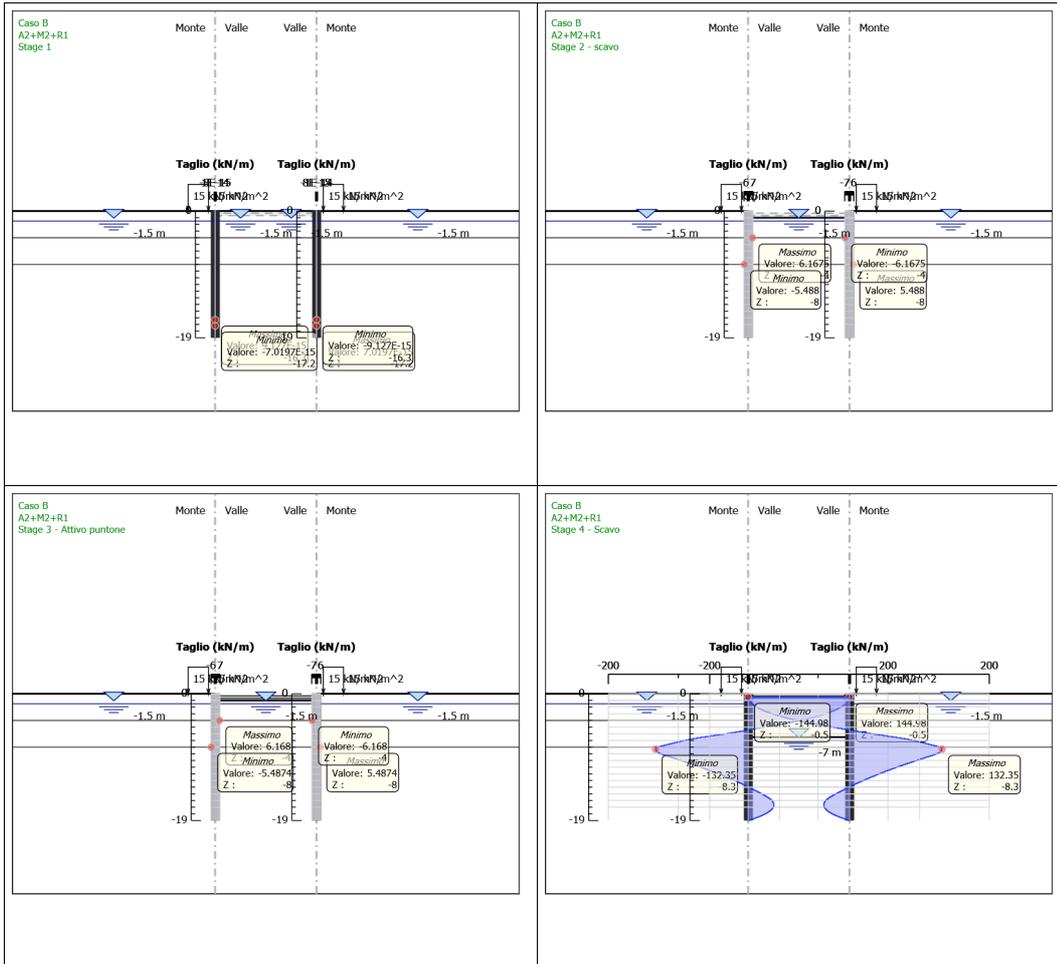
Design Assumption: A1+M1+R1	Sollecitazione Strut
Stage	Forza (kN/m)
Stage 3 - Attivo puntone	-0.00430501019
Stage 4 - Scavo	-149.0346

5.3. Risultati A2+M2+R1

5.3.1. Tabella Grafici dei Risultati







5.3.2. Risultati Elementi strutturali - A2+M2+R1

Design Assumption: A2+M2+R1	Sollecitazione Strut
Stage	Forza (kN/m)
Stage 3 - Attivo puntone	-0.00043463759
Stage 4 - Scavo	-145.8253

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 - Attivo puntone	Stage 4 - Scavo
SLE (Rara)	V	V	V	V
A1+M1+R1	V	V	V	V
A2+M2+R1	V	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
-0.1	0
-0.2	0
-0.3	0
-0.4	0
-0.5	0
-0.6	0.005
-0.7	0.011
-0.8	0.016
-0.9	0.021
-1	0.027
-1.1	0.032
-1.2	0.037
-1.3	0.042
-1.4	0.048
-1.5	0.053
-1.6	0.058
-1.7	0.063
-1.8	0.068
-1.9	0.073
-2	0.078
-2.1	0.083
-2.2	0.088
-2.3	0.092
-2.4	0.097
-2.5	0.101
-2.6	0.106
-2.7	0.11
-2.8	0.115
-2.9	0.119
-3	0.123
-3.1	0.127
-3.2	0.13
-3.3	0.134
-3.4	0.138
-3.5	0.141
-3.6	0.144

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-3.7	0.147
-3.8	0.15
-3.9	0.153
-4	0.156
-4.1	0.158
-4.2	0.16
-4.3	0.162
-4.4	0.164
-4.5	0.165
-4.6	0.167
-4.7	0.168
-4.8	0.169
-4.9	0.169
-5	0.17
-5.1	0.17
-5.2	0.17
-5.3	0.17
-5.4	0.169
-5.5	0.169
-5.6	0.168
-5.7	0.166
-5.8	0.165
-5.9	0.163
-6	0.161
-6.1	0.159
-6.2	0.156
-6.3	0.154
-6.4	0.151
-6.5	0.147
-6.6	0.144
-6.7	0.14
-6.8	0.136
-6.9	0.132
-7	0.128
-7.1	0.123
-7.2	0.119
-7.3	0.114
-7.4	0.109
-7.5	0.104
-7.6	0.099
-7.7	0.094
-7.8	0.088

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-7.9	0.083
-8	0.078
-8.1	0.072
-8.2	0.066
-8.3	0.061
-8.4	0.056
-8.5	0.051
-8.6	0.046
-8.7	0.041
-8.8	0.036
-8.9	0.031
-9	0.026
-9.1	0.022
-9.2	0.017
-9.3	0.013
-9.4	0.009
-9.5	0.005
-9.6	0.001
-9.7	0.003
-9.8	0.006
-9.9	0.01
-10	0.014
-10.1	0.017
-10.2	0.02
-10.3	0.023
-10.4	0.026
-10.5	0.029
-10.6	0.032
-10.7	0.035
-10.8	0.037
-10.9	0.04
-11	0.042
-11.1	0.044
-11.2	0.047
-11.3	0.049
-11.4	0.051
-11.5	0.052
-11.6	0.054
-11.7	0.056
-11.8	0.057
-11.9	0.058
-12	0.06

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-12.1	0.061
-12.2	0.062
-12.3	0.063
-12.4	0.064
-12.5	0.064
-12.6	0.065
-12.7	0.065
-12.8	0.066
-12.9	0.066
-13	0.066
-13.1	0.066
-13.2	0.066
-13.3	0.066
-13.4	0.066
-13.5	0.065
-13.6	0.065
-13.7	0.064
-13.8	0.064
-13.9	0.063
-14	0.062
-14.1	0.061
-14.2	0.06
-14.3	0.059
-14.4	0.058
-14.5	0.056
-14.6	0.055
-14.7	0.054
-14.8	0.052
-14.9	0.051
-15	0.049
-15.1	0.048
-15.2	0.046
-15.3	0.045
-15.4	0.043
-15.5	0.042
-15.6	0.04
-15.7	0.038
-15.8	0.037
-15.9	0.035
-16	0.033
-16.1	0.032
-16.2	0.03

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	LEFT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-16.3	0.028
-16.4	0.027
-16.5	0.025
-16.6	0.023
-16.7	0.022
-16.8	0.02
-16.9	0.019
-17	0.017
-17.1	0.016
-17.2	0.014
-17.3	0.013
-17.4	0.012
-17.5	0.01
-17.6	0.009
-17.7	0.008
-17.8	0.007
-17.9	0.006
-18	0.005
-18.1	0.004
-18.2	0.003
-18.3	0.002
-18.4	0.002
-18.5	0.001
-18.6	0.001
-18.7	0
-18.8	0
-18.9	0
-19	0

6.2.2. Tabella Involuppi Apertura Fessure - Caver : RIGHT

Involuppi Apertura Fessure - Caver	RIGHT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
0	0
-0.1	0
-0.2	0
-0.3	0
-0.4	0
-0.5	0
-0.6	0.005
-0.7	0.011
-0.8	0.016
-0.9	0.021
-1	0.026
-1.1	0.032
-1.2	0.037
-1.3	0.042
-1.4	0.047
-1.5	0.052
-1.6	0.058
-1.7	0.063
-1.8	0.068
-1.9	0.073
-2	0.078
-2.1	0.082
-2.2	0.087
-2.3	0.092
-2.4	0.097
-2.5	0.101
-2.6	0.105
-2.7	0.11
-2.8	0.114
-2.9	0.118
-3	0.122
-3.1	0.126
-3.2	0.13
-3.3	0.134
-3.4	0.137
-3.5	0.14
-3.6	0.144
-3.7	0.147
-3.8	0.15

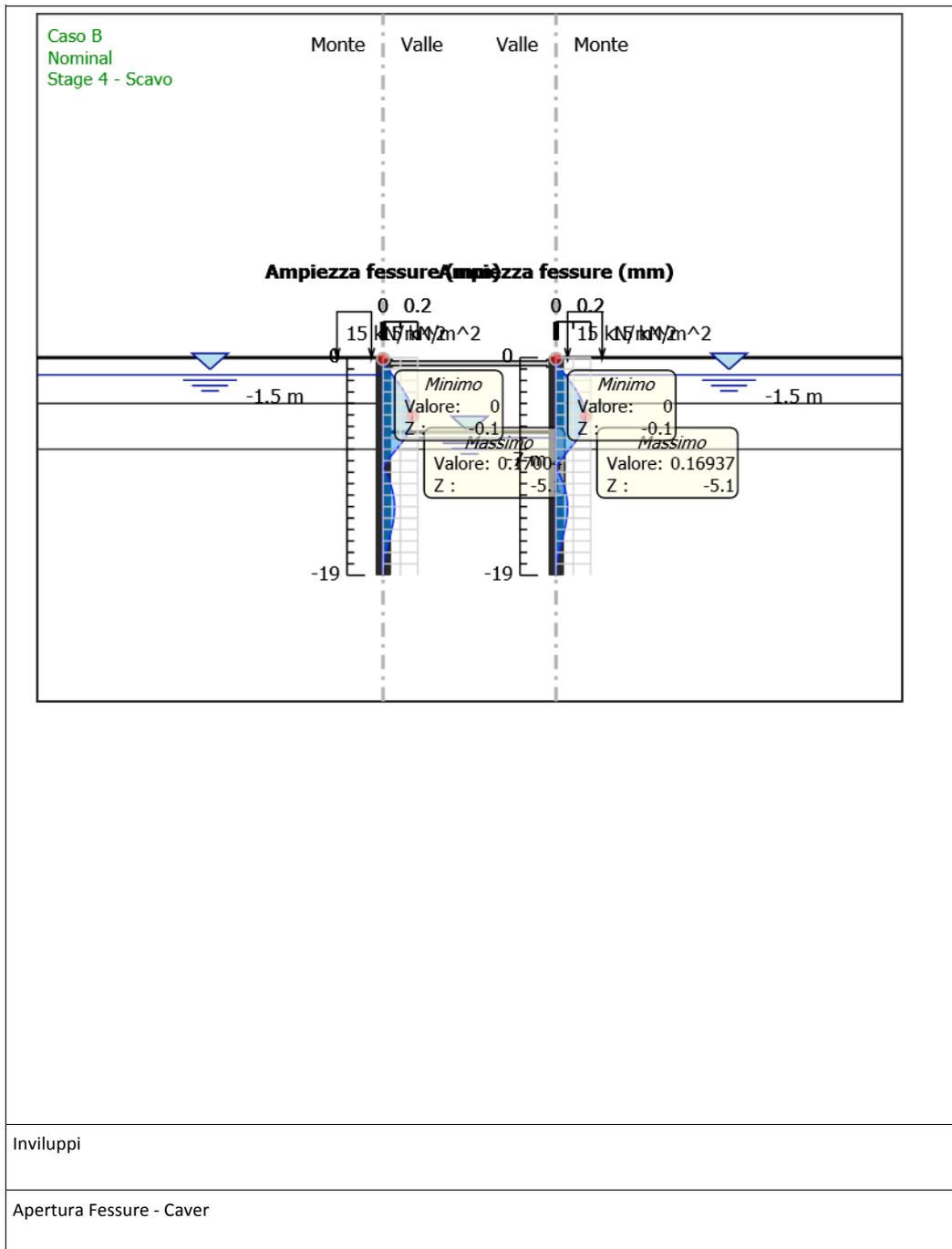
Inviluppi Apertura Fessure - Caver	RIGHT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-3.9	0.152
-4	0.155
-4.1	0.157
-4.2	0.159
-4.3	0.161
-4.4	0.163
-4.5	0.165
-4.6	0.166
-4.7	0.167
-4.8	0.168
-4.9	0.169
-5	0.169
-5.1	0.169
-5.2	0.169
-5.3	0.169
-5.4	0.169
-5.5	0.168
-5.6	0.167
-5.7	0.166
-5.8	0.164
-5.9	0.163
-6	0.161
-6.1	0.158
-6.2	0.156
-6.3	0.153
-6.4	0.15
-6.5	0.147
-6.6	0.143
-6.7	0.14
-6.8	0.136
-6.9	0.131
-7	0.127
-7.1	0.123
-7.2	0.118
-7.3	0.113
-7.4	0.109
-7.5	0.104
-7.6	0.098
-7.7	0.093
-7.8	0.088
-7.9	0.083
-8	0.077

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	RIGHT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-8.1	0.072
-8.2	0.066
-8.3	0.061
-8.4	0.056
-8.5	0.05
-8.6	0.045
-8.7	0.04
-8.8	0.036
-8.9	0.031
-9	0.026
-9.1	0.022
-9.2	0.017
-9.3	0.013
-9.4	0.009
-9.5	0.005
-9.6	0.001
-9.7	0.003
-9.8	0.006
-9.9	0.01
-10	0.014
-10.1	0.017
-10.2	0.02
-10.3	0.023
-10.4	0.026
-10.5	0.029
-10.6	0.032
-10.7	0.035
-10.8	0.037
-10.9	0.04
-11	0.042
-11.1	0.045
-11.2	0.047
-11.3	0.049
-11.4	0.051
-11.5	0.053
-11.6	0.054
-11.7	0.056
-11.8	0.057
-11.9	0.059
-12	0.06
-12.1	0.061
-12.2	0.062

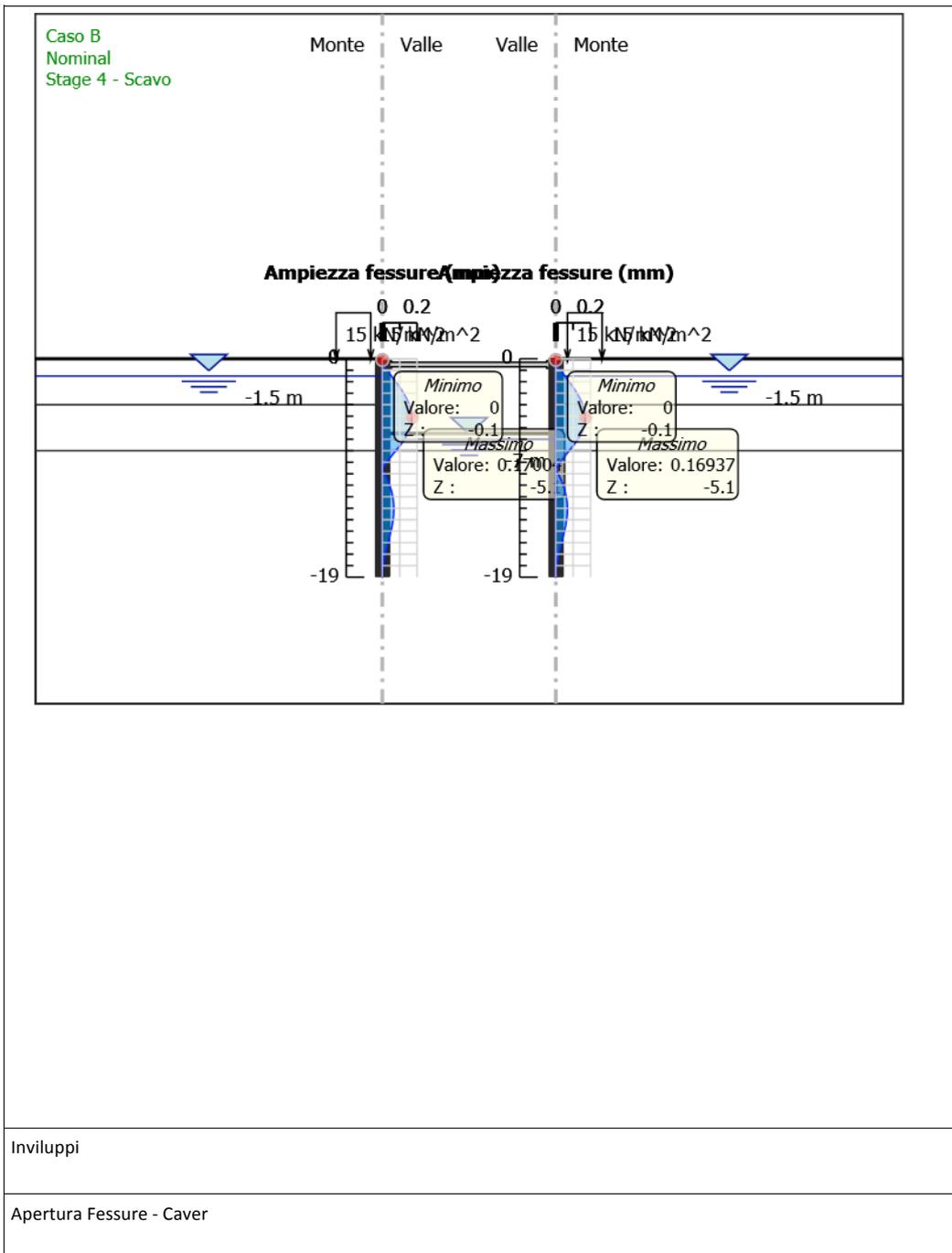
Inviluppi Apertura Fessure - Caver	RIGHT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-12.3	0.063
-12.4	0.064
-12.5	0.065
-12.6	0.065
-12.7	0.066
-12.8	0.066
-12.9	0.066
-13	0.066
-13.1	0.067
-13.2	0.066
-13.3	0.066
-13.4	0.066
-13.5	0.066
-13.6	0.065
-13.7	0.064
-13.8	0.064
-13.9	0.063
-14	0.062
-14.1	0.061
-14.2	0.06
-14.3	0.059
-14.4	0.058
-14.5	0.057
-14.6	0.055
-14.7	0.054
-14.8	0.053
-14.9	0.051
-15	0.05
-15.1	0.048
-15.2	0.047
-15.3	0.045
-15.4	0.043
-15.5	0.042
-15.6	0.04
-15.7	0.038
-15.8	0.037
-15.9	0.035
-16	0.033
-16.1	0.032
-16.2	0.03
-16.3	0.028
-16.4	0.027

Inviluppi Apertura Fessure - Caver	RIGHT
Z (m)	Apertura Fessure - Caver
-16.5	0.025
-16.6	0.023
-16.7	0.022
-16.8	0.02
-16.9	0.019
-17	0.017
-17.1	0.016
-17.2	0.014
-17.3	0.013
-17.4	0.012
-17.5	0.01
-17.6	0.009
-17.7	0.008
-17.8	0.007
-17.9	0.006
-18	0.005
-18.1	0.004
-18.2	0.003
-18.3	0.002
-18.4	0.002
-18.5	0.001
-18.6	0.001
-18.7	0
-18.8	0
-18.9	0
-19	0

6.2.3. Grafico Involuppi Apertura Fessure - Cover



6.2.4. Grafico Involuppi Apertura Fessure - Caver



6.2.5. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
0	0.01
-0.1	0.01
-0.2	0.01
-0.3	0.01
-0.4	0.01
-0.5	0.01
-0.6	0.01
-0.7	0.019
-0.8	0.028
-0.9	0.037
-1	0.046
-1.1	0.056
-1.2	0.065
-1.3	0.074
-1.4	0.083
-1.5	0.092
-1.6	0.101
-1.7	0.11
-1.8	0.119
-1.9	0.127
-2	0.136
-2.1	0.144
-2.2	0.153
-2.3	0.161
-2.4	0.169
-2.5	0.177
-2.6	0.185
-2.7	0.193
-2.8	0.2
-2.9	0.207
-3	0.214
-3.1	0.221
-3.2	0.228
-3.3	0.234
-3.4	0.24
-3.5	0.246
-3.6	0.252
-3.7	0.257
-3.8	0.262

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-3.9	0.267
-4	0.271
-4.1	0.276
-4.2	0.279
-4.3	0.283
-4.4	0.286
-4.5	0.29
-4.6	0.293
-4.7	0.296
-4.8	0.298
-4.9	0.3
-5	0.302
-5.1	0.303
-5.2	0.304
-5.3	0.305
-5.4	0.305
-5.5	0.305
-5.6	0.305
-5.7	0.304
-5.8	0.303
-5.9	0.301
-6	0.3
-6.1	0.297
-6.2	0.295
-6.3	0.292
-6.4	0.288
-6.5	0.284
-6.6	0.28
-6.7	0.275
-6.8	0.27
-6.9	0.265
-7	0.259
-7.1	0.254
-7.2	0.247
-7.3	0.241
-7.4	0.234
-7.5	0.227
-7.6	0.22
-7.7	0.213
-7.8	0.205
-7.9	0.198
-8	0.189

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-8.1	0.181
-8.2	0.173
-8.3	0.165
-8.4	0.156
-8.5	0.148
-8.6	0.14
-8.7	0.131
-8.8	0.123
-8.9	0.115
-9	0.107
-9.1	0.099
-9.2	0.092
-9.3	0.084
-9.4	0.077
-9.5	0.07
-9.6	0.063
-9.7	0.056
-9.8	0.05
-9.9	0.043
-10	0.037
-10.1	0.031
-10.2	0.035
-10.3	0.041
-10.4	0.046
-10.5	0.051
-10.6	0.056
-10.7	0.061
-10.8	0.065
-10.9	0.07
-11	0.074
-11.1	0.078
-11.2	0.081
-11.3	0.085
-11.4	0.088
-11.5	0.092
-11.6	0.095
-11.7	0.097
-11.8	0.1
-11.9	0.102
-12	0.104
-12.1	0.106
-12.2	0.108

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-12.3	0.11
-12.4	0.111
-12.5	0.113
-12.6	0.114
-12.7	0.114
-12.8	0.115
-12.9	0.116
-13	0.116
-13.1	0.116
-13.2	0.116
-13.3	0.115
-13.4	0.115
-13.5	0.114
-13.6	0.113
-13.7	0.112
-13.8	0.111
-13.9	0.11
-14	0.108
-14.1	0.107
-14.2	0.105
-14.3	0.103
-14.4	0.101
-14.5	0.099
-14.6	0.096
-14.7	0.094
-14.8	0.092
-14.9	0.089
-15	0.087
-15.1	0.084
-15.2	0.081
-15.3	0.078
-15.4	0.076
-15.5	0.073
-15.6	0.07
-15.7	0.067
-15.8	0.064
-15.9	0.061
-16	0.058
-16.1	0.055
-16.2	0.052
-16.3	0.049
-16.4	0.046

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-16.5	0.044
-16.6	0.041
-16.7	0.038
-16.8	0.035
-16.9	0.033
-17	0.03
-17.1	0.027
-17.2	0.025
-17.3	0.023
-17.4	0.02
-17.5	0.018
-17.6	0.016
-17.7	0.014
-17.8	0.012
-17.9	0.01
-18	0.01
-18.1	0.01
-18.2	0.01
-18.3	0.01
-18.4	0.01
-18.5	0.01
-18.6	0.01
-18.7	0.01
-18.8	0.01
-18.9	0.01
-19	0.01

6.2.6. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver : RIGHT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
0	0.01
-0.1	0.01
-0.2	0.01
-0.3	0.01
-0.4	0.01
-0.5	0.01
-0.6	0.01
-0.7	0.019
-0.8	0.028
-0.9	0.037
-1	0.046
-1.1	0.056
-1.2	0.065
-1.3	0.074
-1.4	0.083
-1.5	0.092
-1.6	0.101
-1.7	0.11
-1.8	0.118
-1.9	0.127
-2	0.136
-2.1	0.144
-2.2	0.153
-2.3	0.161
-2.4	0.169
-2.5	0.177
-2.6	0.185
-2.7	0.192
-2.8	0.2
-2.9	0.207
-3	0.214
-3.1	0.221
-3.2	0.227
-3.3	0.234
-3.4	0.24
-3.5	0.246
-3.6	0.251
-3.7	0.257
-3.8	0.262

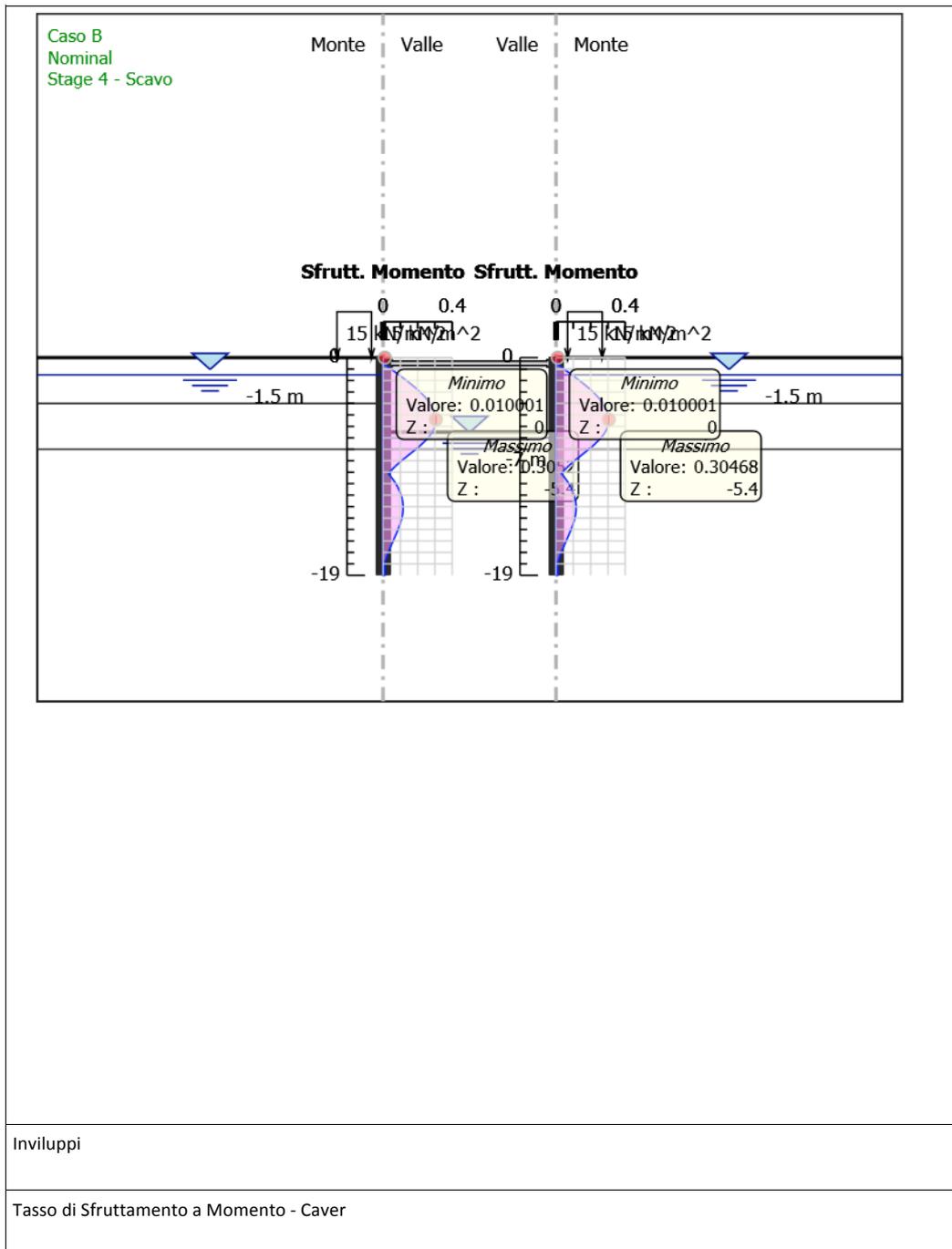
Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-3.9	0.267
-4	0.271
-4.1	0.275
-4.2	0.279
-4.3	0.282
-4.4	0.286
-4.5	0.289
-4.6	0.292
-4.7	0.295
-4.8	0.297
-4.9	0.299
-5	0.301
-5.1	0.303
-5.2	0.304
-5.3	0.304
-5.4	0.305
-5.5	0.305
-5.6	0.304
-5.7	0.304
-5.8	0.302
-5.9	0.301
-6	0.299
-6.1	0.297
-6.2	0.294
-6.3	0.291
-6.4	0.288
-6.5	0.284
-6.6	0.28
-6.7	0.275
-6.8	0.27
-6.9	0.265
-7	0.259
-7.1	0.253
-7.2	0.247
-7.3	0.241
-7.4	0.234
-7.5	0.227
-7.6	0.22
-7.7	0.213
-7.8	0.205
-7.9	0.197
-8	0.189

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-8.1	0.181
-8.2	0.173
-8.3	0.164
-8.4	0.156
-8.5	0.148
-8.6	0.139
-8.7	0.131
-8.8	0.123
-8.9	0.115
-9	0.107
-9.1	0.099
-9.2	0.091
-9.3	0.084
-9.4	0.077
-9.5	0.07
-9.6	0.063
-9.7	0.056
-9.8	0.05
-9.9	0.043
-10	0.037
-10.1	0.031
-10.2	0.035
-10.3	0.041
-10.4	0.046
-10.5	0.051
-10.6	0.056
-10.7	0.061
-10.8	0.065
-10.9	0.07
-11	0.074
-11.1	0.078
-11.2	0.082
-11.3	0.085
-11.4	0.089
-11.5	0.092
-11.6	0.095
-11.7	0.097
-11.8	0.1
-11.9	0.102
-12	0.105
-12.1	0.107
-12.2	0.108

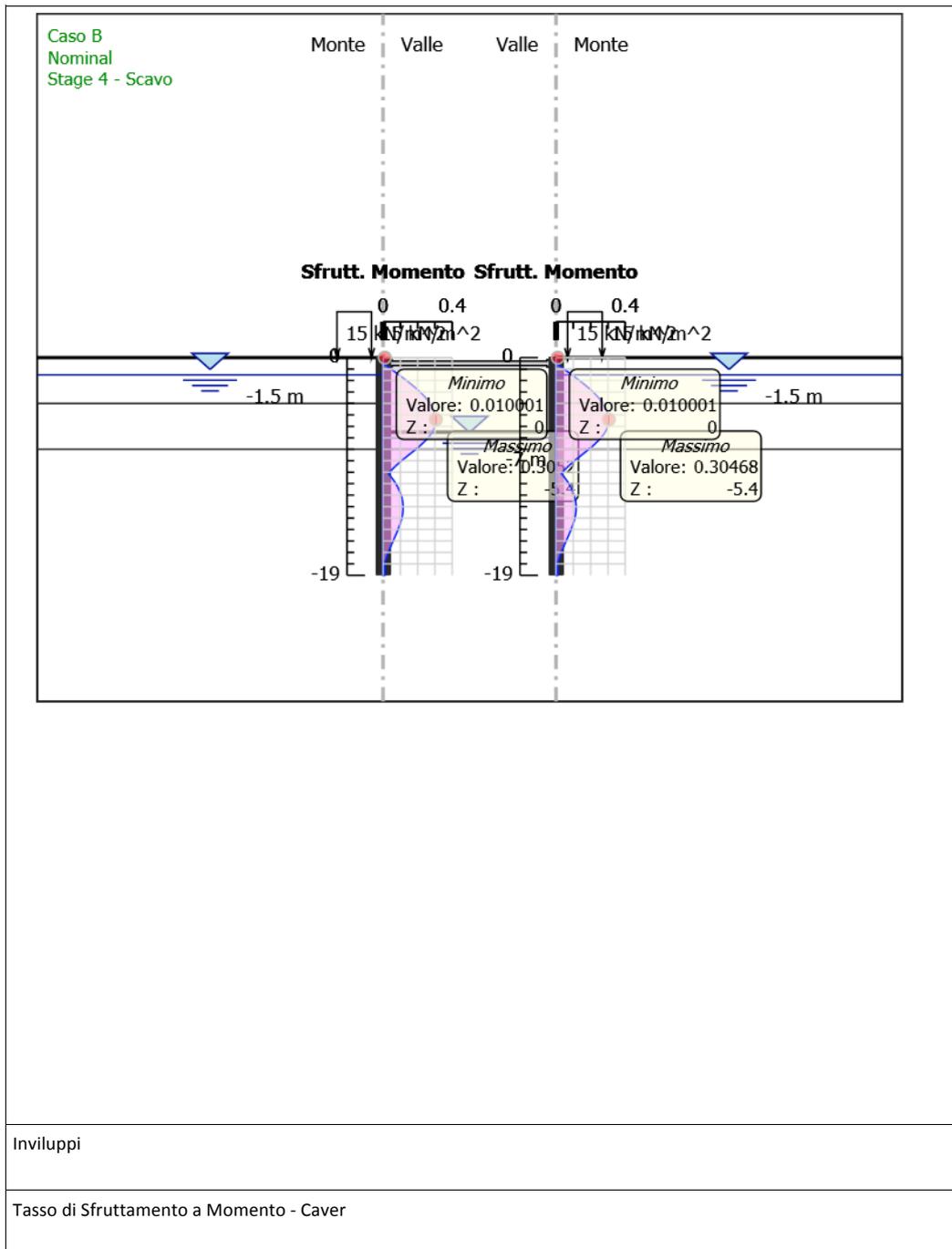
Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-12.3	0.11
-12.4	0.112
-12.5	0.113
-12.6	0.114
-12.7	0.115
-12.8	0.115
-12.9	0.116
-13	0.116
-13.1	0.116
-13.2	0.116
-13.3	0.116
-13.4	0.115
-13.5	0.114
-13.6	0.114
-13.7	0.113
-13.8	0.111
-13.9	0.11
-14	0.108
-14.1	0.107
-14.2	0.105
-14.3	0.103
-14.4	0.101
-14.5	0.099
-14.6	0.097
-14.7	0.094
-14.8	0.092
-14.9	0.089
-15	0.087
-15.1	0.084
-15.2	0.081
-15.3	0.079
-15.4	0.076
-15.5	0.073
-15.6	0.07
-15.7	0.067
-15.8	0.064
-15.9	0.061
-16	0.058
-16.1	0.055
-16.2	0.052
-16.3	0.049
-16.4	0.047

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver
-16.5	0.044
-16.6	0.041
-16.7	0.038
-16.8	0.035
-16.9	0.033
-17	0.03
-17.1	0.027
-17.2	0.025
-17.3	0.023
-17.4	0.02
-17.5	0.018
-17.6	0.016
-17.7	0.014
-17.8	0.012
-17.9	0.01
-18	0.01
-18.1	0.01
-18.2	0.01
-18.3	0.01
-18.4	0.01
-18.5	0.01
-18.6	0.01
-18.7	0.01
-18.8	0.01
-18.9	0.01
-19	0.01

6.2.7. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver



6.3.8. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Momento - Caver



6.4.9. 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
-0.1	0
-0.2	0.001
-0.3	0.001
-0.4	0.002
-0.5	0.507
-0.6	0.507
-0.7	0.506
-0.8	0.505
-0.9	0.503
-1	0.501
-1.1	0.499
-1.2	0.497
-1.3	0.494
-1.4	0.492
-1.5	0.489
-1.6	0.485
-1.7	0.482
-1.8	0.477
-1.9	0.473
-2	0.467
-2.1	0.461
-2.2	0.455
-2.3	0.447
-2.4	0.44
-2.5	0.432
-2.6	0.423
-2.7	0.414
-2.8	0.404
-2.9	0.393
-3	0.383
-3.1	0.373
-3.2	0.363
-3.3	0.352
-3.4	0.341
-3.5	0.329
-3.6	0.317
-3.7	0.305
-3.8	0.292

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-3.9	0.279
-4	0.265
-4.1	0.25
-4.2	0.234
-4.3	0.217
-4.4	0.2
-4.5	0.183
-4.6	0.166
-4.7	0.148
-4.8	0.13
-4.9	0.112
-5	0.094
-5.1	0.075
-5.2	0.057
-5.3	0.047
-5.4	0.069
-5.5	0.092
-5.6	0.116
-5.7	0.139
-5.8	0.163
-5.9	0.187
-6	0.211
-6.1	0.235
-6.2	0.26
-6.3	0.285
-6.4	0.31
-6.5	0.336
-6.6	0.358
-6.7	0.378
-6.8	0.396
-6.9	0.41
-7	0.424
-7.1	0.436
-7.2	0.449
-7.3	0.46
-7.4	0.471
-7.5	0.482
-7.6	0.492
-7.7	0.501
-7.8	0.51
-7.9	0.519
-8	0.528

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-8.1	0.528
-8.2	0.52
-8.3	0.511
-8.4	0.5
-8.5	0.49
-8.6	0.479
-8.7	0.469
-8.8	0.458
-8.9	0.448
-9	0.437
-9.1	0.426
-9.2	0.416
-9.3	0.405
-9.4	0.395
-9.5	0.385
-9.6	0.374
-9.7	0.364
-9.8	0.354
-9.9	0.344
-10	0.334
-10.1	0.324
-10.2	0.314
-10.3	0.304
-10.4	0.295
-10.5	0.285
-10.6	0.275
-10.7	0.266
-10.8	0.257
-10.9	0.247
-11	0.238
-11.1	0.229
-11.2	0.22
-11.3	0.211
-11.4	0.202
-11.5	0.193
-11.6	0.185
-11.7	0.176
-11.8	0.168
-11.9	0.159
-12	0.151
-12.1	0.142
-12.2	0.134

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-12.3	0.126
-12.4	0.118
-12.5	0.11
-12.6	0.102
-12.7	0.095
-12.8	0.087
-12.9	0.079
-13	0.072
-13.1	0.064
-13.2	0.057
-13.3	0.05
-13.4	0.042
-13.5	0.047
-13.6	0.057
-13.7	0.066
-13.8	0.074
-13.9	0.082
-14	0.09
-14.1	0.098
-14.2	0.104
-14.3	0.111
-14.4	0.117
-14.5	0.123
-14.6	0.128
-14.7	0.133
-14.8	0.137
-14.9	0.141
-15	0.145
-15.1	0.148
-15.2	0.151
-15.3	0.153
-15.4	0.155
-15.5	0.157
-15.6	0.158
-15.7	0.159
-15.8	0.16
-15.9	0.16
-16	0.16
-16.1	0.16
-16.2	0.159
-16.3	0.158
-16.4	0.157

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-16.5	0.155
-16.6	0.153
-16.7	0.151
-16.8	0.149
-16.9	0.146
-17	0.142
-17.1	0.139
-17.2	0.135
-17.3	0.13
-17.4	0.126
-17.5	0.121
-17.6	0.115
-17.7	0.11
-17.8	0.104
-17.9	0.097
-18	0.09
-18.1	0.083
-18.2	0.076
-18.3	0.068
-18.4	0.06
-18.5	0.052
-18.6	0.044
-18.7	0.035
-18.8	0.025
-18.9	0.016
-19	0.005

6.4.10. Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver : RIGHT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
0	0
-0.1	0
-0.2	0
-0.3	0.001
-0.4	0.001
-0.5	0.353
-0.6	0.353
-0.7	0.353
-0.8	0.352
-0.9	0.35
-1	0.349
-1.1	0.348
-1.2	0.346
-1.3	0.344
-1.4	0.343
-1.5	0.34
-1.6	0.338
-1.7	0.336
-1.8	0.333
-1.9	0.329
-2	0.325
-2.1	0.321
-2.2	0.317
-2.3	0.312
-2.4	0.306
-2.5	0.301
-2.6	0.295
-2.7	0.288
-2.8	0.281
-2.9	0.274
-3	0.267
-3.1	0.26
-3.2	0.253
-3.3	0.245
-3.4	0.238
-3.5	0.23
-3.6	0.221
-3.7	0.212
-3.8	0.203

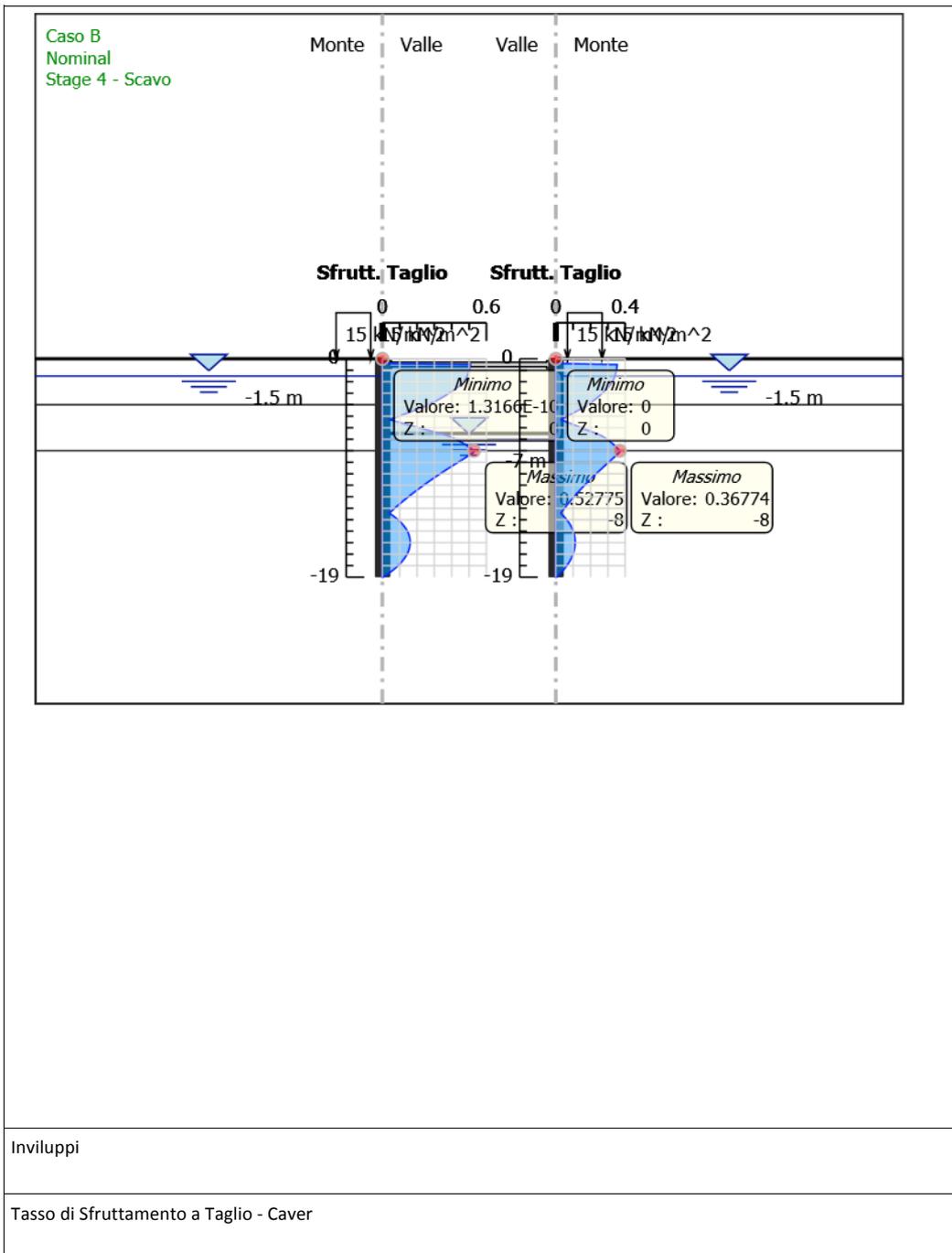
Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-3.9	0.194
-4	0.184
-4.1	0.175
-4.2	0.163
-4.3	0.151
-4.4	0.14
-4.5	0.128
-4.6	0.116
-4.7	0.103
-4.8	0.091
-4.9	0.078
-5	0.065
-5.1	0.053
-5.2	0.039
-5.3	0.032
-5.4	0.048
-5.5	0.064
-5.6	0.081
-5.7	0.097
-5.8	0.113
-5.9	0.13
-6	0.147
-6.1	0.164
-6.2	0.181
-6.3	0.199
-6.4	0.216
-6.5	0.234
-6.6	0.25
-6.7	0.264
-6.8	0.276
-6.9	0.286
-7	0.295
-7.1	0.304
-7.2	0.313
-7.3	0.321
-7.4	0.328
-7.5	0.336
-7.6	0.343
-7.7	0.349
-7.8	0.356
-7.9	0.362
-8	0.368

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-8.1	0.368
-8.2	0.363
-8.3	0.356
-8.4	0.349
-8.5	0.341
-8.6	0.334
-8.7	0.327
-8.8	0.319
-8.9	0.312
-9	0.305
-9.1	0.297
-9.2	0.29
-9.3	0.282
-9.4	0.275
-9.5	0.268
-9.6	0.261
-9.7	0.254
-9.8	0.247
-9.9	0.24
-10	0.233
-10.1	0.226
-10.2	0.219
-10.3	0.212
-10.4	0.205
-10.5	0.199
-10.6	0.192
-10.7	0.185
-10.8	0.179
-10.9	0.172
-11	0.166
-11.1	0.16
-11.2	0.153
-11.3	0.147
-11.4	0.141
-11.5	0.135
-11.6	0.129
-11.7	0.123
-11.8	0.117
-11.9	0.111
-12	0.105
-12.1	0.099
-12.2	0.094

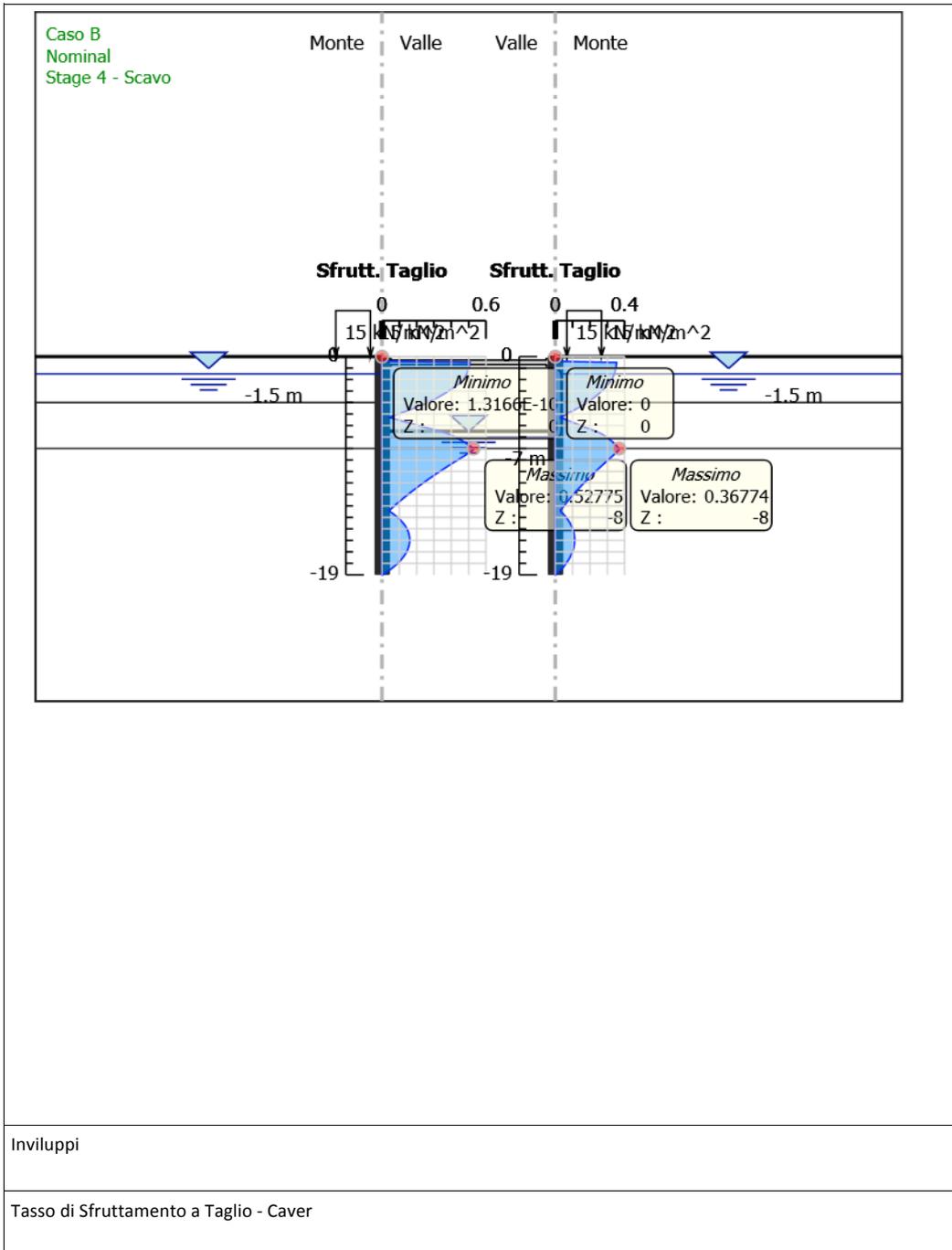
Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-12.3	0.088
-12.4	0.082
-12.5	0.077
-12.6	0.071
-12.7	0.066
-12.8	0.061
-12.9	0.055
-13	0.05
-13.1	0.045
-13.2	0.04
-13.3	0.035
-13.4	0.029
-13.5	0.033
-13.6	0.039
-13.7	0.046
-13.8	0.052
-13.9	0.057
-14	0.063
-14.1	0.068
-14.2	0.073
-14.3	0.077
-14.4	0.081
-14.5	0.085
-14.6	0.089
-14.7	0.092
-14.8	0.095
-14.9	0.098
-15	0.101
-15.1	0.103
-15.2	0.105
-15.3	0.107
-15.4	0.108
-15.5	0.109
-15.6	0.11
-15.7	0.111
-15.8	0.111
-15.9	0.111
-16	0.111
-16.1	0.111
-16.2	0.111
-16.3	0.11
-16.4	0.109

Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver	RIGHT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver
-16.5	0.108
-16.6	0.107
-16.7	0.105
-16.8	0.104
-16.9	0.101
-17	0.099
-17.1	0.097
-17.2	0.094
-17.3	0.091
-17.4	0.088
-17.5	0.084
-17.6	0.08
-17.7	0.076
-17.8	0.072
-17.9	0.068
-18	0.063
-18.1	0.058
-18.2	0.053
-18.3	0.048
-18.4	0.042
-18.5	0.036
-18.6	0.03
-18.7	0.024
-18.8	0.018
-18.9	0.011
-19	0.004

6.4.11. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver



6.5.12. Grafico Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver



Inviluppi

Tasso di Sfruttamento a Taglio - Caver

