

STRADA STATALE 4 "VIA SALARIA"
**Adeguamento della piattaforma stradale e messa in
sicurezza dal km 56+000 al km 64+000**
Stralcio 1 da pk 0+000 a pk 1+900

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **RM 368**

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)
PROGIN S.p.A.
S.I.N.A. S.p.A. – BRENG S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli n. 23799

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



IL GEOLOGO:
Dott. Geol. Gianluca PANDOLFI ELMI (Progin S.p.A.)
Ordine dei Geologi Regione Umbria n. 467



Direttore Tecnico:
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:
Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)



VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
Dott. Ing. Paolo NARDOCCI



PROTOCOLLO

DATA

_____ 202_

OPERE D'ARTE MINORI

TOMBINI

Tombino pk 1+716 - Relazione di calcolo opere provvisionali

CODICE PROGETTO

D P R M 3 6 8 E 2 3

NOME FILE
T01TM14STRRE02D

CODICE
ELAB.

T 0 1 T M 1 4 S T R R E 0 2

REVISIONE

D

SCALA:

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
D	Emissione a seguito di validazione e istruttoria ANAS	01-2024	M. Piccolo	P. Valente	L. Infante
C	Revisione Interna	08-2023	M. Boccardi	P. Valente	L. Infante
B	Emissione a seguito istruttoria ANAS	06-2023	M. Piccolo	P. Valente	L. Infante
A	Prima emissione	12-2022	M. Piccolo	P. Valente	L. Infante

Indice

1	PREMESSA	1
1.1	Descrizione dell'opera.....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.1	Elaborati di riferimento.....	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.1	Classe di esposizione e copriferri.....	8
3.2	Calcestruzzo cordoli e pali (C25/30).....	9
3.3	Calcestruzzo strutture per soletta (C35/45).....	10
3.4	Acciaio per barre d'armatura (B450C).....	10
3.5	Acciaio da carpenteria (S355).....	10
3.6	Acciaio da carpenteria (S275).....	11
3.7	Acciaio pe trefoli.....	11
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	12
4.1	Unità Geotecniche.....	12
4.2	Parametri geotecnici caratteristici di progetto.....	12
4.3	Stratigrafia di progetto.....	14
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	16
6	CRITERI DI PROGETTAZIONE AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018	17
6.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO.....	17
7	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI	24
7.1	VERIFICHE STRUTTURALI C.A. - SLU.....	24
7.1.1	Pressoflessione.....	24
7.1.2	Taglio.....	25
7.2	VERIFICHE STRUTTURALI C.A. - SLE.....	26

7.3	VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI.....	27
7.3.1	Trazione.....	27
7.3.2	Compressione.....	27
7.3.3	Flessione monoassiale.....	27
7.3.4	Taglio.....	28
7.3.5	Flessione e Taglio.....	29
7.3.6	Presso o tenso-flessione retta.....	29
7.4	VERIFICHE DEI SISTEMI DI ANCORAGGIO.....	30
7.4.1	Raggiungimento della resistenza strutturale in uno o più ancoraggi.....	30
7.4.2	Verifica allo sfilamento dei tiranti.....	30
7.4.1	Prove di progetto su ancoraggi preliminari.....	32
7.4.2	Prove di carico in corso d’opera sugli ancoraggi.....	32
8	CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI.....	33
8.1	Generalità.....	33
8.2	Metodologie di calcolo.....	33
8.3	Spinte dei terreni in fase statica.....	35
8.4	Azione eccezionale dovuta all’urto dell’autoveicolo.....	38
8.5	Combinazioni di carico.....	40
9	ANALISI E VERIFICHE PARATIE “FASI REALIZZATIVE”.....	41
9.1	Paratia Libera.....	41
9.1.1	Modello di calcolo.....	41
9.1.2	Spostamenti orizzontali e cedimenti.....	43
9.1.3	Sollecitazioni: Momento flettente e Taglio.....	44
9.1.4	Verifiche geotecniche.....	46
9.1.5	Verifiche strutturali micropali.....	47
9.1.6	Verifiche strutturali cordolo.....	51
9.2	Paratia Vincolata.....	52
9.2.1	Modello di calcolo.....	52
9.2.2	Spostamenti orizzontali e cedimenti.....	54

9.2.3	Sollecitazioni: Momento flettente e Taglio.....	55
9.2.4	Verifiche geotecniche	57
9.2.5	Verifiche strutturali micropali.....	58
9.2.6	Verifiche tiranti e travi di ripartizione	62
9.2.7	Verifiche strutturali cordolo.....	63
10	<i>ANALISI E VERIFICHE PARATIE “TOMBINO”</i>	65
10.1	Modello di calcolo.....	65
10.2	Fasi di calcolo	73
10.3	Risultati delle analisi.....	74
10.3.1	Verifica del complesso opera-terreno.....	74
10.3.2	Sollecitazioni, Sforzi e Deformazioni.....	76
10.4	Verifica strutturale micropali.....	78
10.5	Verifica di capacità portante verticale dei micropali	82
10.6	Verifiche strutturali solettone di copertura	83
10.7	Verifiche locali cordolo porta barriere per azioni d’urto.....	90
11	<i>ANALISI E VERIFICHE PARATIE “MURI D’IMBOCCO”</i>	93
11.1	Tipologico A.....	93
11.1.1	Modello di calcolo.....	93
11.1.2	Spostamenti orizzontali e cedimenti.....	95
11.1.3	Sollecitazioni: Momento flettente e Taglio.....	96
11.1.4	Verifiche geotecniche	98
11.1.5	Verifiche strutturali micropali.....	99
11.1.6	Verifiche strutturali cordolo.....	103
11.2	Tipologico B	104
11.2.1	Modello di calcolo.....	104
11.2.2	Spostamenti orizzontali e cedimenti.....	106
11.2.3	Sollecitazioni: Momento flettente e Taglio.....	107
11.2.4	Verifiche geotecniche	109
11.2.5	Verifiche strutturali micropali.....	110

11.2.6	Verifiche puntoni e travi di ripartizione.....	114
11.2.7	Verifiche strutturali cordolo.....	115
12	ANALISI E VERIFICHE MURO STRADA	117
12.1	Modello di calcolo.....	118
12.2	Analisi dei carichi e combinazioni	119
12.2.1	Pesi propri e carichi permanenti	119
12.2.2	Spinte del terreno in fase statica.....	119
12.2.3	Coefficienti sismici	120
12.2.4	Spinte del terreno in fase sismica	121
12.2.5	Azione d’Urto	122
12.2.6	Azione da traffico	122
12.2.7	Combinazioni di carico.....	123
12.3	Sollecitazioni Muro	125
12.4	Verifiche Strutturali Muro.....	127
13	CODICI DI CALCOLO	128
13.1	Affidabilità dei codici di calcolo.....	128
13.2	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	128
14	TABULATI DI CALCOLO	129
14.1	Paratia Fasi Realizzative (Libera)	129
14.2	Paratia Fasi Realizzative (Vincolata).....	155
14.3	Paratia Tombino.....	191
14.4	Paratia Muri d’Imbocco (Tipologico A)	239
14.5	Paratia Muri d’Imbocco (Tipologico B).....	267

1 PREMESSA

Nell’ambito della progettazione esecutiva dell’intervento di adeguamento della piattaforma stradale e messa in sicurezza della STRADA STATALE 4 “VIA SALARIA” dal km 56+000 al km 64+000, è prevista la realizzazione di opere di sostegno provvisori, per l’esecuzione degli scavi necessari alla demolizione dei tombini esistenti e alla loro ricostruzione.

La presente relazione di calcolo riguarda il dimensionamento e verifica delle opere provvisori del tombino TM14 necessarie a contenere gli scavi per la realizzazione delle opere minori, tombino scatolare di grandi dimensioni e muri d’imbocco, da realizzarsi alla pk 1+716.

1.1 Descrizione dell’opera

Le opere provvisionali a sostegno degli scavi per la realizzazione dell’opere minori, tombino scatolare di grandi dimensioni e muri d’imbocco, sono costituiti da paratie di micropali.

Dal Punto di vista realizzativo per consentire l’utilizzo della strada, il tombino verrà costruito per Fasi, in particolare sono state individuate n. 3 Fasi così come si evince dagli elaborati grafici allegati e dalle figure di seguito riportate e, al fine di lasciare fruibile parte della strada, è prevista la realizzazione di una cortina di micropali con diametro 250 mm, interasse 0.4 m e lunghezza 10 m, la quale si riduce a 5 m con l’aggiunta di un ordine di tiranti in prossimità del tombino esistente, disposti su 1 fila e, armati con tubo in acciaio S355 di diametro 193.7 mm e spessore 12 mm (Figura 1, 2 e 3).

Le opere provvisionali necessarie per la realizzazione del Tombino sono costituite da una cortina di micropali del diametro di 280 mm disposti su 3 file a quinconce su entrambi i lati dello scavo. Le due pareti di micropali sono collegate in testa da un solettone in c.a. di altezza 1.30m (vedi Figura 4 e 5). La modalità esecutiva prevede, dopo l’esecuzione dei micropali, la realizzazione del solettone superiore, lo scavo a foro cieco e la demolizione del tombino esistente. Dopo di che si procederà con i lavori di sistemazione del terreno e la realizzazione del nuovo tombino.

Infine, per quanto riguarda le opere provvisionali dei Muri d’imbocco, esse sono costituite da una cortina di micropali del diametro di 280 mm, interasse 0.35 m, lunghezza 10 m e 12 m, in funzione dell’altezza massima di scavo, disposti su 1 fila, armati con tubo in acciaio S355 di diametro 193.7 mm e spessore 10mm e, con un’ordine di Puntoni per il Tipologico B e libere per il Tipologico A.

Tabella 1 – Opere provvisionali

Opera	tipo	n _{file} [-]	d [m]	i _{long} [m]	i _{trasv} [m]	L _p [m]	H _{exc} [m]	solet. superiore		
								sp [m]	L [m]	r _{medio} [m]
Scatolare	Paratia di Micropali Fase 1	1	0.25	0.4	-	10/5	3.5			
	Paratia di Micropali a quinconce	3	0.28	1.0	0.5	16	12.50	1.30	18.5	1.50
Muri d’imbocco	Paratia di Micropali – Tipo A	1	0.28	0.35	-	10	5.50	-	-	-
	Paratia di Micropali – Tipo B	1	0.28	0.35	-	12	9.50	-	-	-

r_{medio}: spessore ricoprimento medio al di sopra del solettone superiore incluso pacchetto di pavimentazione stradale

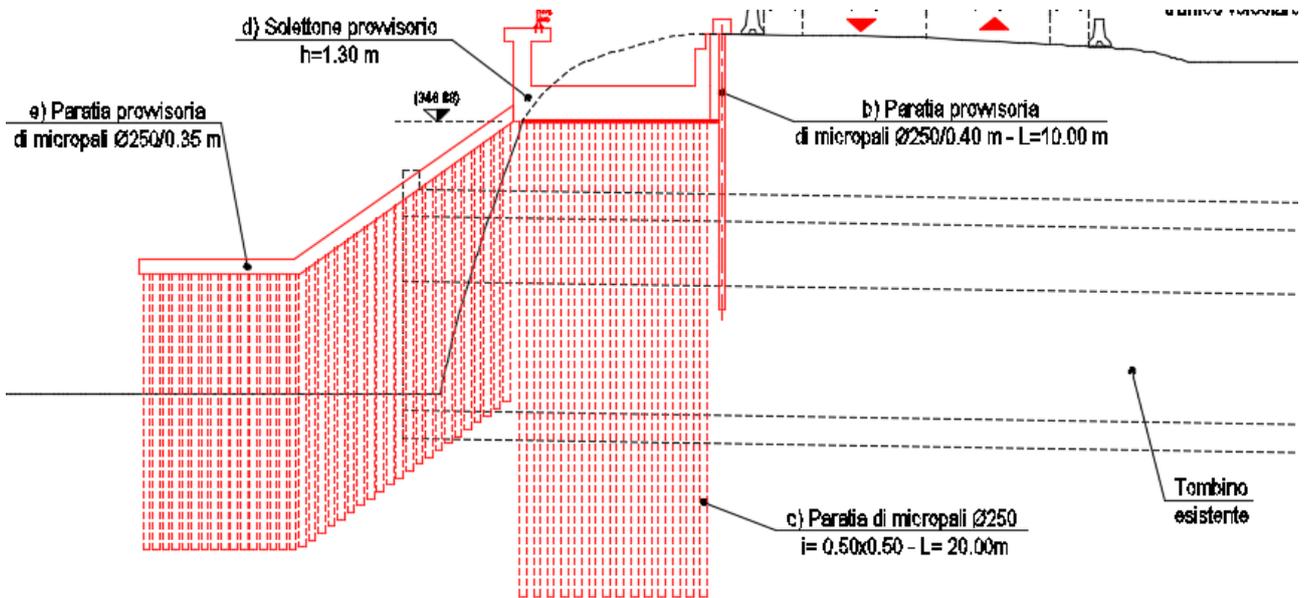


Figura 1 – Fase 1

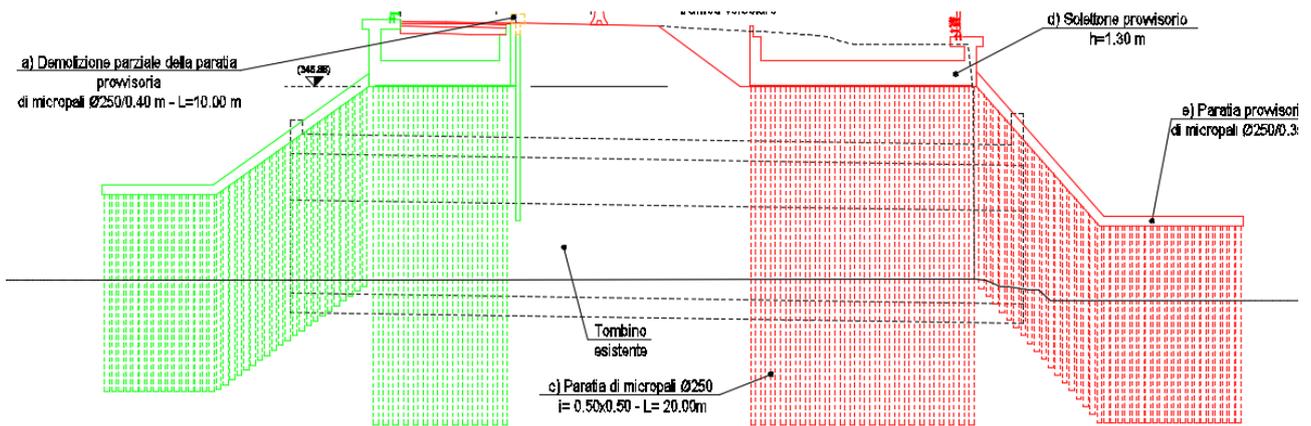


Figura 2 - Fase 2

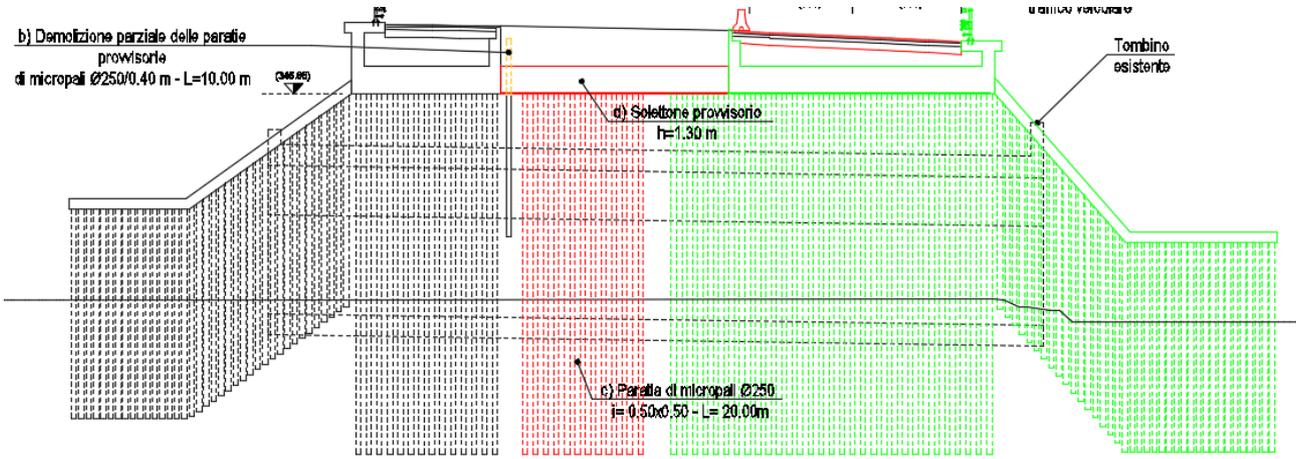


Figura 3 - Fase 3

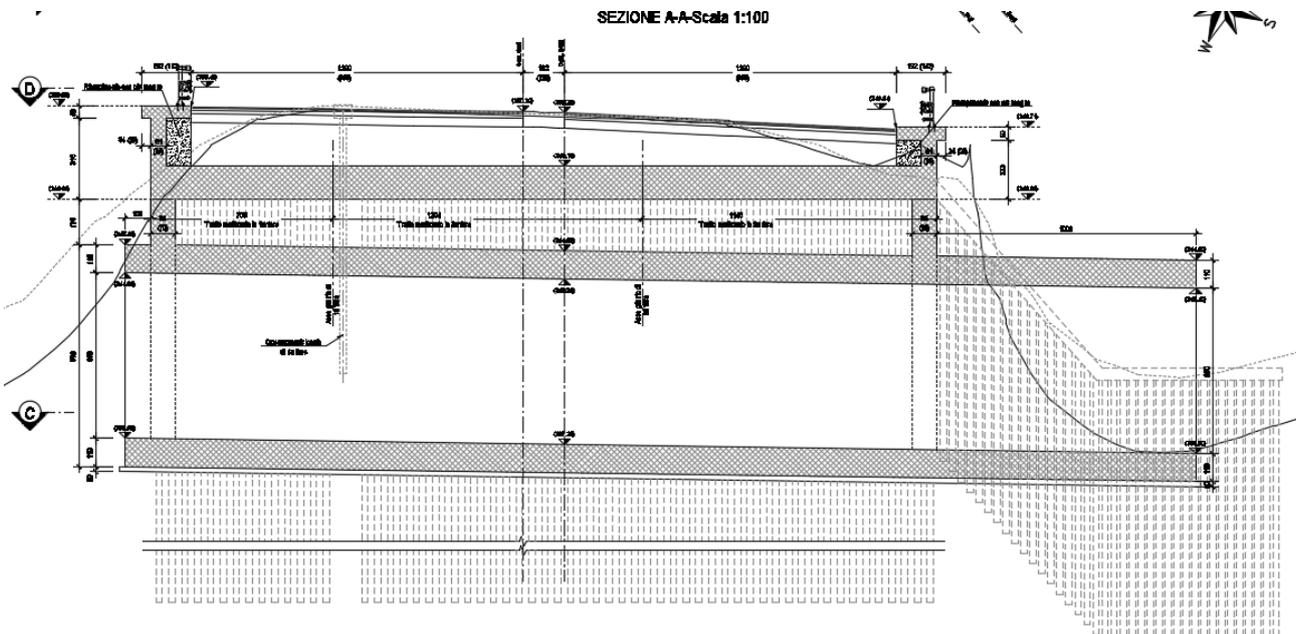


Figura 4 – Sezione Longitudinale TM14

SEZIONE F-F-Scala 1:100

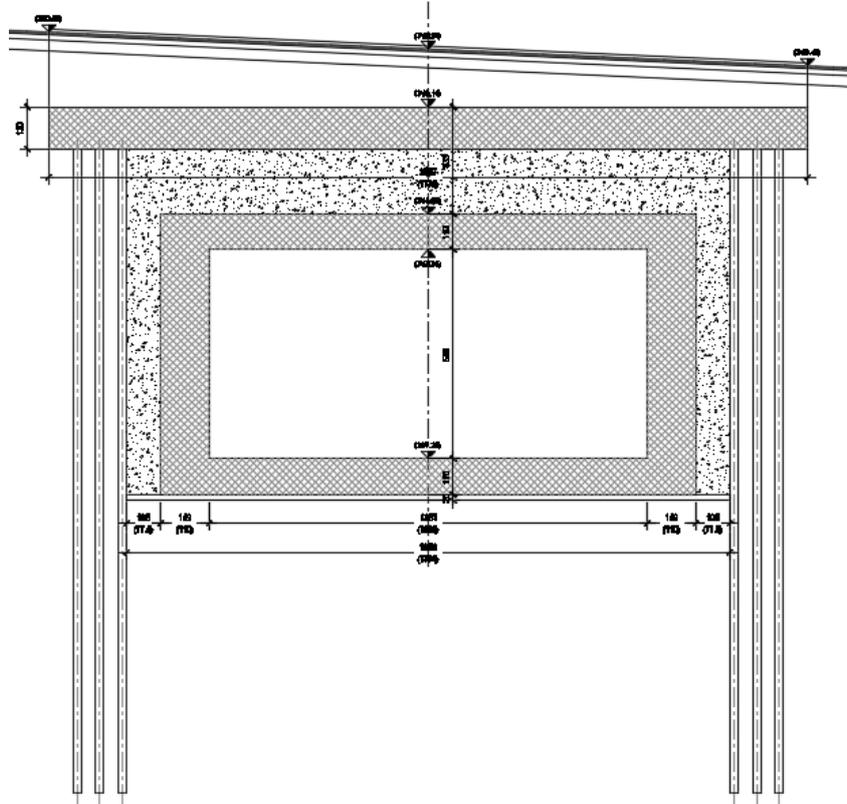


Figura 5 - Sezione Trasversale TM14

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riporta nel seguito l’elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- D.M. 17 gennaio 2018 - *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)*;
- Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 - *Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018*;
- UNI EN 1992-1-1 - *Progettazione delle strutture di calcestruzzo*;
- UNI EN 206-1-2016 - *Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità*.
- UNI 11104_2016: *Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1*
- Decreto Protezione Civile 21 ottobre 2003: Disposizioni attuative dell’art. 2, commi 2, 3 e 4, dell’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003.
- OPCM 20 marzo 2003 n. 3274, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- OPCM 3 maggio 2005 n. 3431: Ulteriori modifiche ed integrazioni dell’ordinanza del Presidente del consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/2003 recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- OPCM 8 luglio 2004 n. 3362: Modalità di attivazione del Fondo per investimenti straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri istituito ai sensi dell’art. 32-bis del decreto legge 30 settembre 2003 n. 269 convertito, con modificazioni, dalla legge 24 novembre 2003 n. 326.
- OPCM 28 aprile 2006: Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. ii..
- Raccomandazioni AGI (1977);
- Modalità Tecniche ANISG (1977).
- Quaderni tecnici ANAS

2.1 Elaborati di riferimento

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati:

CODIFICA ELABORATI										DESCRIZIONE ELABORATI
T	0	1	GE	0	1	GEO	RE	0	1	Relazione geologica
T	0	1	GE	0	3	GEO	RE	0	1	Relazione sismica
T	0	1	GE	0	2	GEO	RE	0	1	Relazione geotecnica generale
T	0	1	TM	1	4	STR	DI	0	1	Tombino pk 1+716 - Disegno di insieme e carpenterie
T	0	1	TM	1	4	STR	DI	0	2	Tombino pk 1+716 - Carpenterie Opere provvisionali
T	0	1	TM	1	4	STR	PE	0	1	Tombino pk 1+716 - Fasi esecutive e scavi
T	0	1	TM	1	4	STR	AR	0	1	Tombino pk 1+716 - Armatura solettone di protezione
T	0	1	SI	0	0	SIC	SC	0	3	Fasi di lavorazione e apprestamenti per la sicurezza - Tombini

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell’ambito del presente documento:

3.1 Classe di esposizione e copriferri

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI EN 206:2016, si definiscono di seguito le classi di esposizione del calcestruzzo delle diverse parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

- Cordoli: XC2;
- Cordoli porta barriera: XC4-XD3;
- Soletta: XC4-XF4;
- Pali e Micropali: XC2

PROSPETTO 1 - UNI 11104:2016			PROSPETTO 1 - UNI 11104:2016		
CLASSI DI ESPOSIZIONE			CLASSI DI ESPOSIZIONE		
Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono corrispondere le classi di esposizione	Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono corrispondere le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco			4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: ambiente molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	Nel caso in cui il calcestruzzo armato o con inserti metallici sia esposto ai cloruri dell'acqua di mare o a salssine trasportate dall'acqua, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
2 Corrosione indotta da carbonatazione			XS1	Area che tocca salssine marine in assenza di contatto con l'acqua di mare	Calcestruzzo per strutture in zone costiere.
XC1	Permanente secco, acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria bassa. Calcestruzzo permanentemente immerso in acqua o esposto a condensazione.	XS2	Acqua di mare	Calcestruzzo di parti di strutture marine completamente immerse in acqua.
XC2	Prevalentemente acquoso o saturo d'acqua, raramente secco	Calcestruzzo e cartilini con l'acqua per lungo tempo. Calcestruzzo di strutture di confinamento acqua. Calcestruzzo di molte fondazioni.	XS3	Aree soggette a marea, moto ondoso, spruzzi di acqua di mare	Calcestruzzo di opere portuali, per esempio banchine, moli, pontili. Calcestruzzo di opere di difesa marittima, per esempio barriere frangiflutti, dighe foranee.
XC3	Moderata o alta umidità dell'aria	Calcestruzzo in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità dell'aria da moderata ad alta.	5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti		
XC4	Dilicemente secco e acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo in esterni con superfici soggette ad alternanze di ambiente secco ed acquoso o saturo d'acqua. Calcestruzzo ciclicamente esposto all'acqua in condizioni che non ricadono nella classe XC2.	Nel caso in cui il calcestruzzo sia esposto ad un significativo attacco da cicli di gelo/disgelo, purché bagnato, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare			XF1	Condizioni che determinano una moderata saturazione del calcestruzzo, in assenza di agente disgelante.	Calcestruzzo di facciate, colonne o elementi strutturali verticali o inclinati esposti alla pioggia ed ai cicli di gelo/disgelo.
XD1	Moderata umidità dell'aria	Calcestruzzo esposto all'azione aggressiva dei cloruri trasportati dall'aria per esempio derivanti dall'uso di sali disgelanti. Per esempio impalcati da ponti, viadotti o barriere stradali.	XF2	Condizioni che determinano una moderata saturazione del calcestruzzo, in presenza di agente disgelante.	Calcestruzzo di facciate, colonne o elementi strutturali verticali o inclinati esposti alla pioggia ed ai cicli di gelo/disgelo in presenza di sali disgelanti, per esempio opere stradali esposte al gelo in presenza di sali disgelanti trasportati dall'aria.
XD2	Prevalentemente acquoso o saturo d'acqua, raramente secco	Calcestruzzo per impianti di trattamento acqua o esposto ad acque contenenti cloruri, per esempio acque industriali o piscine.	XF3	Condizioni che determinano una elevata saturazione del calcestruzzo, in assenza di agente disgelante.	Calcestruzzo di elementi orizzontali in edifici dove possono aver luogo accumuli d'acqua.
XD3	Dilicemente secco e acquoso o saturo d'acqua	Calcestruzzo esposto a spruzzi di soluzioni di cloruri, per esempio derivanti da sali disgelanti. Per esempio su impalcati da ponti, viadotti o barriere stradali. Calcestruzzo di opere accessorie stradali (muri di sostegno), parti di ponti, pavimentazioni stradali e industriali o di parcheggio.	XF4	Condizioni che determinano una elevata saturazione del calcestruzzo con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Calcestruzzo di elementi orizzontali, di strade o pavimentazioni, esposti al gelo ed ai sali disgelanti oppure esposti al gelo in zone costiere.
			6 Attacco chimico*		
			Nel caso in cui il calcestruzzo sia esposto ad attacco chimico derivante da acque sotterranee o dal terreno, l'esposizione deve essere classificata come segue:		
			XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo	Calcestruzzo esposto a terreno naturale e acqua del terreno con caratteristiche chimiche del prospetto 2 della UNI EN 206:2014.
			XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo	Calcestruzzo esposto a terreno naturale e acqua del terreno con caratteristiche chimiche del prospetto 2 della UNI EN 206:2014.
			XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo	Calcestruzzo esposto a terreno naturale e acqua del terreno con caratteristiche chimiche del prospetto 2 della UNI EN 206:2014.

Classi di esposizione secondo norma UNI – EN 206:2016

La determinazione delle classi di resistenza dei conglomerati, di cui ai successivi paragrafi, sono state inoltre determinate tenendo conto delle classi minime stabilite dalla stessa norma UNI-EN 11104:2016, di cui alla successiva tabella:

VALORI LIMITE PER LA COMPOSIZIONE E LE PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO

	CLASSI DI ESPOSIZIONE																		
	PROSPETTO 5 UNI 11104:2016	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
							Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
							XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3							
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3		
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C32/40	C35/45	
Minimo contenuto in cemento (Kg/m ³) (a)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	
Contenuto minimo in aria (%)												(b)	4,0 (a)						
Altri requisiti						È richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						È richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati (c)			

(a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI CEN/TS 12390-9, UNI CEN/TR 15177 o UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. Il valore minimo di aria inglobata del 4% può ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con $D_{max} > 20\text{mm}$; per D_{max} inferiori il limite minimo andrà opportunamente aumentato (ad esempio 5% per D_{max} tra 12mm e 16 mm).
 (b) Qualora si ritenga opportuno impiegare calcestruzzo aerato anche in classe di esposizione XF1 si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classi XF2 e XF3.
 (c) Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla UNI EN 197-1 e su base nazionale dalla UNI 9156. La UNI 9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prescelta in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1.
 (d) Quando si applica il concetto di valore k il rapporto massimo a/c e il contenuto minimo di cemento sono calcolati in conformità al punto 5.2.2.

Classi di resistenza minima del calcestruzzo secondo UNI – 11104:2016

I copriferri di progetto adottati per le barre di armatura (copriferri di ricoprimento), intesi come la distanza tra l'estremità del ferro (staffe/ripartizione) ed il lembo più esterno di calcestruzzo, tengono infine conto delle prescrizioni di cui alla Tabella C4.1.IV della circolare esplicativa alle NTC2018; si è in particolare previsto di adottare i seguenti Copriferri minimi espressi in mm

- Cordoli e soletta: 50 mm
- Pali: 60 mm

3.2 Calcestruzzo cordoli e pali (C25/30)

Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg:		R_{ck} =	30	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 gg:	(0,83*R _{ck})	f_{ck} =	24.9	MPa
Resistenza a compressione cilindrica media:	(f _{ck} +8)	f_{cm} =	32.9	MPa
Valore medio resistenza a trazione assiale:		f_{ctm} =	2.56	MPa
Valore caratteristico frattile 5% resistenza a trazione assiale:		f_{ctk,0,05} =	1.79	MPa
Valore medio resistenza a trazione per flessione:		f_{ctm} =	3.07	MPa
Valore caratteristico frattile 5% resistenza a trazione per flessione		f_{ctk,0,05} =	2.15	MPa
**Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:		γ_c =	1.5	[-]
Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:	(0,85*f _{ck} /γ _c)	f_{cd} =	14.1	MPa
Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:	(f _{ctk,0,05} / γ _s)	f_{ctd} =	1.19	MPa
*Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:	(1,2*f _{ctd})	f_{ctd} =	1.43	MPa
Modulo di elasticità secante:		E_{cm} =	31447	MPa
Modulo di Poisson:		ν =	0-0,2	[-]
Coefficiente di dilatazione lineare		α =	0.00001	°C ⁻¹
*Tensione massima ammissibile nella comb. Quasi Permanente	σ_{cmax QP} = (0,45 f _{ck})	=	11.21	MPa
*Tensione massima ammissibile nella comb. Caratteristica -Rara	σ_{cmax R} = (0,60 f _{ck})	=	14.94	MPa

**Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

*Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

3.3 Calcestruzzo strutture per soletta (C35/45)

Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg:		R_{ck}=	45	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 gg:	(0,83*R _{ck})	f_{ck}=	37.4	MPa
Resistenza a compressione cilindrica media:	(f _{ck} +8)	f_{cm}=	45.4	MPa
Valore medio resistenza a trazione assiale:		f_{ctm}=	3.35	MPa
Valore caratteristico frattile 5% resistenza a trazione assiale:		f_{ctk,0,05}=	2.35	MPa
Valore medio resistenza a trazione per flessione:		f_{ctm}=	4.02	MPa
Valore caratteristico frattile 5% resistenza a trazione per flessione		f_{ctk,0,05}=	2.82	MPa
**Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:		γ_c=	1.5	[-]
Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:	(0,85*f _{ck} /γ _c)	f_{cd}=	21.2	MPa
Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:	(f _{ctk 0,05} / γ _s)	f_{ctd}=	1.56	MPa
*Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:	(1,2*f _{ctd})	f_{ctd f}=	1.88	MPa
Modulo di elasticità secante:		E_{cm}=	34625	MPa
Modulo di Poisson:		ν=	0-0,2	[-]
Coefficiente di dilatazione lineare		α=	0.00001	°C ⁻¹
*Tensione massima ammissibile nella comb. Quasi Permanente	σ_{cmax QP} =	(0,45 f _{ck}) =	16.81	MPa
*Tensione massima ammissibile nella comb. Caratteristica -Rara	σ_{cmax R} =	(0,60 f _{ck}) =	22.41	MPa

**Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1.0

*Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

3.4 Acciaio per barre d'armatura (B450C)

Tipologia		B450C	
Resistenza caratteristica a snervamento	f _{yk}	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	γ _c	1.15	
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd}	391.3	MPa
Modulo elastico longitudinale	E _{cm}	210000	MPa
Tensione massima per la verifica agli SLE	σ_{s max}=(0,80 f_{yk}) =	360	MPa
Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)			

3.5 Acciaio da carpenteria (S355)

Tipologia		S355	
Resistenza caratteristica a snervamento	f _{yk}	355	MPa
Resistenza caratteristica a rottura	f _{tk}	510	MPa

3.6 Acciaio da carpenteria (S275)

Tipologia		S275	
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	275	MPa
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	430	MPa

3.7 Acciaio pe trefoli

Tensione caratteristica di rottura:	f_{ptk}	1860	MPa
Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale:	$f_{p(1)k}$	1670	MPa
Allungamento sotto carico massimo:	A_{gt}	3.50	%
Modulo di Elasticità:	E_s	210000	MPa
Coefficienti parziale per le verifiche agli SLU:	γ_s	1.15	-
Resistenza di Calcolo	$f_{yd} = f_{p(1)k} / \gamma_s$	1452	MPa

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel presente capitolo si riportano le principali unità geotecniche presenti ed a seguire i parametri geotecnici di progetto secondo quanto riportato nella relazione geotecnica generale alla quale si rimanda per ulteriori approfondimenti.

4.1 Unità Geotecniche

Unità Ra, Rv – Riporto antropico e riporto vegetale.

Unità ec – depositi eluvio colluviali: limo argilloso sabbioso.

Unità AL – argilla limosa talvolta sabbiosa (facies terrosa della formazione di Monte Sabino).

Unità GS – ghiaia sabbiosa con ciottoli (facies terrosa della formazione di Monte Sabino).

Unità MS – Formazione di Monte Sabino: conglomerati.

Unità OB – Formazione di Ornaro Basso: calcareniti.

Unità SR/SB – Formazione della scaglia rossa/bianca: calcari marnosi.

4.2 Parametri geotecnici caratteristici di progetto

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l’opera sono state desunte tenendo conto di quanto risultante nel profilo geologico e geotecnico.

Unità Ra - riporto antropico

$\gamma = 19.0 \div 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 250 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità ec (limo sabbioso argilloso)

$\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 26 \div 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 100 \div 175 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 200 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità AL (argilla limosa)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 26 \div 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 75 \div 200 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 150 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità GS (ghiaia sabbiosa)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35\div 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 350 \div 600 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità MS (conglomerati)

$\gamma = 19.0\div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5\div 20 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35\div 42^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 400 \div 800 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni

Unità SR / SB (calcarei marnosi)

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\sigma_c = 21\div 93 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale
$\sigma_{c,media} = 49 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale media
$\sigma_{c,10\%} = 30 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale decimo percentile
Parametri di resistenza per le fondazioni dirette:	
$c' = 40\div 60 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio

Unità SRa (calcarei marnosi alterati litoidi)

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 40\div 50 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E = 900 \text{ MPa}$	modulo di deformazione

Unità OB (calcareniti)

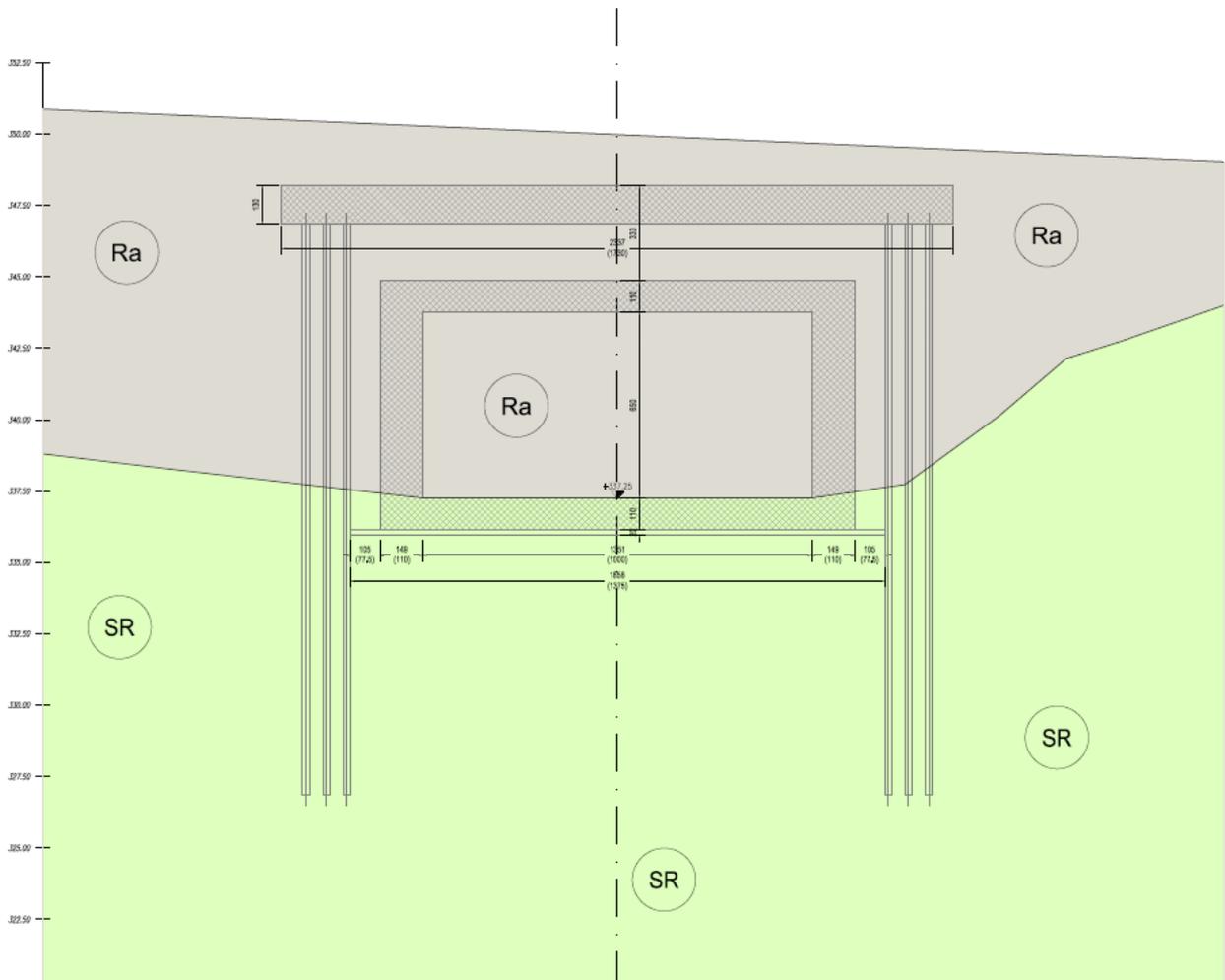
$\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 20\div 40 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 24\div 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E = 75 \text{ MPa}$	modulo di deformazione operativo
$\sigma_c = 4 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale

I moduli di deformabilità “operativi” da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni (E'_{op1}), saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale (E_o): $E'_{op1} = E_o / 5$.

4.3 Stratigrafia di progetto

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono state desunte tenendo conto di quanto risultante nel profilo geologico e dalla caratterizzazione dei litotipi riportati nella relazione geotecnica generale.

SEZIONE TM14
Progr. km 1+716
Scala 1:100



In relazione all'ubicazione dell'opera, e alle quote di approfondimento della testa delle paratie, cautelativamente si è assunta la seguente stratigrafia di progetto.

Da 0.0 a 9.0 m	Unità Ra (Riperti antropici)
$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E' = 60 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico operativo

Da 9.0 a max	Unità SR (calcari marnosi)
$\gamma = 24.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 40 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E' = 200 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico operativo

La quota di falda rilevata dai piezometri ubicati in prossimità dell'opera è posta a profondità di circa 10.00 m dal p.c.locale (estradosso solettone). Tale quota di falda è stata assunta nei modelli di analisi.

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Trattandosi di opere provvisoriale, per le quali si prevede un esercizio non superiore ai 2 anni, i dimensionamenti e relative verifiche sono state condotte esaminando la sola condizione statica, in accordo a quanto indicato al prg 2.4.1 delle NTC2018.

6 CRITERI DI PROGETTAZIONE AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione delle opere strutturali e geotecniche, oltre a specifiche da adottare per il caso delle Paratie di Sostegno.

6.1 METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/18, con i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. La normativa distingue inoltre tra Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza è stata effettuata con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale: $R_d \geq E_d$. Dove:

R_d è la resistenza di progetto

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni,

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

oppure

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e $\gamma_{Fj} = \gamma_{Ej}$, associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione $R_d \geq E_d$ 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 diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

- EQU perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.
- STR raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

- GEO raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;
- UPL perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).
- HYD erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 17.01.18 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 17.01.18, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa, di seguito riportati per completezza:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_s .

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto come già illustrati al paragrafo precedente:

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

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

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.I di seguito riportata:

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

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

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

Nell'ambito delle Analisi di seguito esposte, si è fatto riferimento nella fattispecie all'APPROCCIO 1, andando ad esaminare tutti gli stati limite ritenuti significativi per il caso delle opere in progetto, secondo quanto specificato al già citato prg “6.5.3.1.2 Paratie” del DM 17.01.18, ovvero:

SLU di tipo geotecnica (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

In particolare:

- la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è stata effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell’Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I;
- le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2:

6.2.4.2 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

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

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

dove

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2). Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato nei successivi paragrafi per le fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

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

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{c1} .

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- a) nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- b) in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”, ove applicabile

Viste le condizioni stratigrafiche e le condizioni idrauliche al contorno (permeabilità dei terreni e profondità della falda a monte e a valle della paratia), si ritiene che le seguenti verifiche non risultano necessarie per le sezioni in esame:

- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- Le rimanenti verifiche sono state effettuate secondo l’Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:
 - Combinazione 1: (A1+M1+R1)
 - Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti gR del gruppo R1 pari all'unità.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento. Nella fattispecie con riferimento alle paratie dotate di Tiranti per le verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi dei tiranti di ancoraggio si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono (verifiche effettuate con il software Paratie Plus).

Per il dimensionamento della lunghezza libera dell'ancoraggio si deve verificare che essa sia tale da garantire che in condizioni statiche e sismiche il tratto “attivo” di fondazione dell'ancoraggio si trovi al di fuori del cuneo di Spinta Attiva, la cui inclinazione rispetto all'orizzontale in condizioni statiche è di $45^\circ + \phi'/2$. La lunghezza libera è definita dall'intersezione del tirante con un piano inclinato di $45^\circ - \phi'/2$ sulla verticale, parallelo al piano passante per il piede della paratia e da esso distante $0,20 h$ (AGI 2012 - Ancoraggi nei terreni e delle rocce). Valgono le seguenti espressioni:

$$L_{libera_statica} = h' + d$$

$$h' = 0,20h / \cos(45^\circ - \alpha - \phi/2)$$

$$d = (h + t - h_i) \sin(45^\circ - \phi/2) / \sin(45^\circ + \alpha + \phi/2)$$

dove:

- h = altezza fuori terra della paratia
- a = inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale
- t = infissione della paratia
- h_i = profondità del tirante

Per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta rispetto all'orizzontale si riduce. Detta “L_s” la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche “L_e” può essere ottenuta mediante la relazione (§ 7.11.6.4 del DM 17.01.18):

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} \right) \quad [7.11.12]$$

Per il dimensionamento geotecnico del tirante, deve risultare rispettata la condizione [6.2.1 del DM 17.01.18] con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I:

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

La verifica a sfilamento della fondazione dell’ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto Ed con la resistenza di progetto Rad, determinata applicando alla resistenza caratteristica Rak (valutata secondo quanto descritto nel § 6.6.2 del DM 17.01.18) i coefficienti parziali γ_R riportati nella Tab. 6.6.I. Si specifica inoltre che quando l’armatura è realizzata mediante trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle resistenze al fine di contenere il rischio di rotture di tipo fragile, si deve verificare che la resistenza a sfilamento della fondazione dell’ancoraggio deve risultare minore della resistenza a snervamento dell’armatura.

Si è infine proceduto con una verifica nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio (SLE), effettuando una stima delle deformazioni dell’opera e dei cedimenti del piano limite a tergo. In particolare per la valutazione dei cedimenti verticali si è fatto riferimento al “Metodo Paratie Plus” implementato direttamente all’interno del software.

Si rimanda ai Tabulati di Calcolo per la tabella riassuntiva di tutti i coefficienti parziali utilizzati nelle suddette verifiche.

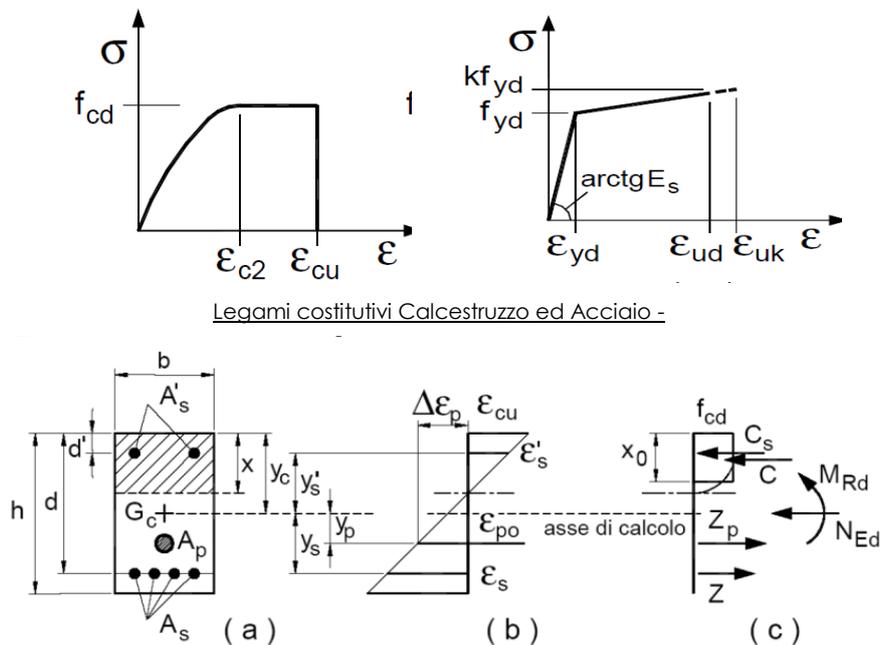
7 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 e al 4.2.4. delle NTC.

7.1 VERIFICHE STRUTTURALI C.A. - SLU

7.1.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.3.2 delle NTC, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -

Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_\phi = \mu_\phi(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

M_{Rd} è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda;

μ_ϕ è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

7.1.2 Taglio

La resistenza a taglio VRd della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$$

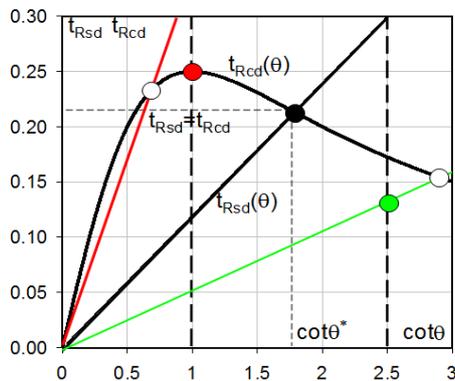
Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_1 = A_{sw} / (b_w \cdot d)$
- d = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$ mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio VRd è il minimo tra la resistenza a taglio trazione VRsd e la resistenza a taglio compressione VRcd :

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \qquad V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)}{(1 + \text{ctg}^2\theta)}$$

Essendo: $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$



- Se la $\text{cot} \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio supportato dalle armature trasversali valutabile per una $\text{cot} \theta = 2,5$.
- Se la $\text{cot} \theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio supportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\text{cot} \theta = 1,0$.
- Se la $\text{cot} \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.3.5.2 delle NTC, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5 \qquad 45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$$

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\text{cot} \theta^* = \sqrt{\frac{V \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove:

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

7.2 VERIFICHE STRUTTURALI C.A. - SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

Nel caso in esame, trattandosi di opere provvisoriale, le verifiche non sono necessarie.

7.3 VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI

7.3.1 Trazione

L'azione assiale di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.5]$$

dove la resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd}$ di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica di progetto della sezione lorda, A ,

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad [4.2.6]$$

b) la resistenza di progetto a rottura della sezione netta, A_{net} , in corrispondenza dei fori per i collegamenti

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad [4.2.7]$$

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come avviene in presenza di azioni sismiche, la resistenza di progetto plastica della sezione lorda, $N_{pl,Rd}$, deve risultare minore della resistenza di progetto a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti, $N_{u,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \quad [4.2.8]$$

7.3.2 Compressione

La forza di compressione di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.9]$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.10]$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

7.3.3 Flessione monoassiale

Il momento flettente di progetto M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.11]$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;} \quad [4.2.12]$$

in cui W_{pl} rappresenta il modulo di resistenza plastico della sezione

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;} \quad [4.2.13]$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;} \quad [4.2.14]$$

per le sezioni di classe 3, $W_{el,min}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo $W_{eff,min}$ è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

7.3.4 Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad [4.2.16]$$

dove la resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$ in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad [4.2.17]$$

dove A_v è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad [4.2.18]$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f \quad [4.2.19]$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum (h_w \cdot t_w) \quad [4.2.20]$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = 0,9 (A - b t_f) \quad [4.2.21]$$

per profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme si può assumere

$$A_v = Ah / (b + h) \text{ quando il carico è parallelo all'altezza del profilo,} \quad [4.2.22]$$

$$A_v = Ab / (b + h) \text{ quando il carico è parallelo alla base del profilo;}$$

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A / \pi \quad [4.2.23]$$

dove:

A è l'area lorda della sezione del profilo,

b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

h_w è l'altezza dell'anima,

h è l'altezza delle sezioni cave,

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

t_f è lo spessore delle ali,

t_w è lo spessore dell'anima.

7.3.5 Flessione e Taglio

Se il taglio di progetto V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad [4.2.30]$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione. Se il taglio di progetto V_{Ed} è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad [4.2.31]$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho) f_{yk}$.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,v,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,s,Rd} \quad [4.2.32]$$

in cui A_w rappresenta l'area dell'anima del profilo.

7.3.6 Presso o tenso-flessione retta

La presso- o tenso-flessione retta può essere trattata con riferimento a metodi di comprovata validità.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad [4.2.33]$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a \quad [4.2.34]$$

o

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a \quad [4.2.35]$$

essendo

$M_{pl,y,Rd}$ il momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano dell'anima,

$M_{pl,z,Rd}$ il momento resistente plastico di progetto a flessione semplice nel piano delle ali,

e posto:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad [4.2.36]$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} \leq 0,5 \quad [4.2.37]$$

dove:

A è l'area lorda della sezione,

b è la larghezza delle ali,

t_f è lo spessore delle ali.

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto, $M_{N,y,Rd}$.

7.4 VERIFICHE DEI SISTEMI DI ANCORAGGIO

Il codice Paratie Plus consente di effettuare le verifiche di resistenza allo SLU/SLV dell’armatura e della fondazione dei tiranti, applicando automaticamente la seguente metodologia, in ottemperanza alla vigente normativa.

Il codice verifica sia la resistenza dell’acciaio armonico che la resistenza della fondazione con riferimento alla combinazione A1+M1+R3. Esso inoltre applica un criterio di verifica di “Gerarchia delle Resistenze”, in cui verifica che la resistenza dell’acciaio armonico sia superiore a quella della fondazione.

7.4.1 Raggiungimento della resistenza strutturale in uno o più ancoraggi

In condizioni ultime, al fine di verificare l’acciaio dei tiranti, lo sforzo massimo di trazione di calcolo N_Q ricavato dall’analisi allo SLU/SLV, deve risultare non maggiore dello sforzo di snervamento di progetto dei tiranti N_{yd} ottenuto moltiplicando l’area totale A_t della sezione resistente per la tensione caratteristica di snervamento dell’acciaio $f_{p(1)k}$ (1670 MPa), fattorizzata con il coefficiente parziale $\gamma_s = 1.15$.

$$T_{yd} = \frac{f_{p(1)k} A n_{tr}}{\gamma_s} \geq T_{Ed}$$

dove:

- $f_{p(1)k}$ è la resistenza caratteristica di rottura dell’acciaio dei trefoli
- A è l’area di ciascun trefolo
- n_{tr} è il numero di trefoli per tirante
- γ_s è il coefficiente parziale dell’acciaio

Il codice Paratie Plus applica quindi la disequazione di verifica $T_{yd} > T_{Ed}$.

7.4.2 Verifica allo sfilamento dei tiranti

La fondazione dei tiranti (tratto attivo) sarà eseguita con iniezione di malta cementizia (ed additivi) ad alta pressione, con il metodo IRS (Iniezioni Ripetute e Selettive) attraverso valvole poste ad interasse di 0.5 m.

In considerazione delle caratteristiche tecnologiche e della natura dei terreni si valutano le tensioni “caratteristiche” di adesione laterale limite fondazione-terreno $\alpha\tau_{lim}$, riferite al diametro nominale di perforazione. Tali valori sono in accordo a quanto suggerito dall’esperienza di Bustamante e Doix per il caso in esame.

$$T_{rf} = \frac{\pi \cdot D_p \cdot \alpha\tau_{lim} \cdot L_a}{\gamma_R \cdot \xi}$$

dove:

- T_{Rf} è la resistenza di progetto dell’interfaccia tra il bulbo di fondazione ed il terreno
- $\alpha\tau_{lim}$ è la tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno
- γ_R è il coefficiente parziale riduttivo della resistenza
- ξ è il fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di profili di indagine (cautelativamente posto pari a 1.80)
- L_a è la lunghezza attiva

- D_p è il diametro di perforazione
- T_Q è l'azione di trazione massima allo SLU/SLV

Il codice Paratie Plus applica quindi la disequazione di verifica $T_{Rf} > T_{Ed}$.

Tabella 2- Fattori di correlazione ξ

n	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{Sa3}	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ_{Sa4}	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Tabella 3- Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi ξ

	Simbolo	Coefficiente Parziale (γ_R)
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.10
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1.20

7.4.1 Prove di progetto su ancoraggi preliminari

Il paragrafo 6.6.4.1 delle NTC 2018 prescrive la realizzazione di tiranti preliminari di prova da sottoporre a sollecitazioni più severe di quelle di verifica e non utilizzabili per l'impiego successivo. A tal fine, essendo il numero di ancoraggi di progetto compreso tra 0 e 30, verranno realizzati n.1 tiranti preliminari.

7.4.2 Prove di carico in corso d'opera sugli ancoraggi

Il paragrafo 6.6.4.2 delle NTC 2018 prescrive che vengano effettuate le prove di carico in corso d'opera su tutti gli ancoraggi per controllarne il comportamento sotto le azioni di progetto. La prova consiste nell'applicazione di un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,2 l'azione di progetto Pd utilizzata per le verifiche SLE, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova. A tal fine, nella tabella seguente si riportano per ogni Tipologico e per ognuno dei tiranti di progetto, le sollecitazioni di Pretiro, Esercizio e Collaudo, quest'ultima pari ad 1,2 volte quella di esercizio.

Tabella 4 – Sollecitazioni di Pretiro, Esercizio e Collaudo dei Tiranti di progetto – Fasi Realizzative – Paratia Vincolata

Tiranti	Sollecitazione di Pretiro [KN]	Sollecitazione di Esercizio [KN]	Sollecitazione di Collaudo [KN]
Tipologico A			
n. 1 (2,0m)	100	102	123

N.B.: si specifica che nelle verifiche di seguito riportate non è stata considerata la perdita di spessore e, quindi di resistenza degli elementi in acciaio per corrosione, in quanto i tassi di sfruttamento sono tali da garantire il soddisfacimento delle verifiche anche in condizioni di riduzione degli spessori per effetto della corrosione.

8 CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE ADOTTATI

8.1 Generalità

Le analisi finalizzate al dimensionamento delle paratie trattate nell'ambito del presente documento, sono state condotte con il programma di calcolo "Paratie Plus" della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

Il software Paratie Plus, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive.

Nel seguito si illustrano quindi le metodologie di calcolo utilizzate, le fasi di calcolo modellate e i risultati delle analisi e verifiche geotecniche dei pali costituenti la paratia.

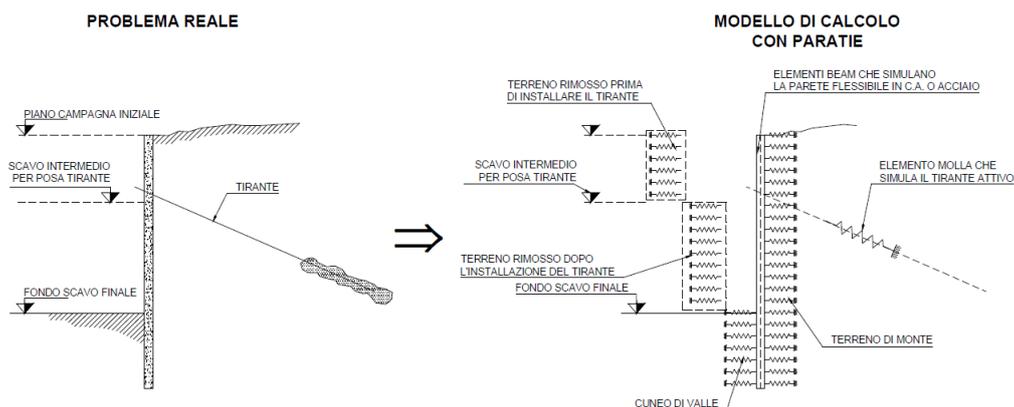
8.2 Metodologie di calcolo

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato con delle molle secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".



Al fine di ottenere informazioni attendibili sull'entità delle sollecitazioni e delle deformazioni nelle paratie è necessario poterne seguire il comportamento durante le principali fasi esecutive.

A tal riguardo, l'interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidità flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di

rigidezza proporzionale al modulo di rigidezza del terreno. Inoltre, è possibile modellare eventuali elementi di sostegno della paratia (tiranti, puntoni) con molle dotate di opportuna rigidezza.

In particolare, la paratia è schematizzata attraverso un diaframma di spessore equivalente ricavato attraverso la seguente espressione:

$$s_{eq} = \sqrt[3]{12E_m J_p}$$

dove:

E_m modulo elastico del materiale costituente la paratia

J_p inerzia della sezione della paratia

Il terreno si comporta come un mezzo elastico sino a che il rapporto tra la tensione orizzontale efficace (σ'_{h}) e la tensione verticale efficace (σ'_{v}) risulta compreso tra il coefficiente di spinta attivo (k_a) e passivo (k_p), mentre quando il rapporto è pari a k_a o a k_p il terreno si comporta come un mezzo elasto-plastico.

Questo modello, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidezza di ciascuna di esse, k , è data da: $k = E / L$

ove E è un modulo di rigidezza del terreno mentre L è una grandezza geometrica caratteristica. Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite Δ , la rigidezza di ogni molla è: $k = E\Delta / L$

Il valore di Δ è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti.

Il valore di L è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva.

Si è scelto:

in zona attiva (uphill):

$$L_A = \frac{2}{3} \ell_A \tan(45^\circ - \phi' / 2)$$

in zona passiva (downhill):

$$L_P = \frac{2}{3} \ell_P \tan(45^\circ + \phi' / 2)$$

Dove: $\ell_A = \min\{l, 2H\}$;

Dove: $\ell_P = \min\{l - H, H\}$

con

l = altezza totale della paratia

H = altezza corrente dello scavo.

La logica di questa scelta è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987). Si assume in ogni caso un valore di H non minore di 1/10 dell'altezza totale della parete.

Il programma consente di seguire le fasi evolutive degli scavi a valle dell'opera, determinando, per ciascuna fase di scavo prevista, la deformata dell'opera e le sollecitazioni e gli stati tensionali nel terreno con essa interagente.

Il software consente di tener conto anche della presenza di vincoli lungo la paratia, sia di tipo elastico (molle /tiranti) che di tipo rigido.

La presenza dei tiranti viene infine schematizzata dal software come dei vincoli elastici, la cui deformabilità dipende dalle caratteristiche della sezione resistente in acciaio dei tiranti e dalla lunghezza libera degli stessi, eventualmente incrementata di una quantità funzione dell'efficienza (≤ 1) associata al bulbo di ancoraggio.

Per le analisi e verifiche svolte al capitolo 10 sono state modellate pareti di spessore equivalente, in quanto il software di calcolo permette di modellare pareti composte da massimo 2 file di micropali/pali. A tal fine, si rimanda al paragrafo 10.1 per il calcolo degli spessori equivalenti, ottenuti euguagliando l'inerzia della paratia di micropali a 3 file, con l'inerzia di una parete rettangolare di spessore equivalente.

8.3 Spinte dei terreni in fase statica

Le spinte agenti sull'opera di sostegno in fase statica dipendono direttamente dalla situazione geostatica e dai parametri di resistenza del terreno.

In particolare la pressione fondamentale dell'analisi è la $\sigma'h$ che lo scheletro solido del terreno esercita sulla struttura di sostegno che dipende dagli spostamenti che essa subisce per effetto di $\sigma'h$ stessa ovvero dipende dall'interazione fra la struttura ed il terreno a tergo dell'opera.

Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso valle, la $\sigma'h$ sul paramento di monte può essere calcolata come::

$$- \quad \sigma'ha = K_a \sigma'v \quad \sigma'ha = K_a \sigma'v - 2c'(K_a)^{0.5} \quad \text{pressione attiva}$$

dove: K_a = coefficiente di spinta attiva;

Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso monte, la $\sigma'h$ sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$- \quad \sigma'hp = K_p \sigma'v + 2c'(K_p)^{0.5} \quad \text{pressione passiva}$$

dove: K_p = coefficiente di spinta passiva;

In condizioni statiche, K_a e K_p sono funzione dell'angolo di attrito efficace dello scheletro solido ϕ' , dell'angolo di attrito fra struttura e terreno δ dell'inclinazione β del paramento di monte della struttura di sostegno e dell'inclinazione i del terrapieno a tergo dell'opera .

Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di K_a e K_p in letteratura, si è fatto riferimento a quelle proposte da Coulomb [1773], per il calcolo del K_a e di Lancellotta (2002) per il calcolo del Coefficiente K_p di cui in seguito si riportano le espressioni generali:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2(\beta) \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad K_P = \left[\frac{\cos \delta}{1 - \sin \phi'} \left(\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \delta} \right) \right] e^{2\theta_P \tan \phi'}$$

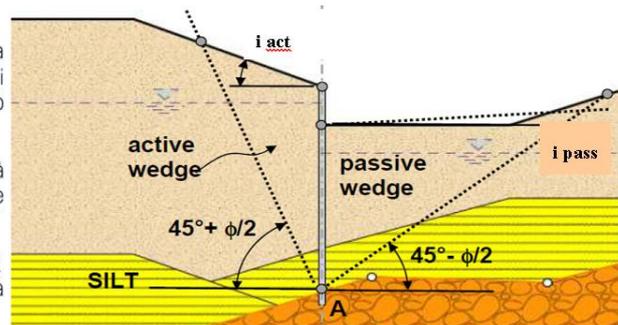
$$\theta_P = \arcsin\left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi'}\right) + \delta$$

In considerazione del fatto che nell'ambito dei modelli oggetto di analisi, i terrapieni spingenti sulle opere sono caratterizzati da alternanze stratigrafiche tra formazioni diverse in termini di parametri fisico meccanici, la

determinazione del coefficienti di spinta K_a e K_p viene effettuata per ciascuna unità tenendo conto del relativo angolo d'attrito ϕ' e quindi del valore dell'angolo d'attrito terra muro δ , posto in generali pari $0.6\phi'$, a meno della fase sismica, ove si assume in ogni caso $\delta=0$.

Il valore di inclinazione del piano limite del terrapieno i da considerare nella valutazione dei coefficienti di spinta, è funzione della zona di estensione del potenziale cuneo di spinta agente sull'opera. Tale valore assume un valore diverso per ciascuno strato, è viene valutato automaticamente nel software di calcolo utilizzato secondo la procedura sinteticamente illustrata nel seguito con riferimento allo strato “SILT” (in giallo):

- dal punto A più basso dello strato in corrispondenza della parete, si traccia la linea di rottura piana corrispondente al cuneo di mobilitazione in spinta attiva (o passiva) secondo la teoria di Coulomb, senza considerare attrito terra-muro, fino a raggiungere la linea di scavo (o piano campagna);
- si determina quindi un ipotetico cuneo di terreno mobilitato, compreso tra il punto A e la sommità del tratto non esposto della parete: tale cuneo sarà delimitato superiormente da una superficie irregolare;
- calcolata l'area di tale cuneo, si calcola una superficie piana equivalente (inclinata di i sull'orizzontale) tale che l'area del triangolo equivalente sia pari all'area del cuneo prima determinato.



- Schema di valutazione delle pendenze equivalenti del piano limite per ciascuno strato -

In presenza di falda, occorre inoltre tener conto, alla generica profondità, dell'ulteriore contributo di spinta attiva associato a quest'ultima, che può essere espressa come segue.

$$\sigma_w = \gamma_w h_w$$

γ_w = peso unità di volume dell'acqua

h_w = battente idraulico alla quota considerate.

In condizioni drenate (regime stazionario), che sono le condizioni a vantaggio di sicurezza nel caso di esecuzione di scavi (detensionamento del terreno), la pressione dell'acqua (pressione neutra) nei pori è indipendente dalla deformazione dello scheletro solido (disaccoppiamento meccanico-idraulico).

Pertanto, nell'ipotesi semplificativa che il flusso nell'intorno della paratia si sviluppi prevalentemente in direzione verticale (certamente realistica in assenza di acquiferi confinati), il calcolo della pressione neutra p alla quota z può essere condotto considerando che il prodotto fra permeabilità k e perdita di carico i è costante (principio di conservazione della massa applicato alla legge di Darcy) ovvero, che in ciascun tratto omogeneo (permeabilità k costante), di spessore $L = z - z_0$, la perdita di carico i è costante:

$$p = p_0 - \gamma_w (1 + i)(z - z_0) \text{ pressione neutra}$$

dove:

p_0 è la pressione all'inizio di ciascun tratto omogeneo ovvero $p(z = z_0)$

γ_w è il peso specifico dell'acqua

$$i = \frac{-\Delta h}{L} = - \frac{[h(z) - h(z_0)]}{z - z_0}$$

i è la perdita di carico

z è la quota, positiva verso l'alto, alla quale si calcola p

8.4 Azione eccezionale dovuta all’urto dell’autoveicolo

Al fine di quantificare il valore del momento flettente e del carico orizzontale equivalente da applicare alla sommità dell’opera d’arte per tener conto dell’eventuale collisione accidentale di veicoli sulle barriere collegate alla Paratia OS03 si possono seguire 2 differenti approcci:

- 1) Attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN. Essa rappresenta l’effetto dell’impatto da trasmettere ai vincoli e deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità della barriera o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo (§3.6.3.3.2, NTC2018).

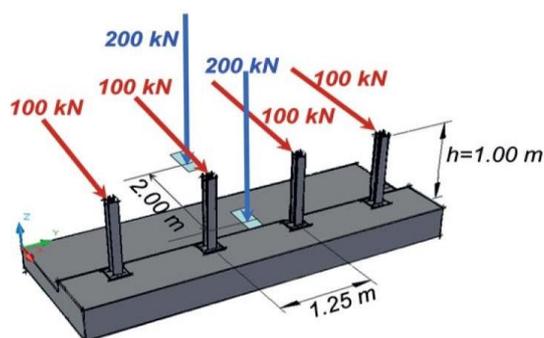


Figura 6: schema di carico azione d'urto

- 2) Considerando il momento plastico che il montante della barriera metallica di sicurezza utilizzata può fornire. Tale approccio ottempera quanto previsto dal § 4.7.3.3 della UNI EN 1991.2 così come emendato dall'appendice nazionale (G.U. 27 Marzo 2013, DM 31/07/2012).

Il primo approccio è da utilizzare in assenza di specifiche prescrizioni, ovvero quando non si conoscono in fase di progetto le caratteristiche geometriche della barriera che dovrà essere installata ovvero in caso di condizioni di progettazione “non ordinarie”. In alternativa, a discrezione del progettista è possibile utilizzare come azione di progetto il momento di plasticizzazione del montante (cfr UNI EN 1991.2). È tuttavia necessario sottolineare che tale metodologia è applicabile quando in fase di progetto si conosce già il dispositivo di ritenuta da installare e le sue caratteristiche geometriche e meccaniche.

Planimetricamente, si considera una redistribuzione delle azioni sollecitanti secondo un angolo di diffusione pari a 45°.

Nel caso in esame, è stato applicato il secondo approccio, più idoneo e realistico, in quanto, pur non conoscendo ancora il tipo di barriera da installare e tutte le caratteristiche geometriche e statiche utili (comprensivi del sistema di fissaggio sul supporto in calcestruzzo, in conformità a quanto adottato in sede di prova di crash), cautelativamente è stata scelta nella gamma delle barriere indicate nelle linee guida Anas quella che consente lo sviluppo dei calcoli e delle verifiche con maggiore cautela, in quanto caratterizzata da momento plastico più alto e, quindi, trasmettente maggiori sollecitazioni sul muro di sostegno.

In particolare, si è fatto riferimento a barriere H4-bordo ponte con montanti costituiti da paletti verticali con sezione a C in acciaio S275 R, posti ad un interasse di $i= 1,25$ m e ancorati al cordolo mediante piastra saldata e tirafondi. Si riportano le caratteristiche geometriche e meccaniche di tale barriera.

BARRIERA H4- BORDO PONTE- SEZIONE A C

B [mm]	H [mm]	C [mm]	S [mm]	W_{plastico} [cm ³]	M_{plastico} [KNm]	M_{ampl} [KNm]
160	120	40	5.5	154,22	42,41	63,62

Tabella 5: valori geometrici e meccanici barriera H4-bordo ponte

L'azione derivante dal momento plastico della barriera può essere determinata considerando che la massima sollecitazione che tale sezione può trasmettere al muro di sostegno è quella che determina la formazione della prima cerniera plastica. Essa si forma con sufficiente approssimazione in corrispondenza dell'irrigidimento della barriera ipotizzato ad un'altezza di 20cm dalla base del paletto. Pertanto, considerando che la forza d'urto è applicata ad una quota $d = 1,00$ m dal piano viabile, la distanza b_f tra la cerniera plastica e il punto di applicazione della forza è pari a 0.8m.

La forza d'urto associata alla formazione della prima cerniera plastica è quindi pari a:

$$H_{urto} = \frac{M_{ampl}}{b_f} = \frac{63.62}{0.8} = 79.53 \text{ KN}$$

Dove M_{ampl} è il momento plastico amplificato per un coefficiente di sicurezza pari a 1.5

8.5 Combinazioni di carico

In ottemperanza alle prescrizioni di normativa, le sollecitazioni associate alle diverse condizioni di carico elementari, sono state combinate secondo 4 combinazioni fondamentali (SLE / 2 SLU statiche / 1 SLU simica) come di seguito sinteticamente descritte, ove, per ciascuna di esse, sono specificati i valori dei coefficienti A-M-R previsti in accordo alle specifiche di normativa

Attivo	Std	Collezione	Nome	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_favour)	Carico Sismico (F_seis_load)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_WaterD)	Pressioni Acqua Lato Valle (F_WaterV)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_LPL_GDSstab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_LPL_GSstab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_LPL_QDSstab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_GDSstab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_GSstab)
				A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A
				YG	YG	YQ	YQ	YGE	YG	YG	YGdst	YGstb	YQdst	YGdst	YGstb
<input checked="" type="checkbox"/>			Nominal	1	1	1	1	<input checked="" type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	1	1
<input checked="" type="checkbox"/>		NTC2018 (ITA)	NTC2018: SLE (Rara/Frequen	1	1	1	1	<input type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	1	1
<input checked="" type="checkbox"/>			NTC2018: A1+M1+R1 (R3 p	1.3	1	1.35	1	<input type="checkbox"/>	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9
<input checked="" type="checkbox"/>			NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.15	1	<input type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	1	0.9
<input checked="" type="checkbox"/>		NTC2018 (ITA)	NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	<input checked="" type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	1	1
<input checked="" type="checkbox"/>		NTC2018 (ITA)	NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	<input checked="" type="checkbox"/>	1	1	1	1	1	1.3	0.9

Lista degli approcci di progetto

Attivo	Std	Collezione	Nome	Stato Limite	Parziale su $\tan(\sigma')$ (F _{T-Fr})	Parziale su c' (F _{eff-cohe})	Parziale su Su (F _{Su})	Parziale su qu (F _{qu})	Parziale su peso specifico (F _{gamma})	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})
					M	M	M	M	M	R	R	R	R
					Yp'	Yc'	Ycu	Yqu	Yy	YRe	YpD	Yat	
<input checked="" type="checkbox"/>			Nominal	UNDEFINED	1	1	1	1	1	1	1	1	1
<input checked="" type="checkbox"/>		NTC2018 (ITA)	NTC2018: SLE (Rara/Frequent	SERVICE	1	1	1	1	1	1	1	1	1
<input checked="" type="checkbox"/>			NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per	ULTIMATE	1	1	1	1	1	1	1.2	1.1	1
<input checked="" type="checkbox"/>			NTC2018: A2+M2+R1	ULTIMATE	1.25	1.25	1.4	1	1	1	1.2	1.1	1
<input checked="" type="checkbox"/>			NTC2018: SISMICA	ULTIMATE	1	1	1	1	1	1	1.2	1.1	1

Figura 7 – Combinazioni di carico

Trattandosi di opere provvisoriale, per le quali si prevede un esercizio non superiore ai 2 anni, i dimensionamenti e relative verifiche sono state condotte esaminando la sola condizione statica, in accordo a quanto indicato al prg 2.4.1 delle NTC2018.

Pertanto le combinazioni da considerare sono 2: (A1-M1-R1 e A2-M2-R2).

9 ANALISI E VERIFICHE PARATIE “FASI REALIZZATIVE”

Di seguito vengono riportate le analisi e le verifiche delle paratie da realizzare parallelamente alla strada esistente, le quali sono necessarie al fine di mantenerla in esercizio durante le fasi realizzative. A tal proposito, si fa presente che la lunghezza dei micropali nella zona centrale, in corrispondenza dell’interferenza massima, è stata individuata sulla base del rilievo celerimetrico del tombino esistente, rispetto al quale è stato comunque mantenuto un margine minimo di (0,50-1,00m) al fine di limitare il disturbo ed il carico sul tombino esistente durante le fasi realizzative della paratia. Si fa presente inoltre che un’eventuale perforazione del tombino nella zona centrale, durante l’esecuzione dei micropali, non inficerebbe la sicurezza strutturale e la funzionalità idraulica dello stesso, il quale dovrà comunque essere demolito successivamente.

9.1 Paratia Libera

9.1.1 Modello di calcolo

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

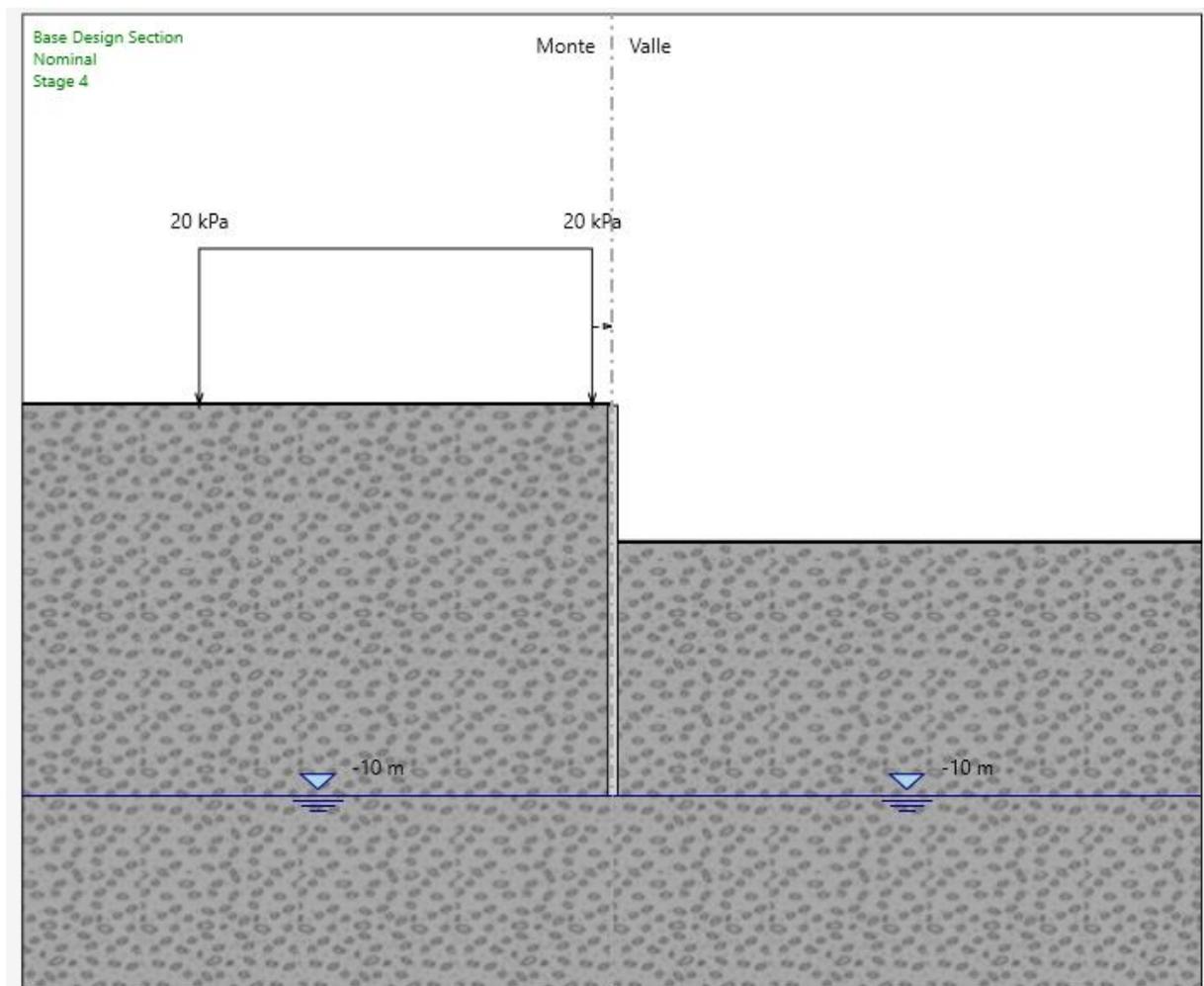


Figura 8 – Modello Paratia (Fase finale)

Il modello stratigrafico considerato ed il livello di falda sono quelli descritti al precedente §4.3, inoltre il modello di calcolo prevede l'applicazione di un carico stradale di 20 kPa a monte della paratia (viabilità provvisoria).

Nel seguito si riportano le caratteristiche geometriche del modello di calcolo:

MODELLO DI CALCOLO	
Tipologia struttura di sostegno	Micropali $\phi 250$ interasse 0.40 m
Lunghezza Micropali	$L_{\text{palo}} = 10$ m
Altezza di scavo max	$H = 3.50$ m

Tabella – Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Nei paragrafi successivi vengono sinteticamente riportati i principali risultati delle verifiche geotecniche e strutturali del modello in esame. Nella seguente tabella sono riportate le armature previste in progetto:

Elemento	Diametro (mm)	Interasse (m)	Lunghezza (m)	Armature
Micropali	$\Phi 250$	0,40	10,00	Tubolare S355 $\phi 193.7$ mm sp. 12 mm

Inoltre, per comodità viene riproposta una tabella con le proprietà stratigrafiche utilizzate per il modello:

Figura 9: Stratigrafia e proprietà del terreno.

	Terreni	γ_{SAT} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	Ra Sabbia/Ghiaia	19	0	35	$E_{vd} = 70000$ $E_{ur} = 112000$

Per tutti gli altri dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

9.1.2 Spostamenti orizzontali e cedimenti

Il massimo spostamento orizzontale per la paratia si ottiene a quota 0 m nell'ultima fase di scavo (quota scavo -3.50m), e risulta pari a circa **51.3 mm** con un comportamento della paratia a sbalzo.

Gli spostamenti orizzontali risultano quindi compatibili con l'esercizio dell'opera.

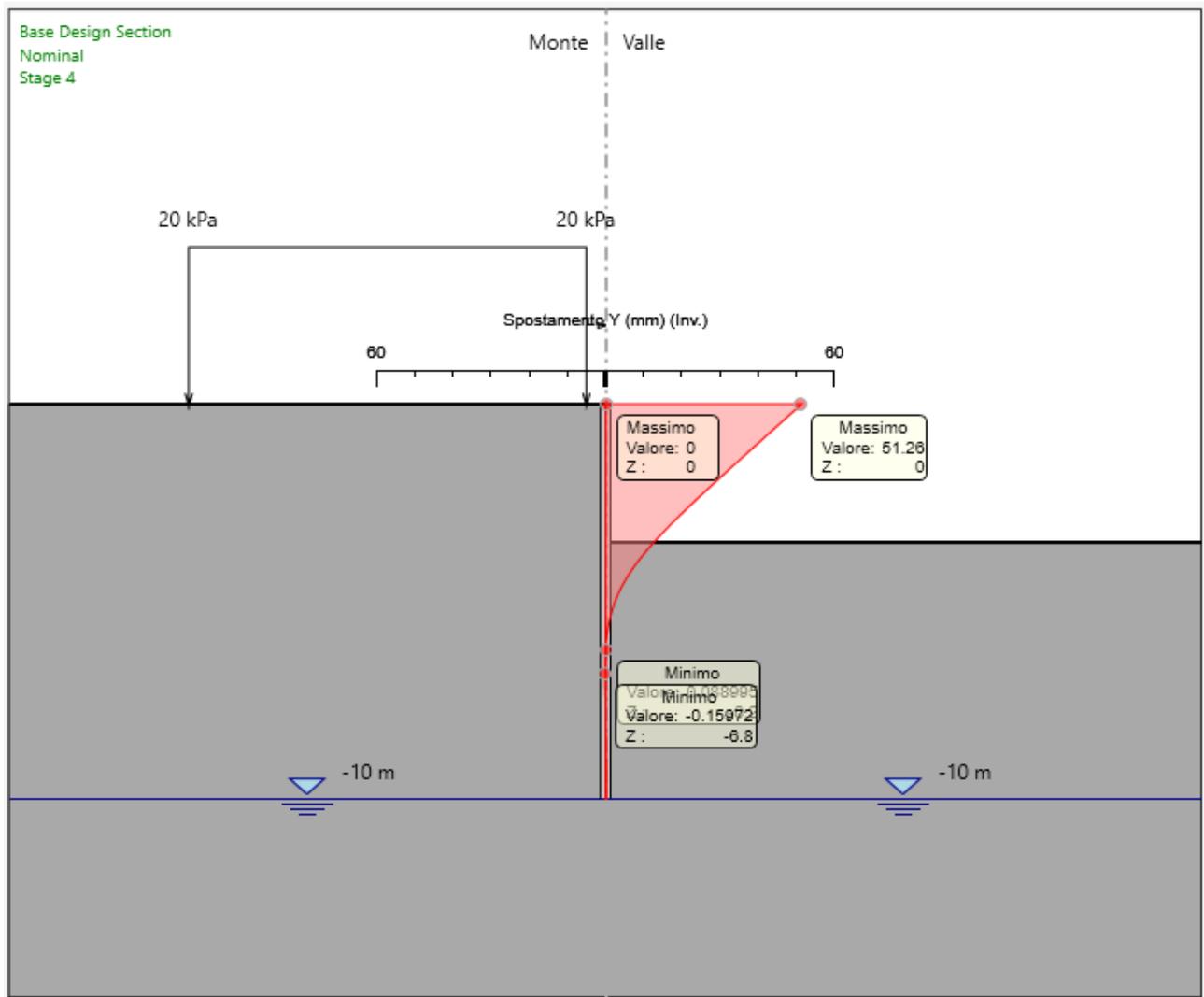


Figura 10: Involuppo Spostamenti SLE

9.1.3 Sollecitazioni: Momento flettente e Taglio

Il massimo momento che si ottiene sulla paratia di Micropali si manifesta a quota -4.6 m e risulta pari a **107.7 kNm/m**.

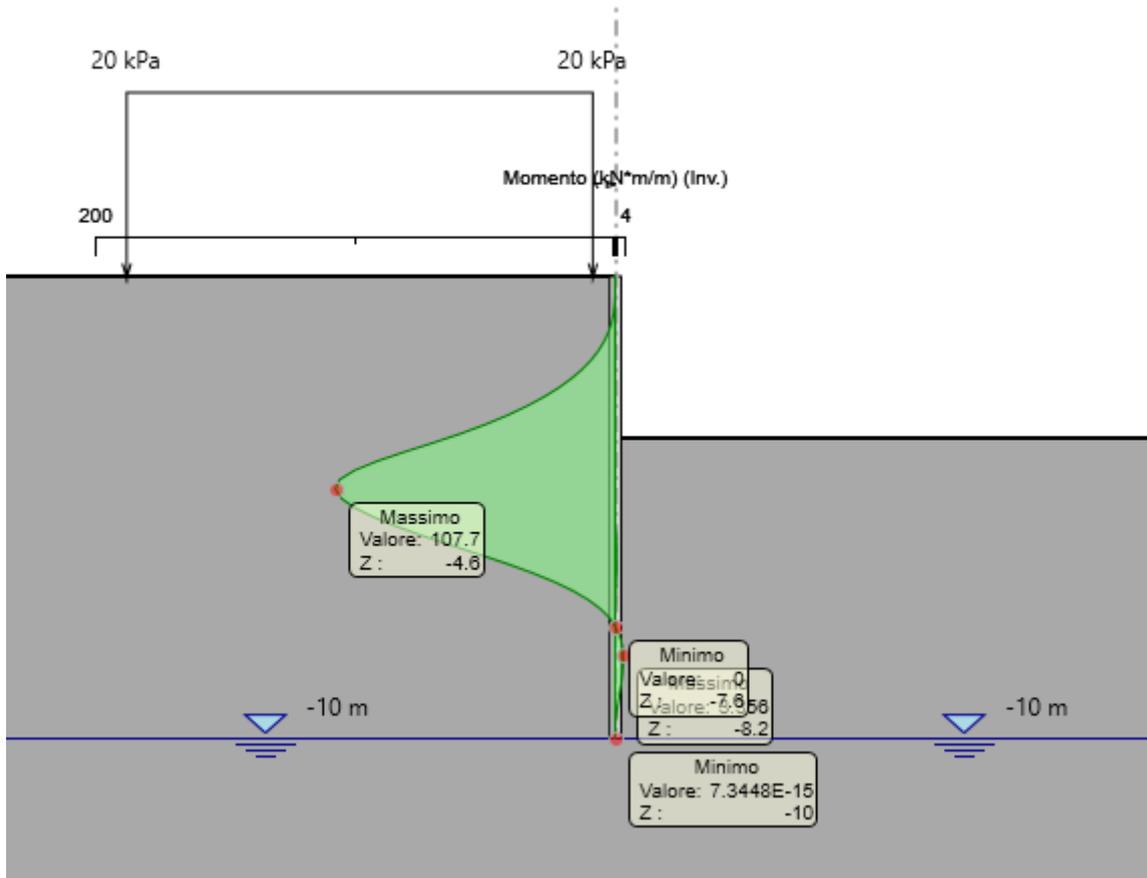


Figura 11: Involuppo Momento Flettente Condizioni Statiche

Il massimo taglio che si ottiene sulla paratia di Micropali si manifesta a quota -3.6 m e risulta pari a **55.98 kN/m**.

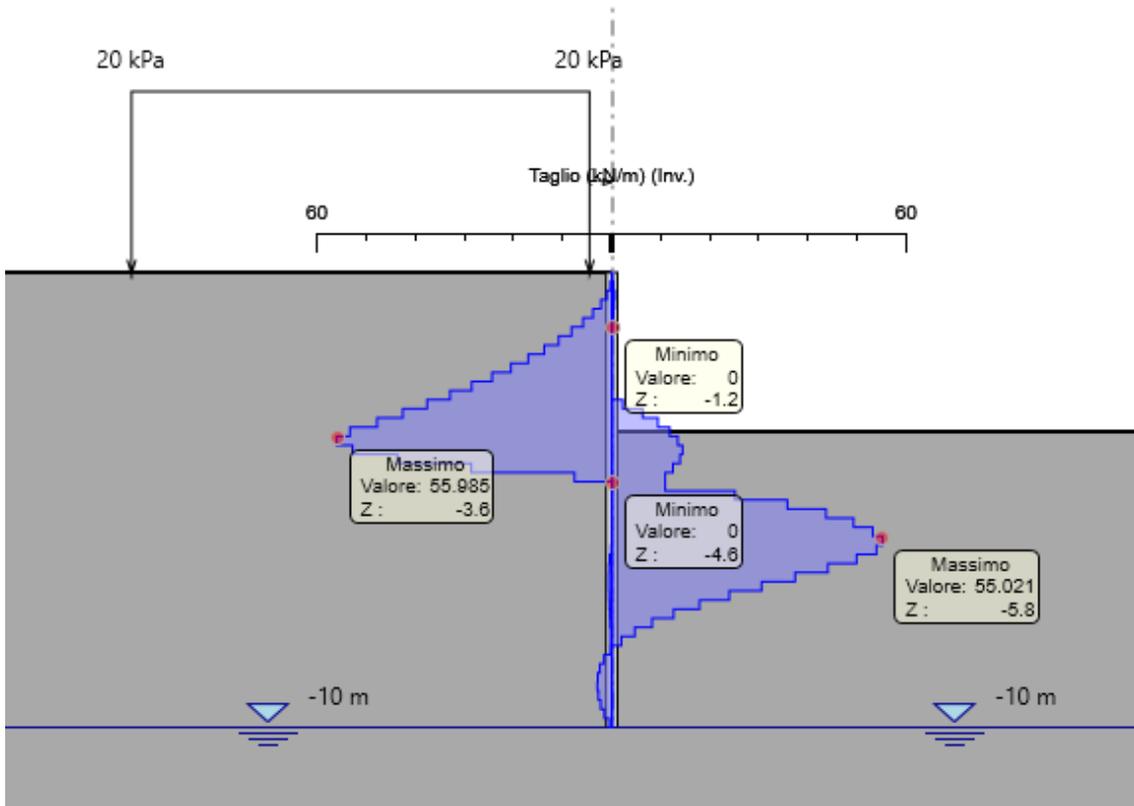


Figura 12: Involuppo Taglio Condizioni Statiche

9.1.4 Verifiche geotecniche

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è pari a **0,24**.

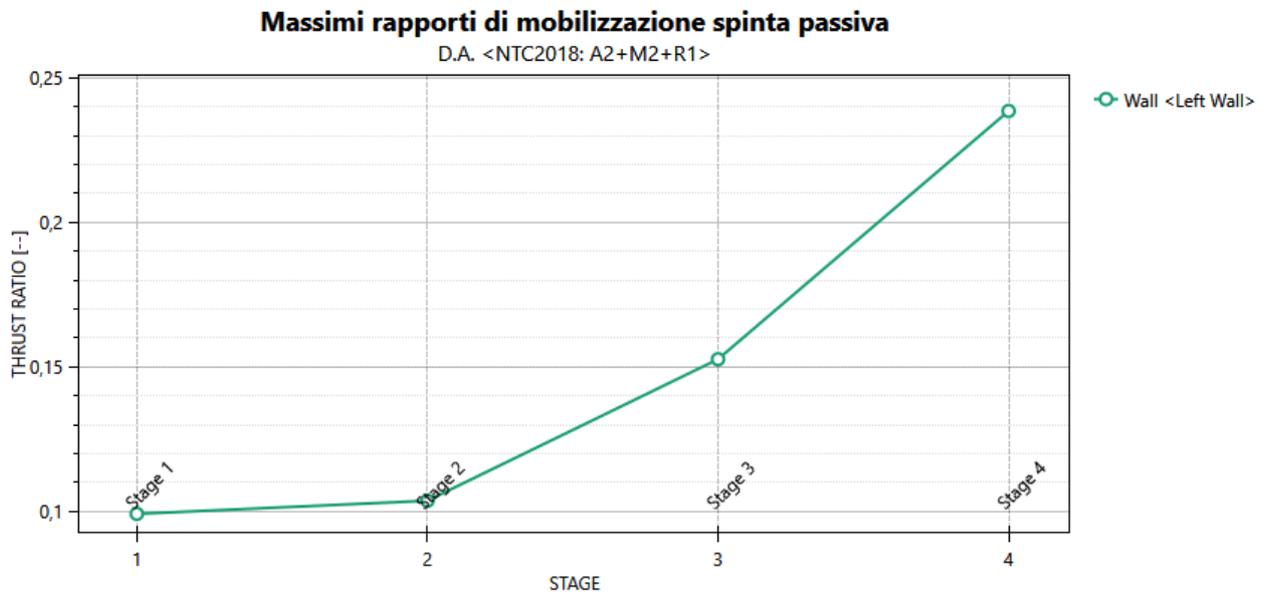


Figura 13: Massimi rapporti di mobilitazione della spinta passiva combinazione A2+M2+R1

9.1.5 Verifiche strutturali micropali

Il massimo coefficiente di sfruttamento a flessione che si ottiene per le paratie risulta pari a **0.32**.

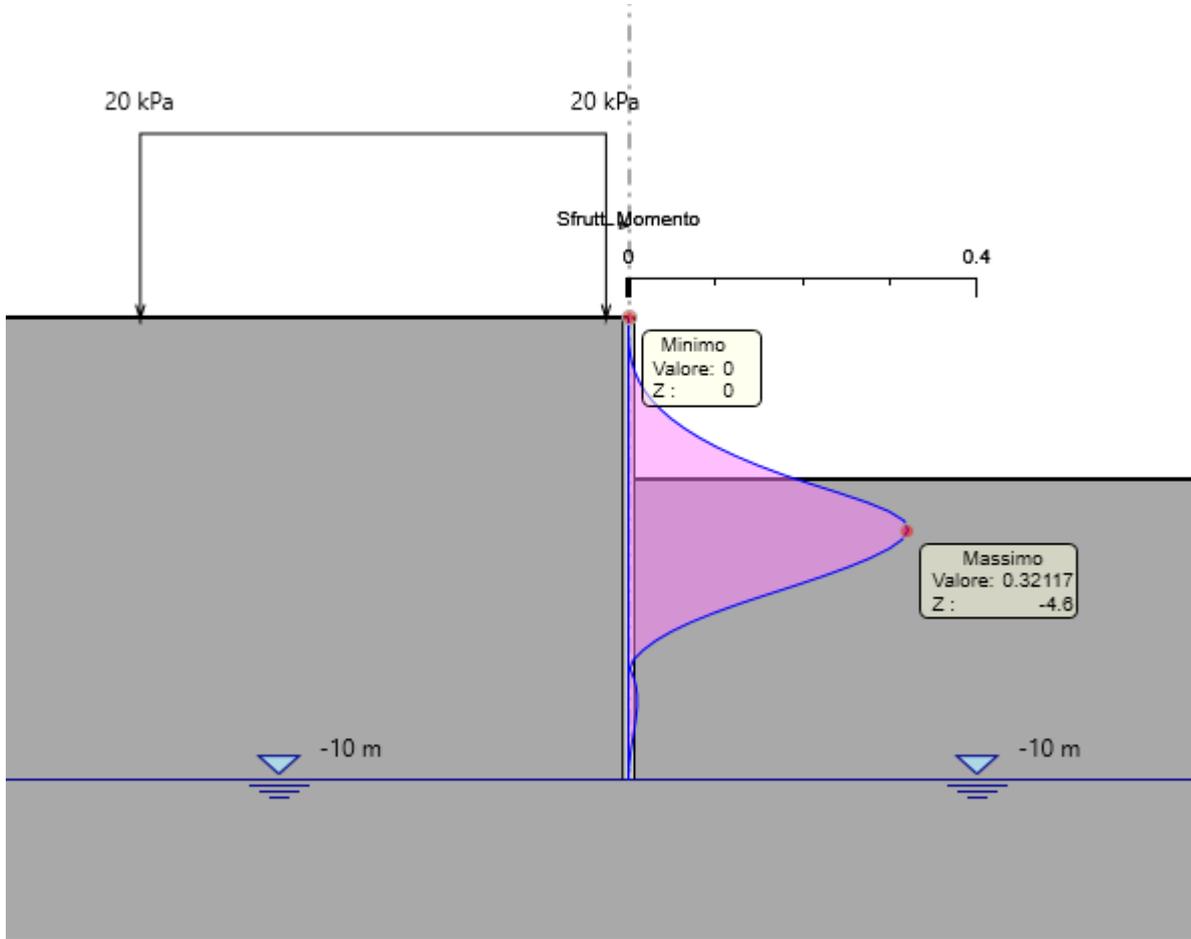


Figura 14: Involuppo coefficiente di sfruttamento a flessione.

Il massimo coefficiente di sfruttamento a taglio che si ottiene per la paratia risulta pari al **0,03**.

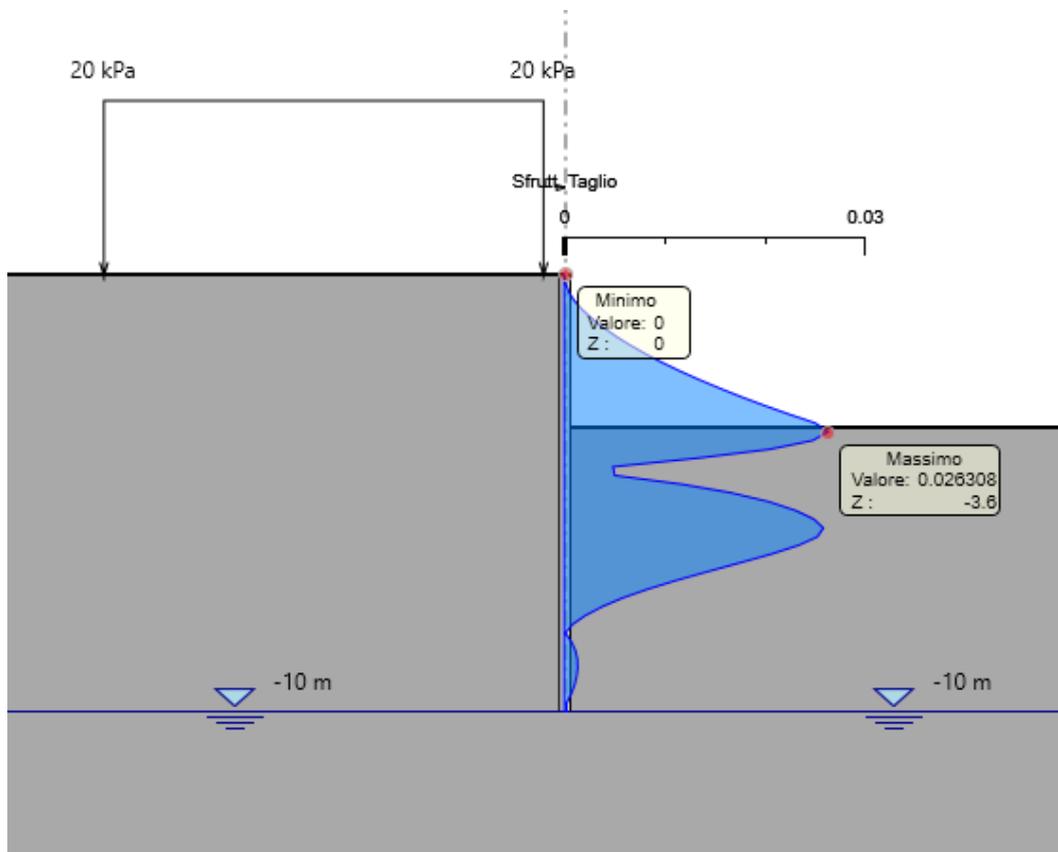


Figura 15: Involuppo coefficiente di sfruttamento a taglio.

Nella seguente tabella si riporta una scheda di verifica del tubolare in acciaio per le massime sollecitazioni:

SOLLECITAZIONI PER METRO LINEARE (Singola gamba)			
Paratia	V_{MAX}	M_{MAX,y}	δ_{max,es} [mm]
STR	55,98 kN/m	107,7 kNm/m	

INTERASSE PALI (Singola Gamba)		
int	0,40	[m]
n°pali	1	[-]

SOLLECITAZIONI SU SINGOLO PALO		
COMB.	V_{MAX}	M_{MAX,y}
STR1	22,4 kN	43,1 kNm
VERIFICA	22,4 kN	43,08 kNm

VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALO			
MATERIALI			
Tipo acciaio		S 355	
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo:	f_{yk}	355	MPa
Valore di rottura dell'acciaio del profilo:	f_{uk}	510	MPa
Modulo di elasticità dell'acciaio:	E	210000	MPa
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio:	G	80769	MPa
COEFFICIENTI PARZIALI			
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza:	γ_{M0}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità:	γ_{M1}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25	
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL PROFILO			
Diametro esterno nominale	D	193,70	[mm]
Spessore nominale	T	12,00	[mm]
Diametro interno nominale	d	169,70	[mm]
Area della sezione trasversale	A	68,50	[cm ²]
Area a taglio	A_v	43,61	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	2839,20	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	6,44	[cm]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,yy}$	293,15	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	396,75	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	5678,40	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C_t	586,31	[cm ³]
Coefficiente e	e	0,81	[-]
Diametro	d	193,70	[mm]
Spessore	t	12,00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	16,14	[-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1	
VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SEZIONE TRASVERSALE			
Resistenza a flessione			
Resistenza a flessione attorno all'asse maggiore:	$M_{pl,y,Rd}$	134,14	kNm
Verifica a flessione attorno all'asse maggiore:		0,32	
Resistenza a taglio			

Resistenza plastica a taglio:	$V_{pl,z,Rd}$ 851,23 kN
Verifica a taglio:	0,03

9.1.6 Verifiche strutturali cordolo

Le caratteristiche della sollecitazione sono determinate modellando gli elementi strutturali oggetto di verifica alla stregua di travi continue su più appoggi e, nel caso di paratie libere, cautelativamente si è considerata la luce delle campate pari a 2 volte l’interasse dei Pali, al fine di prevedere un’eventuale perdita di appoggio tra cordolo e Palo. Tale trave risulta caricata con un’azione uniformemente distribuita valutata a partire dalla sollecitazione di Taglio testa-palo derivante dal modello di calcolo dell’opera di sostegno. Definito V_{max} il massimo valore della sollecitazione di Taglio a metro lineare, il suddetto carico è così calcolato $q_{sd} = V_{max}$.

Secondo tale modello le massime azioni di calcolo sull’elemento strutturale saranno:

$$M_{S,d} = \frac{1}{10} \cdot q_{sd} \cdot l^2 \qquad T_{S,d} = \frac{1}{2} \cdot q_{sd} \cdot l$$

Con riferimento alla Paratia di Micropali prevista in Fase 1 e Fase 2, l’armatura del Cordolo è stata definita considerando la sezione di progetto che massimizzava il Taglio in testa, per le verifiche a taglio e flessione si rimanda al capitolo della Paratia Vincolata (9.2).

Nella tabella seguente è riportata l’Armatura di progetto:

CORDOLO PARATIA FASE 1 E 2 – C25/30				
Altezza	Larghezza	Armatura scavo	Armatura terreno	Armatura
(m)	(m)	longitudinale	longitudinale	trasversale
0,50	0,50	4φ16	4φ16	φ10/400 - 2 Bracci

Tabella 6 – Caratteristiche geometriche e armature di progetto Cordolo

9.2 Paratia Vincolata

9.2.1 Modello di calcolo

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

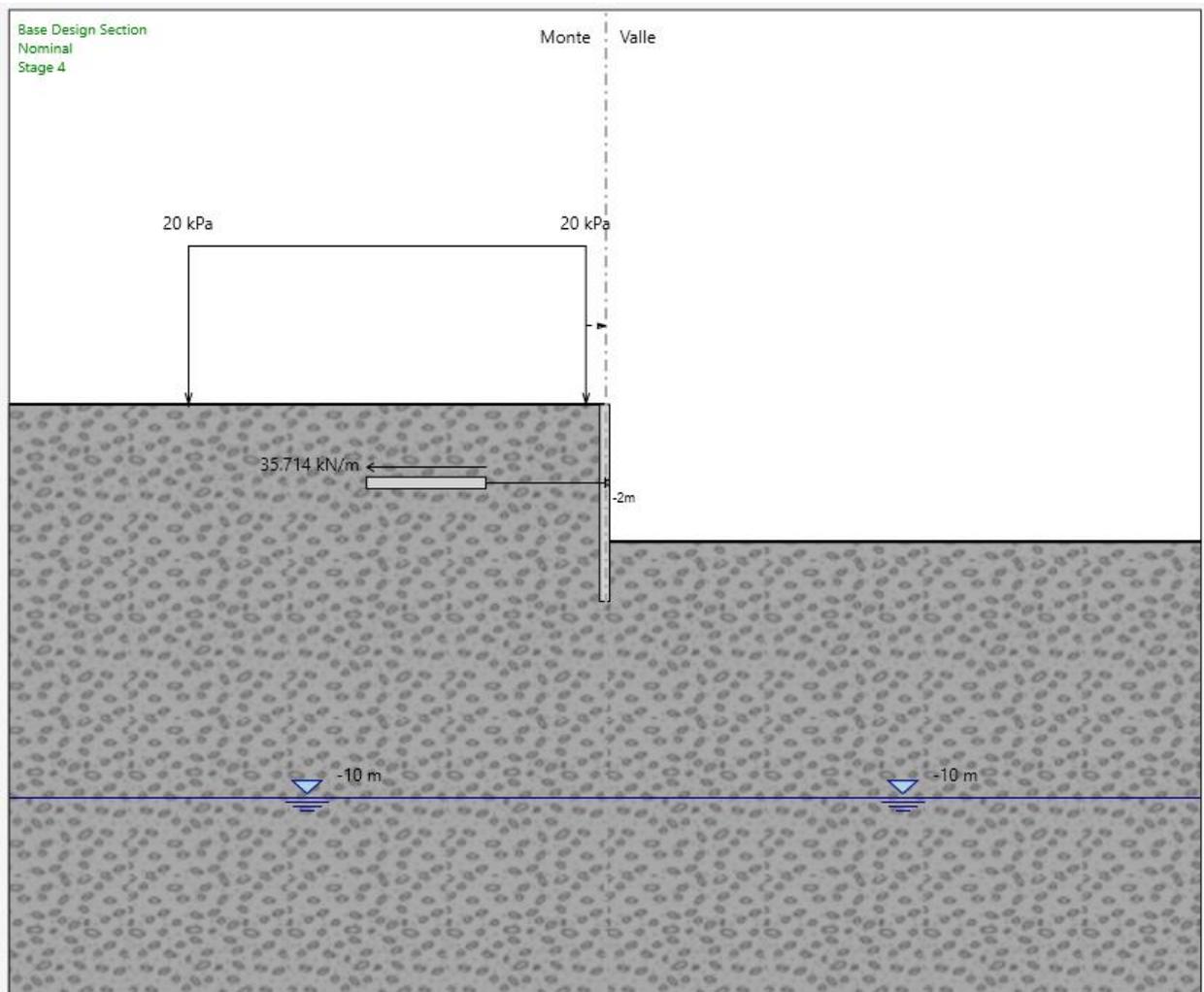


Figura 16 – Modello Paratia (Fase finale)

Il modello stratigrafico considerato ed il livello di falda sono quelli descritti al precedente §4.3, inoltre il modello di calcolo prevede l’applicazione di un carico stradale di 20 kPa a monte della paratia (viabilità provvisoria).

Nel seguito si riportano le caratteristiche geometriche del modello di calcolo:

MODELLO DI CALCOLO	
Tipologia struttura di sostegno	Micropali $\phi 250$ interasse 0.40 m
Lunghezza Micropali	$L_{\text{palo}} = 5$ m
Altezza di scavo max	$H = 3.50$ m
<u>Tirante (z=-2m)</u>	
Lunghezza libera	$L_{\text{lib}} = 3.00$ m
Lunghezza bulbo	$L_{\text{bulbo}} = 3.00$ m
Diametro perforazione	$D_{\text{perf}} = 0.20$ m
Interasse	$i = 2.80$ m
Inclinazione orizzontale	$\alpha = 0^\circ$
n. trefoli 0.6"	2
Travi di ripartizione	2 x HEA120
Precarico	$P = 100$ kN

Tabella – Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Nei paragrafi successivi vengono sinteticamente riportati i principali risultati delle verifiche geotecniche e strutturali del modello in esame. Nella seguente tabella sono riportate le armature previste in progetto:

Elemento	Diametro (mm)	Interasse (m)	Lunghezza (m)	Armature
Micropali	$\Phi 250$	0,40	5,00	Tubolare S355 $\phi 193.7$ mm sp. 12 mm

Inoltre, per comodità viene riproposta una tabella con le proprietà stratigrafiche utilizzate per il modello:

Figura 17: Stratigrafia e proprietà del terreno.

	Terreni	γ_{SAT} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ³]
	Ra Sabbia/Ghiaia	19	0	35	$E_{vc} = 70000$ $E_{ur} = 112000$

Per tutti gli altri dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

9.2.2 Spostamenti orizzontali e cedimenti

Il massimo spostamento orizzontale per la paratia si ottiene a quota 0 m nell'ultima fase di scavo (quota scavo -3.50m), e risulta pari a circa **16 mm**.

Gli spostamenti orizzontali risultano quindi compatibili con l'esercizio dell'opera.

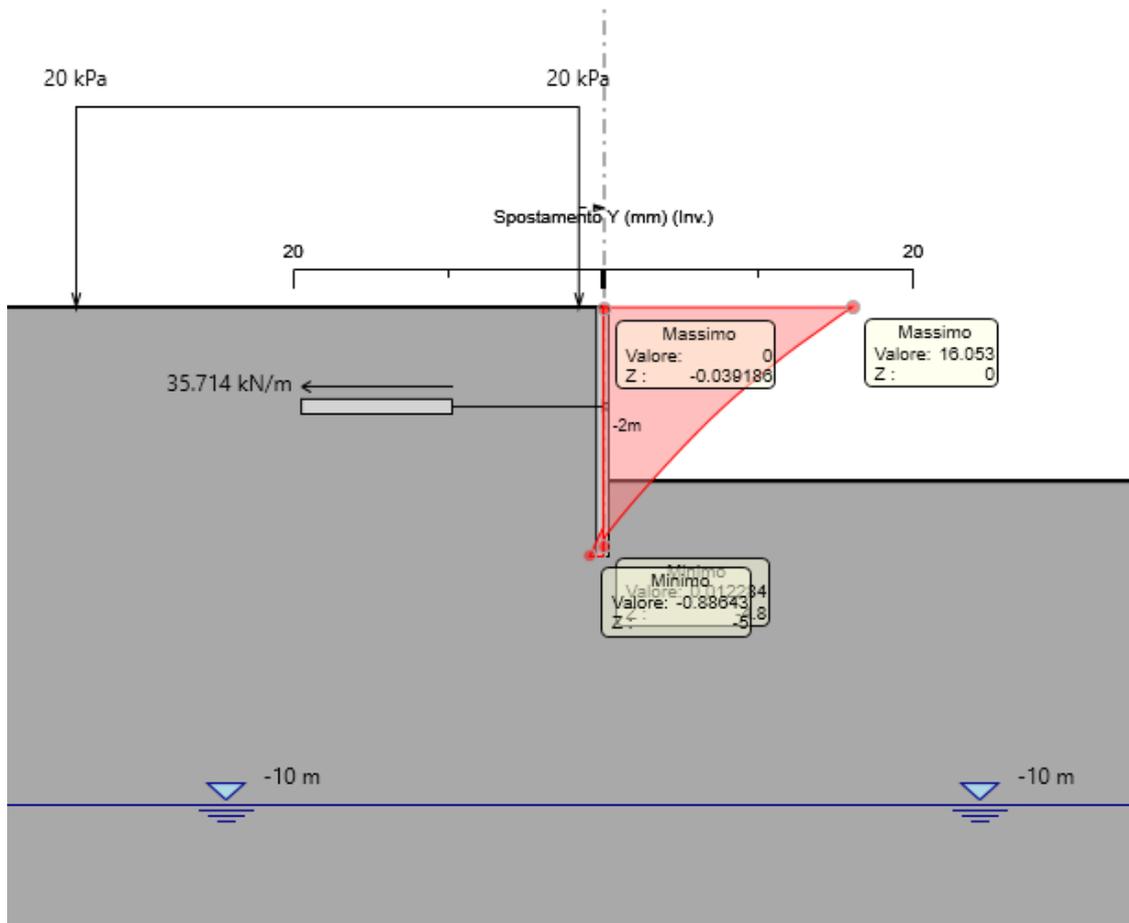


Figura 18: Involuppo Spostamenti SLE

9.2.3 Sollecitazioni: Momento flettente e Taglio

Il massimo momento che si ottiene sulla paratia di Micropali si manifesta a quota -3.2 m e risulta pari a **41.12 kNm/m**.

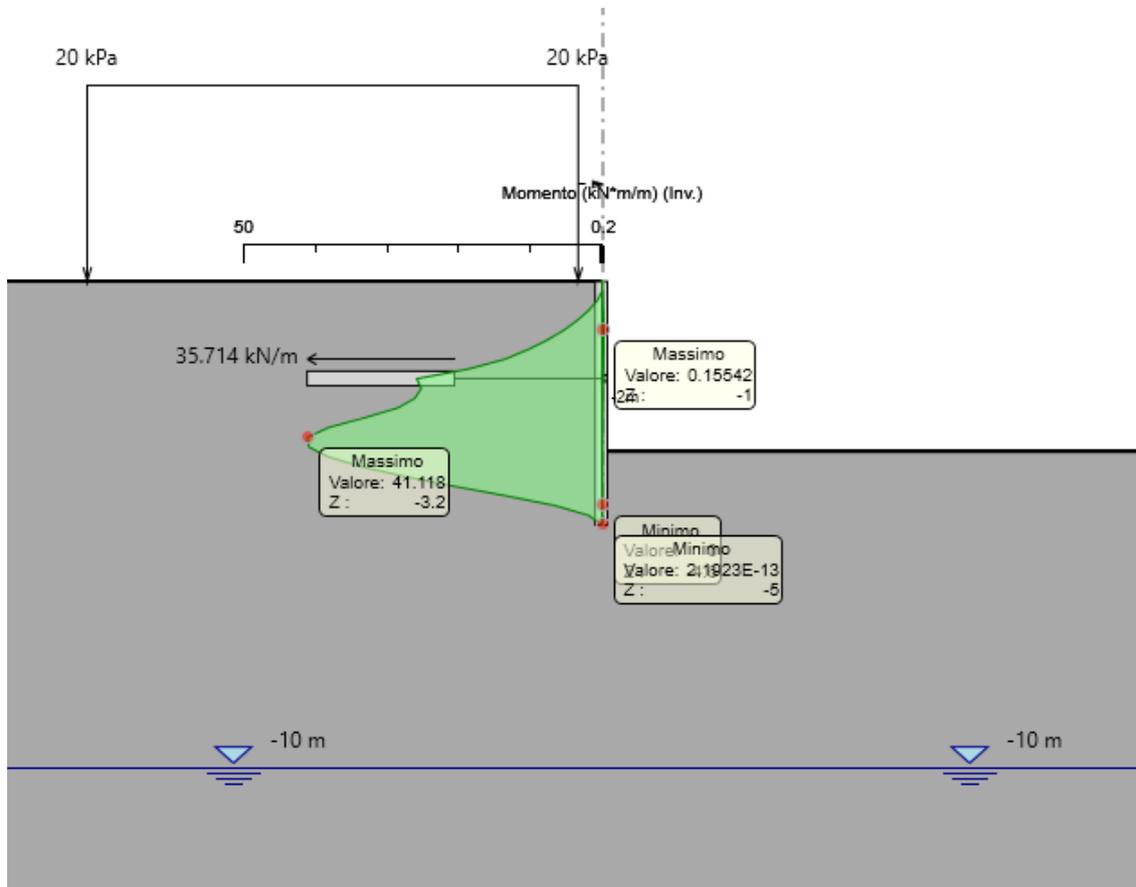


Figura 19: Involuppo Momento Flettente Condizioni Statiche

Il massimo taglio che si ottiene sulla paratia di Micropali si manifesta a quota -4.2 m e risulta pari a **37.1 kN/m**.

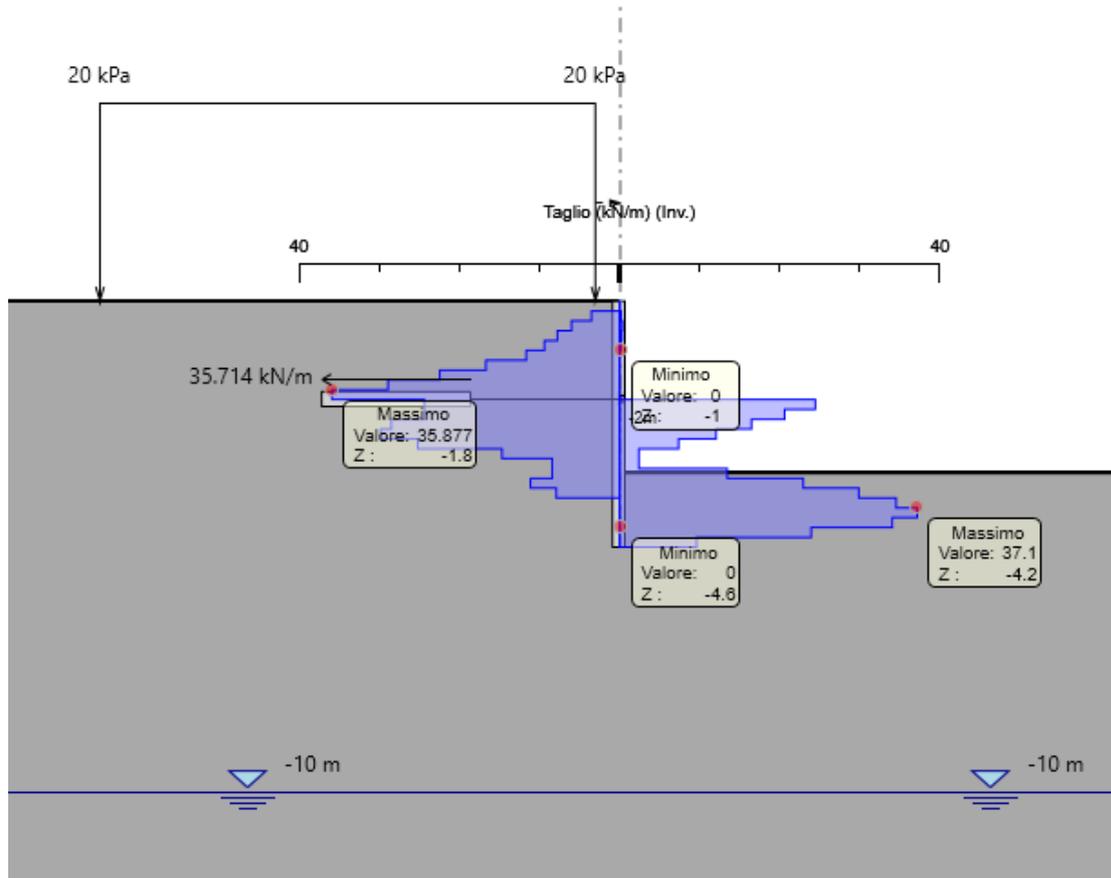


Figura 20: Involucro Taglio Condizioni Statiche

9.2.4 Verifiche geotecniche

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è pari a **0,93**.

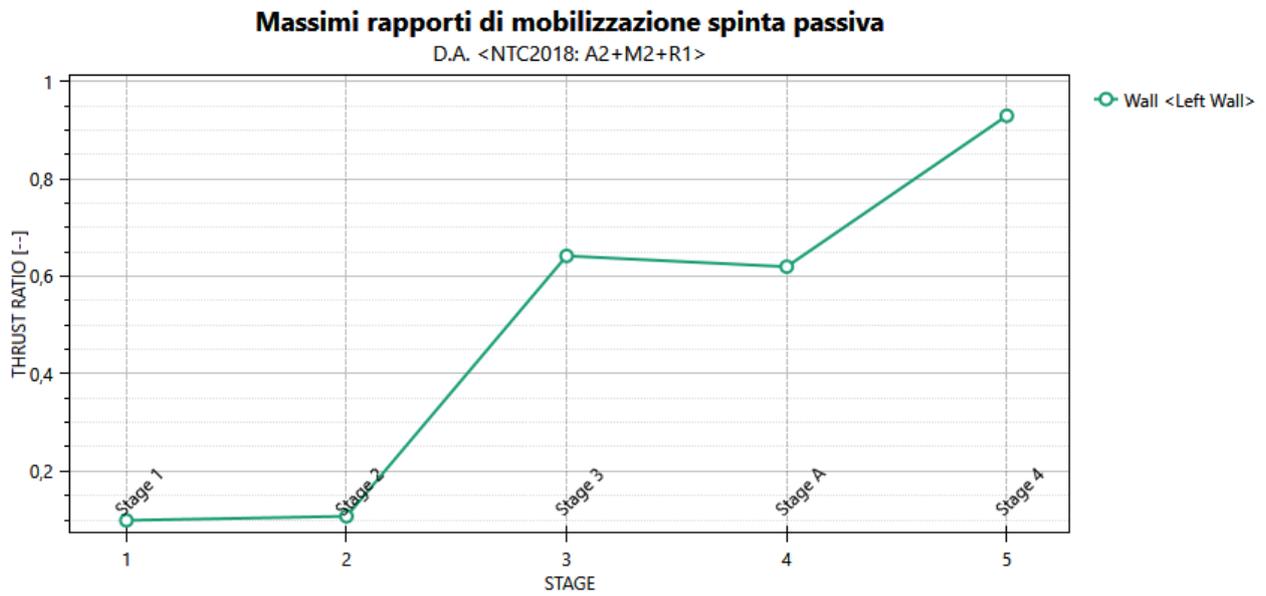


Figura 21: Massimi rapporti di mobilitazione della spinta passiva combinazione A2+M2+R1

9.2.5 Verifiche strutturali micropali

Il massimo coefficiente di sfruttamento a flessione che si ottiene per le paratie risulta pari a **0.12**.

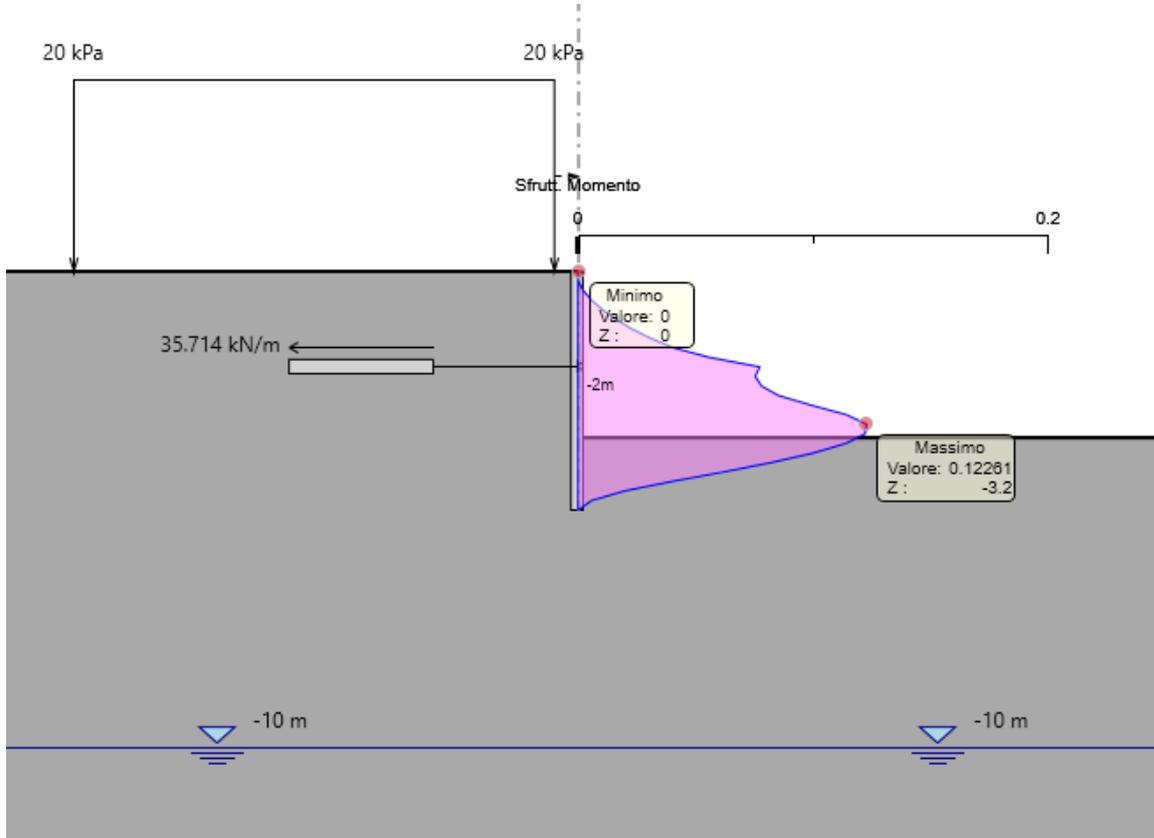


Figura 22: Involuppo coefficiente di sfruttamento a flessione.

Il massimo coefficiente di sfruttamento a taglio che si ottiene per la paratia risulta pari al **0,02**.

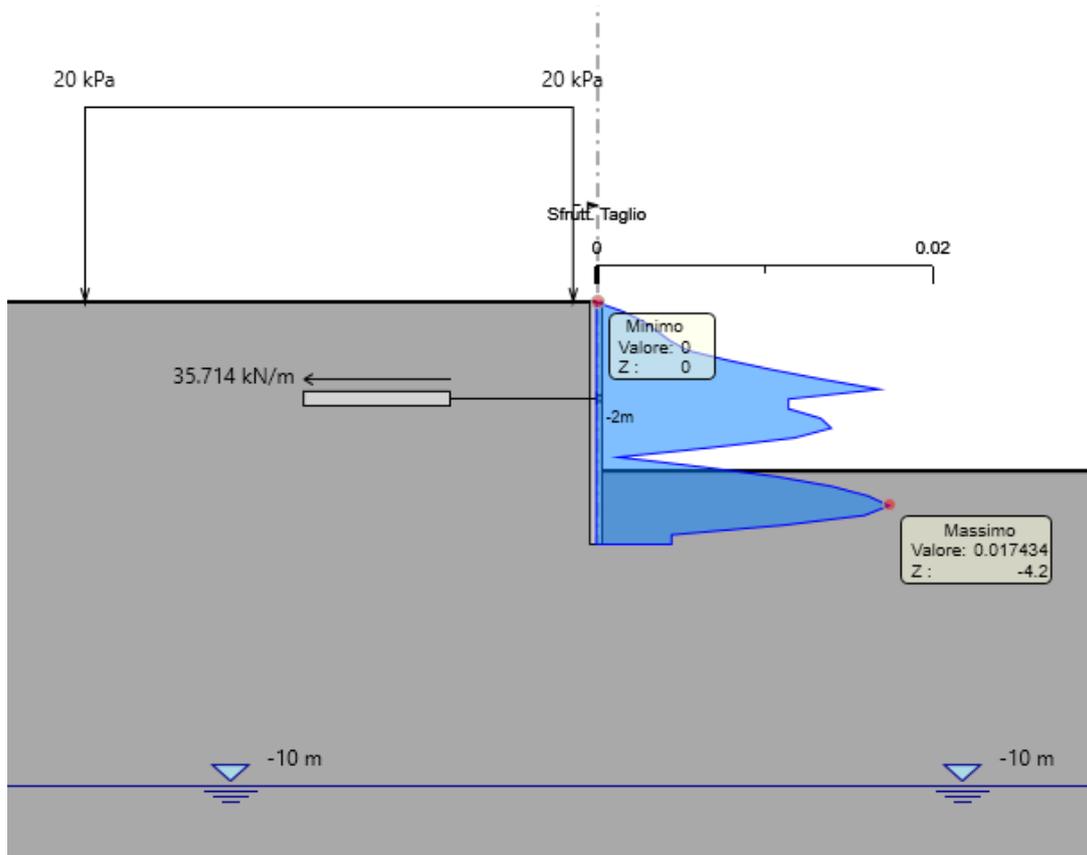


Figura 23: Involuppo coefficiente di sfruttamento a taglio.

Nella seguente tabella si riporta una scheda di verifica del tubolare in acciaio per le massime sollecitazioni:

SOLLECITAZIONI PER METRO LINEARE (Singola gamba)			
Paratia	V _{MAX}	M _{MAX,y}	δ _{max,es} [mm]
STR	37,10 kN/m	41,1 kNm/m	

INTERASSE PALI (Singola Gamba)		
int	0,40	[m]
n°pali	1	[-]

SOLLECITAZIONI SU SINGOLO PALO		
COMB.	V _{MAX}	M _{MAX,y}
STR1	14,8 kN	16,4 kNm
VERIFICA	14,8 kN	16,45 kNm

VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALO			
MATERIALI			
Tipo acciaio		S 355	
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo:	f_{yk}	355	MPa
Valore di rottura dell'acciaio del profilo:	f_{uk}	510	MPa
Modulo di elasticità dell'acciaio:	E	210000	MPa
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio:	G	80769	MPa
COEFFICIENTI PARZIALI			
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza:	γ_{M0}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità:	γ_{M1}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25	
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL PROFILO			
Diametro esterno nominale	D	193,70	[mm]
Spessore nominale	T	12,00	[mm]
Diametro interno nominale	d	169,70	[mm]
Area della sezione trasversale	A	68,50	[cm ²]
Area a taglio	A_v	43,61	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	2839,20	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	6,44	[cm]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,yy}$	293,15	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	396,75	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	5678,40	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C_t	586,31	[cm ³]
Coefficiente e	e	0,81	[-]
Diametro	d	193,70	[mm]
Spessore	t	12,00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	16,14	[-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1	
VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SEZIONE TRASVERSALE			
Resistenza a flessione			
Resistenza a flessione attorno all'asse maggiore:	$M_{pl,y,Rd}$	134,10	kNm
Verifica a flessione attorno all'asse maggiore:		0,12	
Resistenza a taglio			

Resistenza plastica a taglio:	$V_{pl,z,Rd}$ 851,23 kN
Verifica a taglio:	0,02

9.2.6 Verifiche tiranti e travi di ripartizione

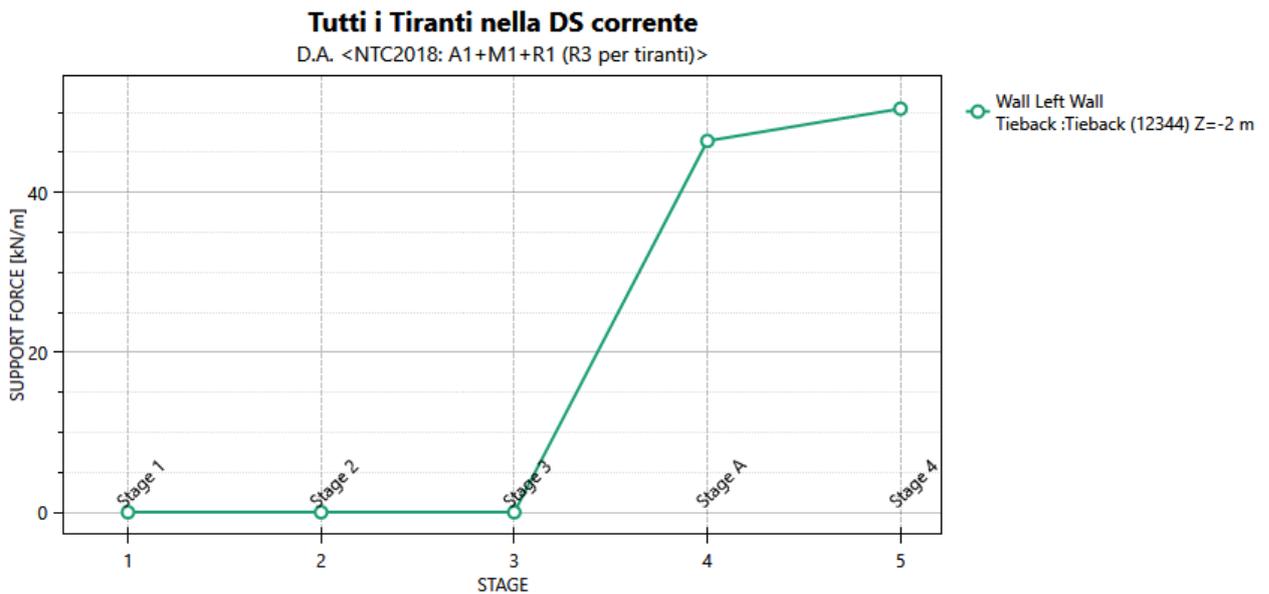
Nel seguito viene presentata la verifica geotecnica e strutturale dei tiranti e delle travi di ripartizione.

La lunghezza libera dei tiranti inclinati è definita in modo tale da posizionare il tratto iniettato (iniezione tipo IRS) fuori dal cono di spinta. La resistenza geotecnica del tirante è calcolata secondo il metodo di Bustamante e Doix.

Nel calcolo sono stati considerati i seguenti parametri:

$$\alpha = 1.2 \text{ (Iniezione IRS)}$$

$$\tau = 150 \text{ kPa (Iniezione IRS)}$$



Nelle seguenti tabelle si riporta il resoconto delle verifiche strutturali e geotecniche dei tiranti:

Design Assumption:

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage A	129.98	171.36	403.7	0.759	0.322	✓	✓
Tieback	Stage 4	141.27	171.36	403.7	0.824	0.35	✓	✓

Verifiche Strutturali e Geotecniche Tiranti

I tiranti sono previsti con interasse trasversale pari a 2.80 m. Per tale ragione, si rende necessario il dimensionamento di una trave di ripartizione, avente la funzione di ripartire lo sforzo assiale dei tiranti su tutti i pali costituenti la paratia.

Nella fattispecie sono state considerate travi in acciaio S355 tipo HE120A per i tiranti di progetto. Il calcolo delle sollecitazioni agenti sulla trave di ripartizione è stato effettuato considerando lo schema di trave su più appoggi e considerando agente un carico uniforme pari allo sforzo normale del tirante distribuito lungo l'interasse. Si riportano di seguito le verifiche a Flessione e a Taglio effettuate con l'ausilio del software PARATIE PLUS 21.

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Tiranti		Puntoni		Travi di Ripartizione in Acciaio			Travi di Ripartizione in Calcestruzzo					
Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento M-N	Sfruttamento Taglio	Instabilità	
Default Waler	Tieback	HE 120A	S355	2,8	NTC2018: A1+I	Stage A	46,423	0	0,504	0,283	0	
Default Waler	Tieback	HE 120A	S355	2,8	NTC2018: A1+I	Stage 4	50,453	0	0,548	0,308	0	

Verifiche Strutturali Travi di Ripartizione

9.2.7 Verifiche strutturali cordolo

Le caratteristiche della sollecitazione sono determinate modellando gli elementi strutturali oggetto di verifica alla stregua di travi continue su più appoggi e, nel caso di paratie libere, cautelativamente si è considerata la luce delle campate pari a 2 volte l'interasse dei Pali, al fine di prevedere un'eventuale perdita di appoggio tra cordolo e Palo. Tale trave risulta caricata con un'azione uniformemente distribuita valutata a partire dalla sollecitazione di Taglio testa-palo derivante dal modello di calcolo dell'opera di sostegno. Definito Vmax il massimo valore della sollecitazione di Taglio a metro lineare, il suddetto carico è così calcolato $q_{sd} = V_{max}$.

Secondo tale modello le massime azioni di calcolo sull'elemento strutturale saranno:

$$M_{S,d} = \frac{1}{10} \cdot q_{sd} \cdot l^2 \qquad T_{S,d} = \frac{1}{2} \cdot q_{sd} \cdot l$$

SOLLECITAZIONI A METRO LINEARE				SOLLECITAZIONI SU CORDOLO	
	COMB.	Td,max [kN/m]	l [m]	Mmax [kNm]	Vmax [kN]
Paratia Fasi	SLU	6	0,80	0,5	2,4

Si riporta l'armatura del cordolo e le verifiche a taglio e flessione realizzate con l'ausilio del software di calcolo PresFle+ v.5.15.

CORDOLO PARATIA FASE 1 E 2 – C25/30				
Altezza (m)	Larghezza (m)	Armatura scavo longitudinale	Armatura terreno longitudinale	Armatura trasversale
0,50	0,50	4φ16	4φ16	φ10/400 - 2 Bracci

Tabella 7 – Caratteristiche geometriche e armature di progetto Cordolo

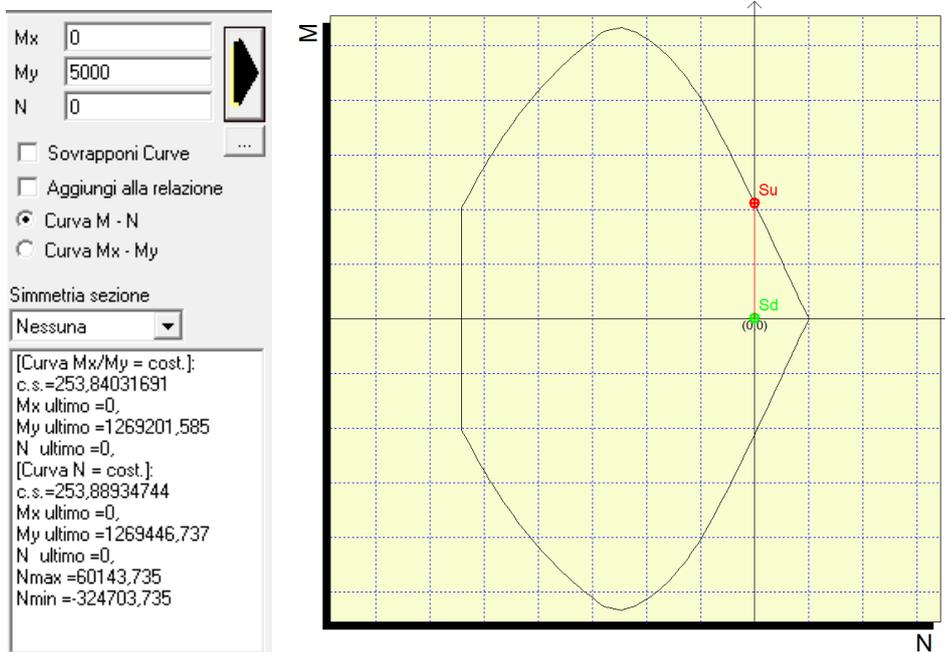
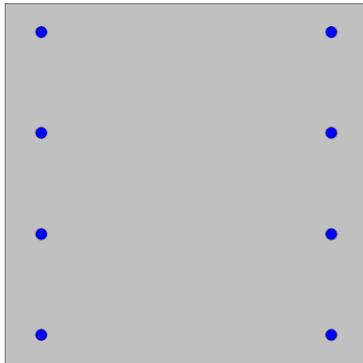


Figura 24 – Verifica a Flessione FS=254 - SLU

Elemento	Geometrie				Armatura long. tesa			Sollecitazioni di Calcolo		TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO							
	b _w (mm)	H (mm)	c (mm)	d (mm)	n	Ø	As (mm ²)	N _{sd} (KN)	V _{sd} (KN)	σ _{cp} (Mpa)	ρ _l	k	f _{ck} (Mpa)	v _{min}	V _{Rdmin} (KN)	V _{Rct} (KN)	F.S.
Cordolo	500	500	50	450	4	16	804	0	2,4	0	0,004	1,67	24,9	0,38	84,55	93,24	38,85

Tabella 8 – Verifica a Taglio SLU

10 ANALISI E VERIFICHE PARATIE “TOMBINO”

10.1 Modello di calcolo

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.



Figura 25 – Modello Paratia (Fase finale)

Il modello stratigrafico considerato ed il livello di falda sono quelli descritti al precedente §4.3, in particolare, cautelativamente nel modello di calcolo è stato considerato un livello di falda a monte maggiore di quello a valle, si specifica che durante le fasi di scavo si provvederà all’emungimento di acqua a valle e, pertanto, il livello di falda si abbasserà progressivamente anche a monte, a tal fine si specifica che vista la natura rocciosa dei terreni interagenti con l’opera, nei paragrafi successivi non verranno riportate le analisi di filtrazione e le verifiche idrauliche del fondo scavo, in quanto tali terreni non risultano suscettibili a problemi d’instabilità per sifonamento/sollevamento.

Nel seguito si riportano le caratteristiche geometriche del modello di calcolo:

MODELLO DI CALCOLO	
Tipologia struttura di sostegno	Micropali $\phi 280$ interasse 1.0 x 0.5 m (3 file a quinconce)
Lunghezza Micropali	$L_{\text{palo}} = 16$ m
Altezza di scavo max	$H = 12.50$ m

Tabella – Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Nella seguente tabella sono riportate le armature previste in progetto:

Elemento	Diametro (mm)	Interasse (m)	Lunghezza (m)	Armature
Micropali	$\Phi 280$	1,00 x 0,50	16,00	Tubo in Acciaio S355 - $\phi 219.1$ Sp.12.5mm (0-9m)
				Tubo in Acciaio S355 - $\phi 219.1$ Sp.8mm (9-16m)

Inoltre, per comodità viene riproposta una tabella con le proprietà stratigrafiche utilizzate per il modello:

Figura 26: Stratigrafia e proprietà del terreno.

	Terreni	γ_{SAT} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	Ra Sabbia/Ghiaia	19	0	35	$E_{vc} = 80000$ $E_{ur} = 96000$
	SR Sabbia/Ghiaia	24.5	40	40	$E_{vc} = 200000$ $E_{ur} = 600000$

Nel modello di calcolo analizzato la paratia di micropali costituita da 3 file disposte a quinconce, è stata modellata considerando una sezione rettangolare di spessore equivalente, in particolare per tutto lo spessore del solettone è stato valutato lo spessore equivalente considerando il 100 % dell'inerzia del trasporto (tale assunzione viene fatta in funzione dell'interazione solettone-micropali-terreno), mentre da intradosso solettone in poi è stato trascurato il contributo inerziale del trasporto. Si specifica inoltre che il calcolo dell'inerzia equivalente delle file di micropali, alla luce dell'interazione suddetta, è stato eseguito considerando una ripartizione uniforme delle sollecitazioni sui singoli micropali. Di seguito si riporta il calcolo degli spessori equivalenti.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE – Tubo in Acciaio ϕ219.1 Sp.12.5mm			
Diametro perforazione micropali	D =	280	mm
Diametro esterno tubo	de =	219,1	mm
Spessore tubo	s =	12,5	mm
Diametro interno tubo	di =	0,194	m
copriferro	s _{cls} =	3,05	cm
Area tubo	A _{tubo} =	8,11E-03	m ²
Area cls interna	A _{cls,1} =	2,96E-02	m ²
Area cls esterna	A _{cls,2} =	2,39E-02	m ²
Inerzia tubo	J _{tubo} =	4,34E-05	m ⁴
Inerzia cls interno	J _{cls,1} =	6,97E-05	m ⁴
Inerzia cls esterno	J _{cls,2} =	1,89E-04	m ⁴
Inerzia cls interno considerata		100	%
Inerzia cls esterno considerata		0	%
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE OMOGENEIZZATE (rispetto cls)- Fila Singola			
Tipo di Cls	Malta cementizia C25/30		
Modulo elastico malta	E _{cls} =	3,14E+07	kPa
Modulo elastico acciaio	E _s =	2,10E+08	kPa
Materiale di omog.	Acciaio S275		
Coefficiente di omog.	n =	0,15	
Area omogeneizzata tubo	A _{tubo,omog} =	5,42E-02	m ²
Area omogeneizzata cls	A _{cls,omog} =	5,35E-02	m ²
Area totale omogeneizzata	A _{tot} =	1,08E-01	m ²
Inerzia omogeneizzata tubo	J _{tubo,omog} =	2,90E-04	m ⁴
Inerzia omogeneizzata cls	J _{cls,omog} =	6,97E-05	m ⁴
Inerzia totale omogeneizzata	J _{tot} =	3,60E-04	m ⁴
Interasse	i =	1,00	m
Area totale per metro	A _{tot} =	1,08E-01	m ² /m
Inerzia totale per metro	J _{tot} =	3,60E-04	m ⁴ /m
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE OMOGENEIZZATE (rispetto cls) - TRIPLA FILA – 100% Inerzia			
Inerzia fila 1	J ₁ =	3,60E-04	m ⁴

Inerzia fila 2	$J_2 =$	3,60E-04	m ⁴
Inerzia fila 3	$J_3 =$	3,60E-04	m ⁴
Interassi file	$i_{12} = i_{23} =$	0,50	m
distanza assi paralleli	$d =$	0,50	m
Area omog. Singola fila	$A_{omog.} =$	1,08E-01	m ²
Inerzia Momento del Trasporto singola fila	$A_{omog.} \times d^2 =$	2,69E-02	m ⁴
% Inerzia Momento del Trasporto		100	%
Inerzia totale per metro	$J_{tot} =$	5,49E-02	m ⁴ /m
Spess. Equiv. Per metro	$S_{eq} =$	0,870	m
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE OMOGENEIZZATE (rispetto cls) - TRIPLA FILA – 0% Inerzia			
Inerzia fila 1	$J_1 =$	3,60E-04	m ⁴
Inerzia fila 2	$J_2 =$	3,60E-04	m ⁴
Inerzia fila 3	$J_3 =$	3,60E-04	m ⁴
Interassi file	$i_{12} = i_{23} =$	0,50	m
distanza assi paralleli	$d =$	0,50	m
Area omog. Singola fila	$A_{omog.} =$	1,08E-01	m ²
Inerzia Momento del Trasporto singola fila	$A_{omog.} \times d^2 =$	2,69E-02	m ⁴
% Inerzia Momento del Trasporto		0	%
Inerzia totale per metro	$J_{tot} =$	1,08E-03	m ⁴ /m
Spess. Equiv. Per metro	$S_{eq} =$	0,235	m

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE – Tubo in Acciaio $\phi 219.1$ Sp.8mm			
Diametro perforazione micropali	$D =$	280	mm
Diametro esterno tubo	$d_e =$	219,1	mm
Spessore tubo	$s =$	8,0	mm
Diametro interno tubo	$d_i =$	0,203	m
copriferro	$S_{cls} =$	3,05	cm
Area tubo	$A_{tubo} =$	5,31E-03	m ²
Area cls interna	$A_{cls,1} =$	3,24E-02	m ²
Area cls esterna	$A_{cls,2} =$	2,39E-02	m ²
Inerzia tubo	$J_{tubo} =$	2,96E-05	m ⁴
Inerzia cls interno	$J_{cls,1} =$	8,35E-05	m ⁴
Inerzia cls esterno	$J_{cls,2} =$	1,89E-04	m ⁴
Inerzia cls interno considerata		100	%
Inerzia cls esterno considerata		0	%

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE OMOGENEIZZATE (rispetto cls)- Fila Singola			
Tipo di Cls	Malta cementizia C25/30		
Modulo elastico malta	$E_{cls} =$	3,14E+07	kPa
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2,10E+08	kPa
Materiale di omog.	Acciaio S275		
Coefficiente di omog.	$n =$	0,15	
Area omogeneizzata tubo	$A_{tubo,omog} =$	3,54E-02	m ²
Area omogeneizzata cls	$A_{cls,omog} =$	5,63E-02	m ²
Area totale omogeneizzata	$A_{tot} =$	9,17E-02	m ²
Inerzia omogeneizzata tubo	$J_{tubo,omog} =$	1,98E-04	m ⁴
Inerzia omogeneizzata cls	$J_{cls,omog} =$	8,35E-05	m ⁴
Inerzia totale omogeneizzata	$J_{tot} =$	2,81E-04	m ⁴
Interasse	$i =$	1,00	m
Area totale per metro	$A_{tot} =$	9,17E-02	m ² /m
Inerzia totale per metro	$J_{tot} =$	2,81E-04	m ⁴ /m
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE OMOGENEIZZATE (rispetto cls) - TRIPLA FILA – 0% Inerzia			
Inerzia fila 1	$J_1 =$	2,81E-04	m ⁴
Inerzia fila 2	$J_2 =$	2,81E-04	m ⁴
Inerzia fila 3	$J_3 =$	2,81E-04	m ⁴
Interassi file	$i_{12} = i_{23} =$	0,50	m
distanza assi paralleli	$d =$	0,50	m
Area omog. Singola fila	$A_{omog.} =$	9,17E-02	m ²
Inerzia Momento del Trasporto singola fila	$A_{omog.} \times d^2 =$	2,29E-02	m ⁴
% Inerzia Momento del Trasporto		0	%
Inerzia totale per metro	$J_{tot} =$	8,43E-04	m ⁴ /m
Spess. Equiv. Per metro	$S_{eq} =$	0,216	m

Inoltre, con riferimento al grado d'incastro solettone-paratia, viste le condizioni stratigrafiche al contorno (Rilevato antropico di spessore 9.0m), nonché la considerevole luce del solettone e le notevoli differenze inerziali tra quest'ultimo e i micropali, nel modello di calcolo è stata assunta una percentuale d'incastro solettone-paratia, tarata confrontando le sollecitazioni di momento flettente nei micropali, a quota intradosso solettone, risultanti dai seguenti due modelli di calcolo:

- il modello di Paratie Plus nella fase di attivazione del solettone e dei carichi in combinazione caratteristica (Stage 4).

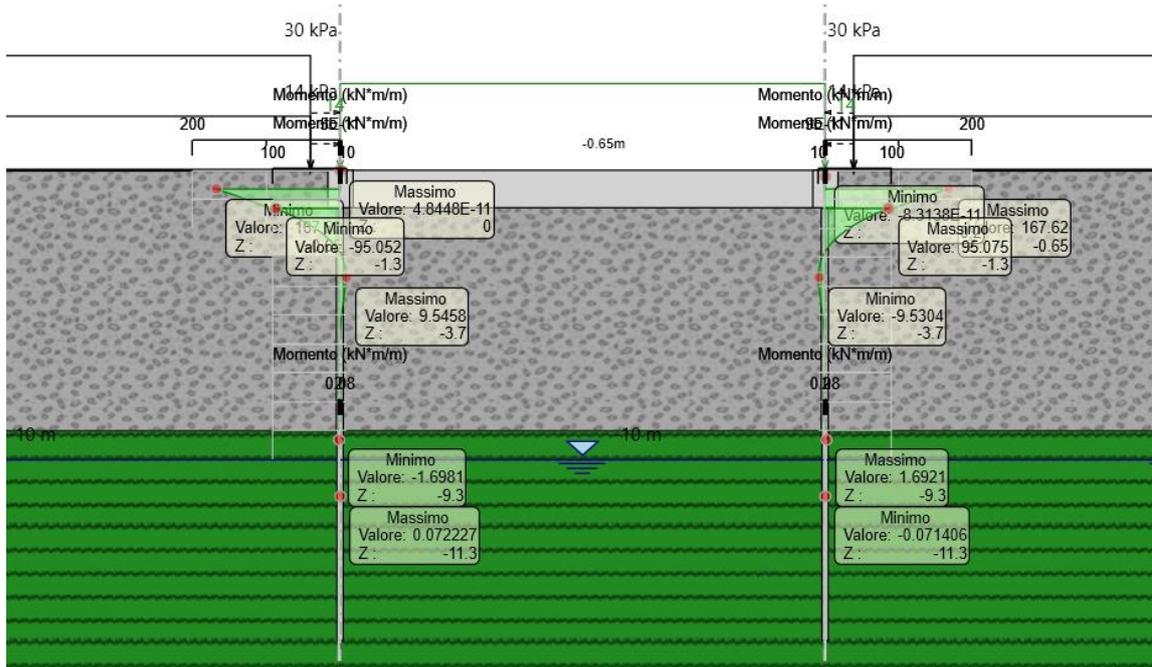


Figura 27 – Momento flettente Paratia di Micropali-Solettone (Stage 4) - Combinazione Nominal

- Il modello tridimensionale FEM solettone-paratia, realizzato con il software Midas Civil 2022, costituito dal solettone di altezza 1.30m e lunghezza 20m, e da due paratie composte da 3 file di micropali $\phi 280$ a interasse 1.0m x 0.50m disposte a quinconce; il modello considerato si sviluppa per 6.5m di larghezza, i micropali risultano vincolati alla traslazione alla base e collegati al solettone attraverso dei rigid-link, i carichi applicati sono relativi al peso proprio (G1), peso del terreno di ricoprimento (G2) e carichi da traffico (Q=14 kPa) in combinazione caratteristica. Di seguito di riporta il modello FEM considerato.

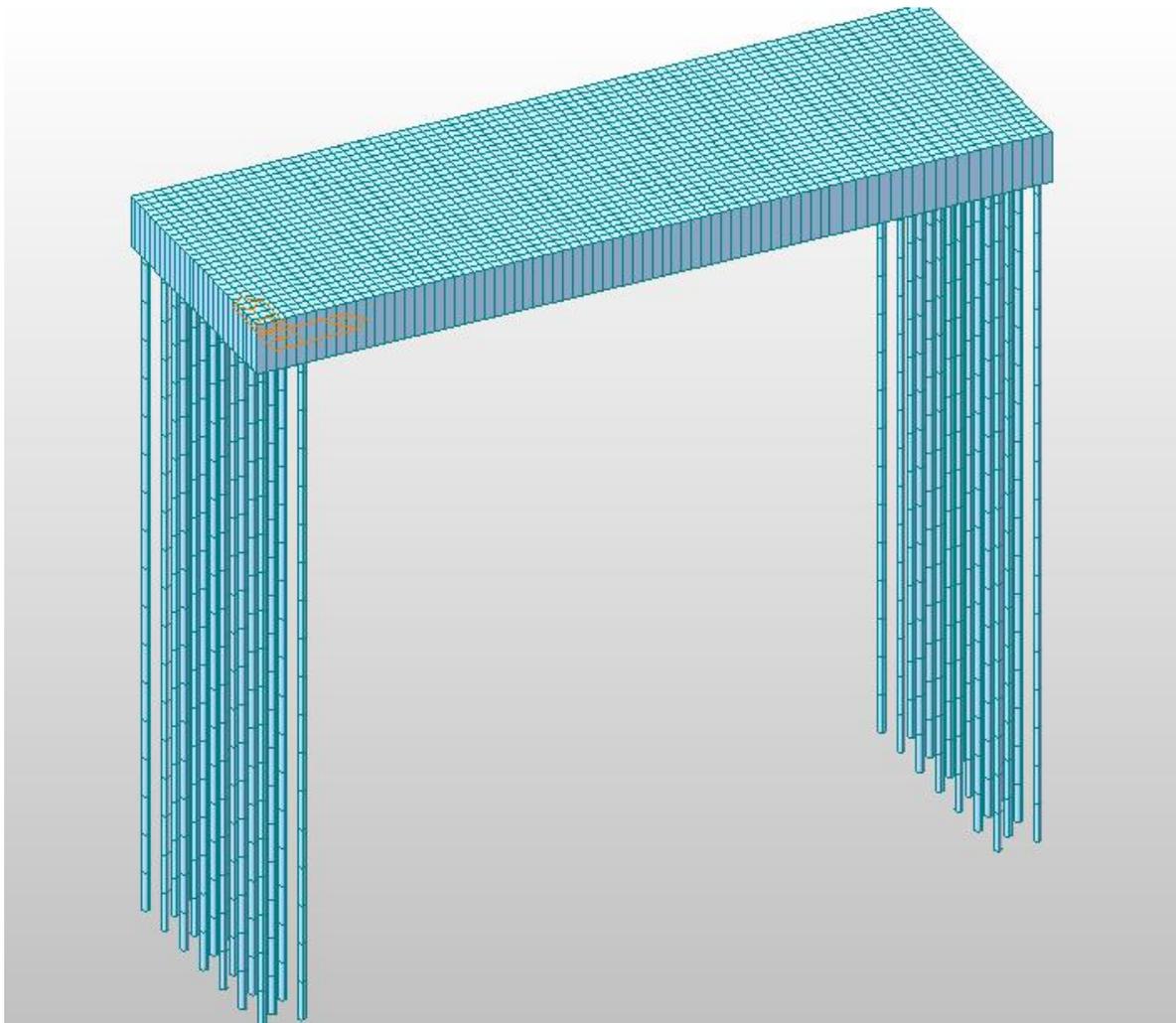


Figura 28 – Modello FEM

Di seguito si riporta il diagramma del momento flettente nel solettone, dal quale si evincono in estremità dei valori prossimi a quelli ottenuti nel modello piano in Paratie Plus (N.B.: nel diagramma sono stati eliminati i valori di picco in corrispondenza dei nodi di incastro).

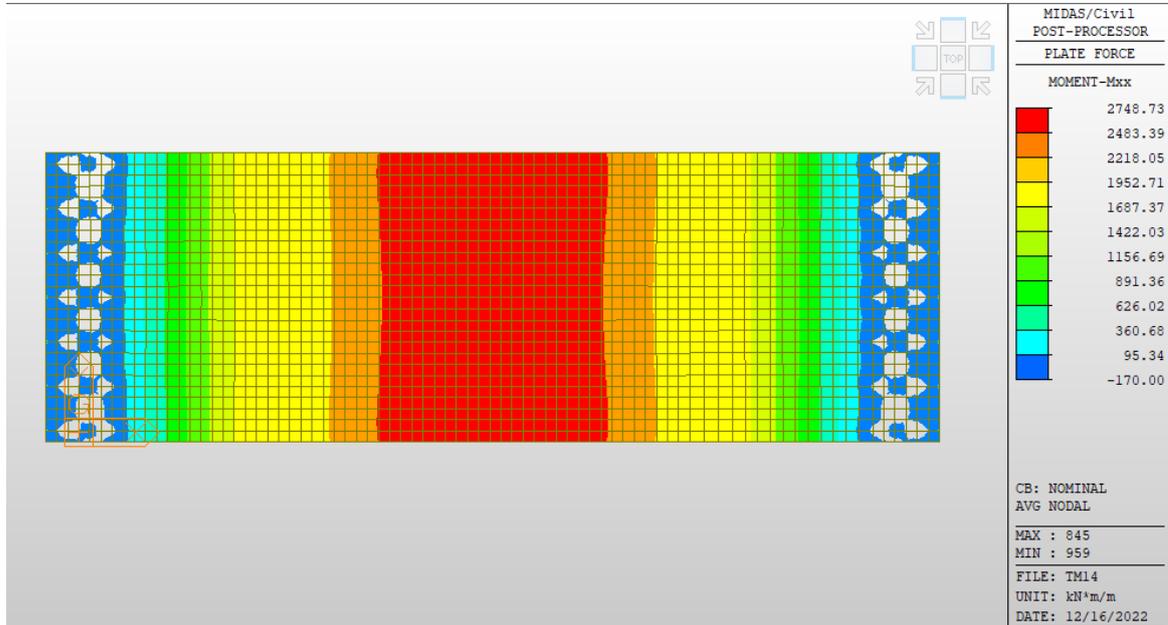


Figura 29 – Momento flettente Solettone - Combinazione Nominal

Nei paragrafi successivi vengono sinteticamente riportati i principali risultati delle verifiche geotecniche e strutturali del modello in esame.

10.2 Fasi di calcolo

Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione tutte le principali fasi operative previste per la realizzazione dell’opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva. Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione, nell’ambito delle analisi effettuate e le immagini delle fasi più significative.

- Stage 1. Condizione geostatica.
- Stage 2. Realizzazione Micropali.
- Stage 3. Esecuzione scavo fino a quota intradosso solettone superiore
- Stage 4. Realizzazione solettone superiore, sistemazione terreno a estradosso solettone (rinterro di spessore medio 1.50m equivalente ad un carico uniforme a tergo delle paratie di 30 kPa) e applicazione carico stradale da 14 kPa.
- Stage 5/6/7. Esecuzione scavo fino a quota massima -12.50 m.

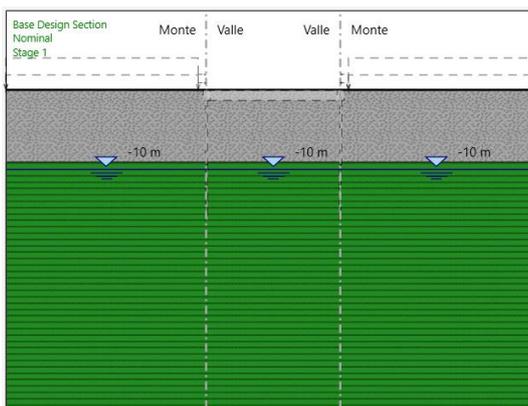


Figura 30 – Stage 1

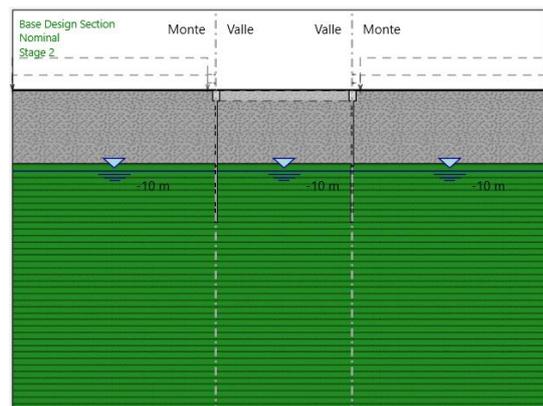


Figura 31 – Stage 2

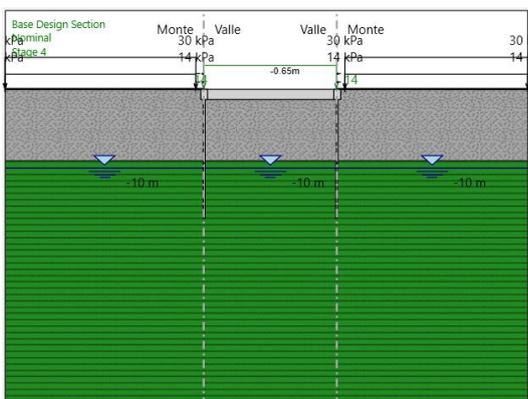


Figura 32 – Stage 4

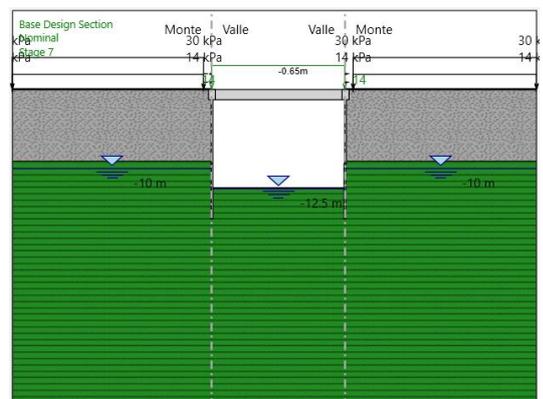


Figura 33 – Stage 7

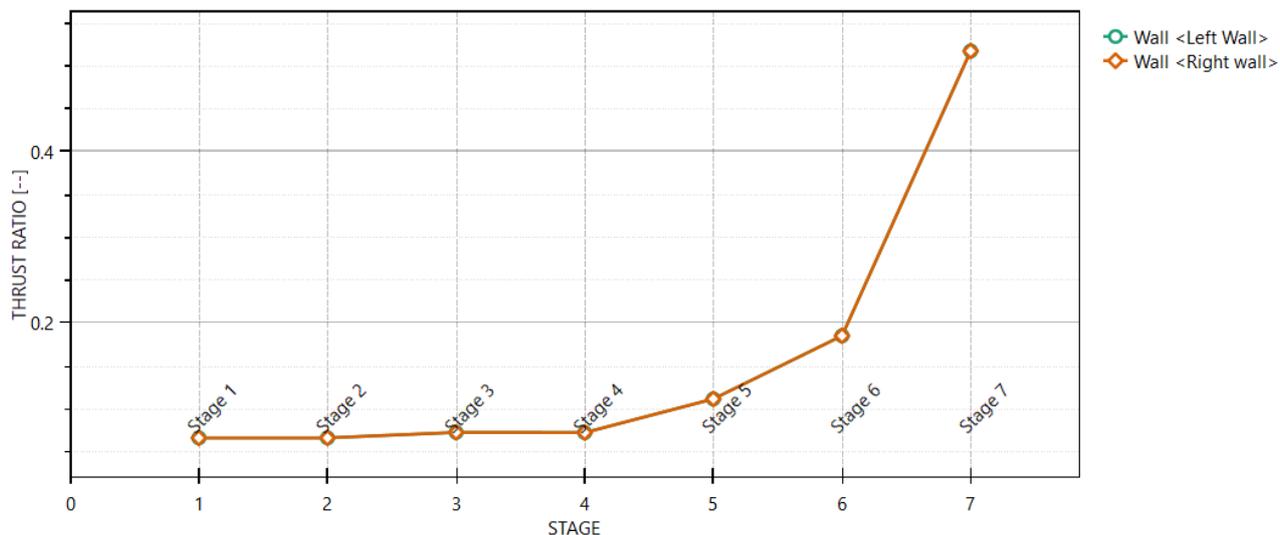
10.3 Risultati delle analisi

10.3.1 Verifica del complesso opera-terreno

La verifica è finalizzata a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di infissione della paratia. A tale scopo, nei prospetti che seguono, sono riportati gli output in termini di deformata dell'opera e percentuale di spinta mobilizzata.

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>



L'andamento riporta i rapporti di mobilitazione in condizione statica GEO. La spinta sollecitante non eguaglia la resistenza passiva di progetto quindi la verifica è soddisfatta con un rapporto di mobilitazione di 0.51.

Gli spostamenti massimi attesi sono di entità tale da consentire il corretto funzionamento dell'opera nella vita utile prevista:

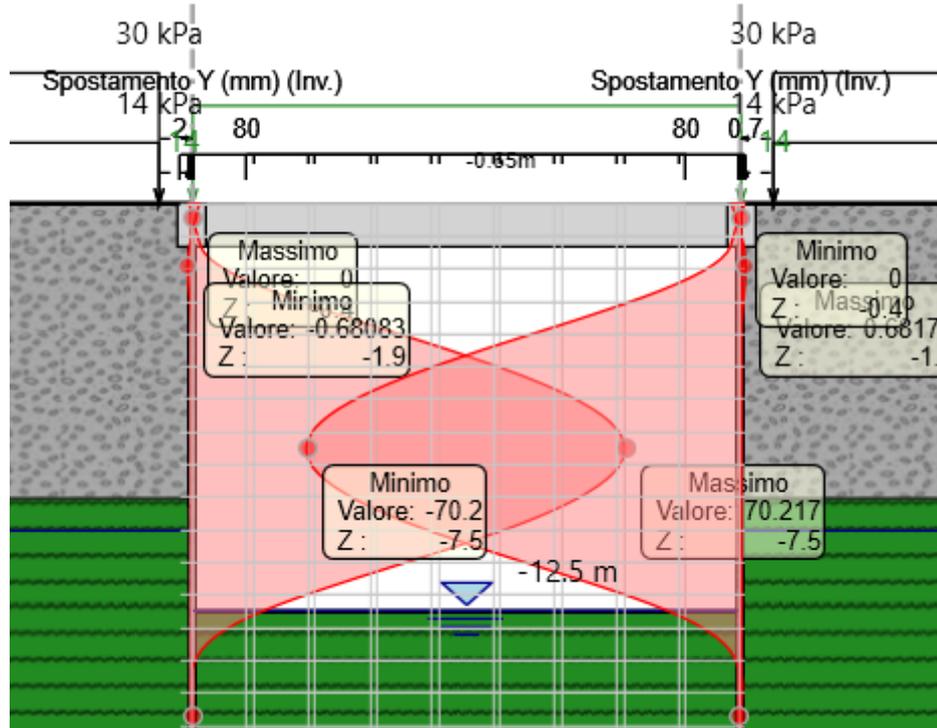


Figura 34: Spostamenti paratia allo SLE (mm)- max 70.2 mm

10.3.2 Sollecitazioni, Sforzi e Deformazioni

Nel seguito del presente paragrafo sono riportati, in forma grafica, i risultati delle Sollecitazioni e degli Sforzi di riferimento per la Verifica dei Pali, e cordoli delle paratie, con riferimento alle Combinazioni di Carico allo SLU.

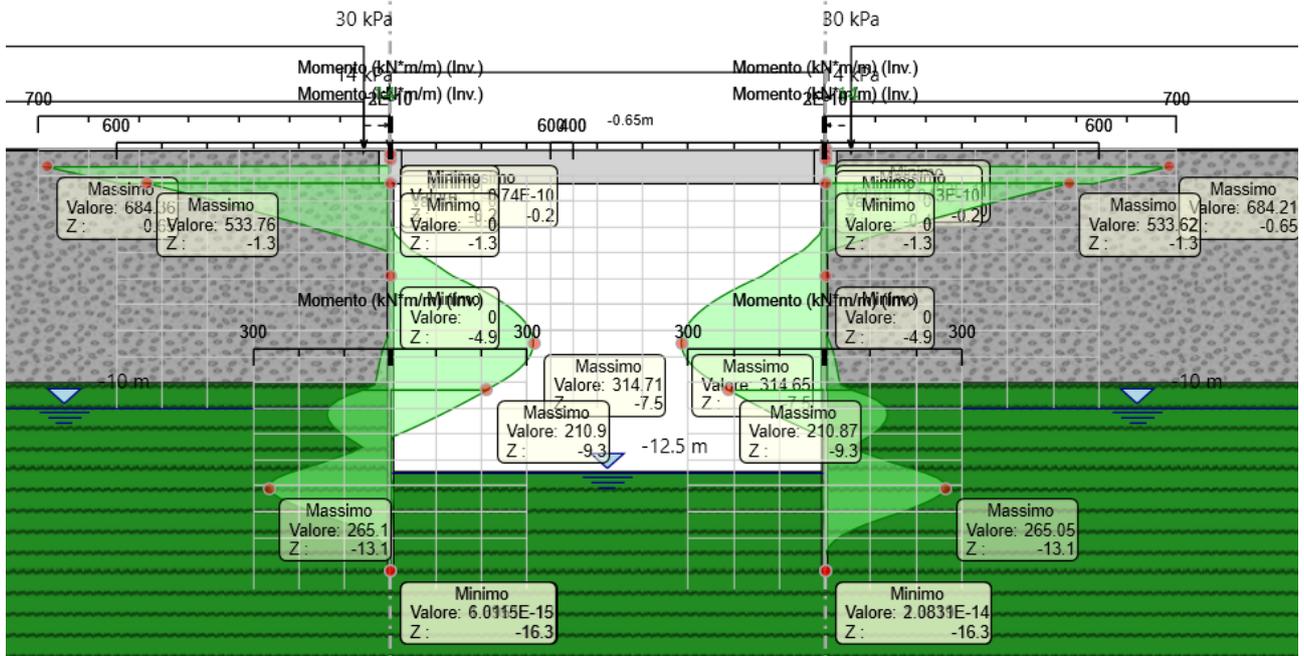


Figura 35: Involuppo momento sollecitante paratia SLU [kNm/m]

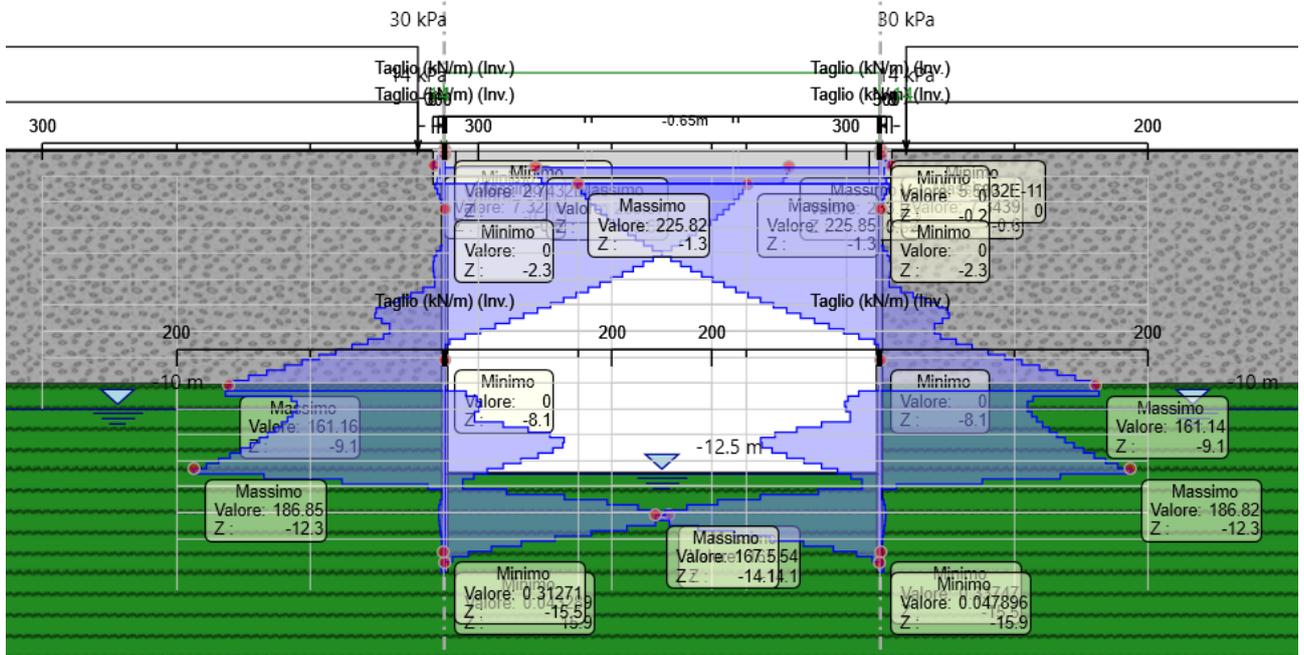


Figura 36: Involuppo Taglio sollecitante paratia SLU [kN/m]

Nel seguito si riporta un riepilogo in forma tabellare delle sollecitazioni massime a metro lineare sulle pareti equivalenti, e a seguire il calcolo delle sollecitazioni agenti sul singolo micropalo:

<i>ELEMENTO</i>	<i>*SOLLECITAZIONI MAX A METRO LINEARE</i>				<i>SOLLECITAZIONI SU SINGOLO PALO</i>		
	<i>COMB.</i>	<i>Mmax [kNm/m]</i>	<i>Vmax [kN/m]</i>	<i>Interasse Fila [m]</i>	<i>n. pali</i>	<i>Mmax [kNm]</i>	<i>Vmax [kN]</i>
<i>Tubo (0-9m)</i>	<i>SLU</i>	<i>534</i>	<i>226</i>	<i>1.0</i>	<i>3</i>	<i>178</i>	<i>75.3</i>
<i>Tubo (9-16m)</i>	<i>SLU</i>	<i>265</i>	<i>192</i>	<i>1.0</i>	<i>3</i>	<i>88.3</i>	<i>64</i>

Le sollecitazioni massime nel caso in esame si ottengono a testa pali. Pertanto sono valutate a quota intradosso solettone superiore.

10.4 Verifica strutturale micropali

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali SLU dei micropali a flessione e a taglio sulla base delle sollecitazioni restituite da paratie plus e riportate nella tabella al paragrafo 10.3.2.

Di seguito le verifiche del tratto di micropali da 0 a 9m (Tubo in Acciaio S355 - $\phi 219.1$ Sp.12.5mm):

SOLLECITAZIONI PER METRO LINEARE			
Paratia	V_{MAX}	$M_{MAX,y}$	$\delta_{max,es}$ [mm]
STR	226,00 kN/m	534,0 kNm/m	

INTERASSE PALI		
int	1,0	[m]
n°pali	3	[-]

SOLLECITAZIONI SU SINGOLO PALO		
COMB.	V_{MAX}	$M_{MAX,y}$
STR1	75,3 kN	178 kNm
VERIFICA	75,3 kN	178 kNm

VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALO			
MATERIALI			
Tipo acciaio		S 355	
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo:	f_{yk}	355	MPa
Valore di rottura dell'acciaio del profilo:	f_{uk}	510	MPa
Modulo di elasticità dell'acciaio:	E	210000	MPa
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio:	G	80769	MPa
COEFFICIENTI PARZIALI			
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza:	γ_{M0}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità:	γ_{M1}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25	
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL PROFILO			
Diametro esterno nominale	D	219,10	[mm]
Spessore nominale	T	12,50	[mm]

Diametro interno nominale	d	194,10	[mm]
Area della sezione trasversale	A	81,13	[cm ²]
Area a taglio	Av	51,65	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	4344,58	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	7,32	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	396,58	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	534,20	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	8689,16	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	793,17	[cm ³]
Coefficiente e	e	0,81	[-]
Diametro	d	219,10	[mm]
Spessore	t	12,50	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	17,53	[-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1		
VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SEZIONE TRASVERSALE			
Resistenza a flessione			
Resistenza a flessione attorno all'asse maggiore:	M _{pl,y,Rd}	180,61	kNm
Verifica a flessione attorno all'asse maggiore:	0,99		
Resistenza a taglio			
Resistenza plastica a taglio:	V _{pl,z,Rd}	1008,20	kN
Verifica a taglio:	0,07		

Di seguito le verifiche del tratto di micropali da 9 a 16m (Tubo in Acciaio S355 - ϕ 193,7 Sp.8mm):

SOLLECITAZIONI PER METRO LINEARE			
Paratia	V_{MAX}	$M_{MAX,y}$	$\delta_{max,es}$ [mm]
STR	192,00 kN/m	265,0 kNm/m	

INTERASSE PALI		
int	1,0	[m]
n°pali	3	[-]

SOLLECITAZIONI SU SINGOLO PALO		
COMB.	V_{MAX}	$M_{MAX,y}$
STR1	64,0 kN	88,3 kNm
VERIFICA	64,0 kN	88,3 kNm

VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALO			
MATERIALI			
Tipo acciaio		S 355	
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo:	f_{yk}	355	MPa
Valore di rottura dell'acciaio del profilo:	f_{uk}	510	MPa
Modulo di elasticità dell'acciaio:	E	210000	MPa
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio:	G	80769	MPa
COEFFICIENTI PARZIALI			
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza:	γ_{M0}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità:	γ_{M1}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25	
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL PROFILO			
Diametro esterno nominale	D	219,10	[mm]
Spessore nominale	T	8,00	[mm]
Diametro interno nominale	d	203,10	[mm]
Area della sezione trasversale	A	53,06	[cm ²]
Area a taglio	A_v	33,78	[cm ²]

Momento d'inerzia	I	2959,63	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	7,47	[cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	270,16	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	356,68	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	5919,27	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	540,33	[cm ³]
Coefficiente e	e	0,81	[-]
Diametro	d	219,10	[mm]
Spessore	t	8,00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	27,39	[-]
Classificazione della sezione	CLASSE 1		
VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SEZIONE TRASVERSALE			
Resistenza a flessione			
Resistenza a flessione attorno all'asse maggiore:	M _{pl,y,Rd}	120,59	kNm
Verifica a flessione attorno all'asse maggiore:	0,73		
Resistenza a taglio			
Resistenza plastica a taglio:	V _{pl,z,Rd}	659,31	kN
Verifica a taglio:	0,10		

Le verifiche sono dunque soddisfatte (tassi di sfruttamento inferiori all'unità).

10.5 Verifica di capacità portante verticale dei micropali

Per la verifica di capacità portante dei micropali, in termini di azioni, è stata considerata la sollecitazione di taglio nel solettone in combinazione SLU estesa ad un'interassa di 1,00m (850 kN/m), e a questa è stato sommato il peso di n. 3 micropali (micropali disposti a quinconce nell'interasse di 1,00m), quest'ultimo è stato amplificato del coefficiente 1.3 (A1) al fine di considerare la combinazione SLU $((16m * 0.049m^2 * 25kN/m^3 * 3 * 1.3)_{cls} + (16 * 0.00577m^2 * 77kN/m^3 * 3 * 1.3)_{acciaio})$. In termini di resistenza offerta dai n.3 micropali (N_m), cautelativamente è stata considerata la resistenza laterale offerta dalla sola parte infissa nel terreno al di sotto della quota di scavo massimo, ottenuta considerando un substrato costituito da rocce (Unità SR/SB) per il quale si ricava un valore $\alpha * \tau_{lim} = 280KPa$, inoltre, è stato trascurato il contributo alla base. Di seguito si riporta la verifica di capacità portante verticale sulla base di quanto suddetto.

$$N = 955 \text{ kN}$$

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,45	1,60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,15	1,25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25	
DM88			<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,15	1,25

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	DM88	prog.					
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,25 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 3,50 (m)

$$Q_l = N_m * \pi * D * \frac{\alpha \tau_{lim}}{\xi * \gamma_s} * L = 1180,52 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza $FS = \frac{Q_l}{N} = 1,23$.

10.6 Verifiche strutturali solettone di copertura

Per il solettone di copertura si è considerato lo schema statico di una trave semi-incastata ai due estremi soggetta ad un carico uniforme distribuito pari al peso proprio, peso del terreno di ricoprimento di spessore assunto pari a 1.50m, e ad un carico uniforme equivalente al traffico veicolare determinato nel modo seguente:

I carichi da traffico considerati sono riconducibili allo Schema di Carico 1 definito dalla normativa vigente al paragrafo 5.1.3.3.3. Tale schema è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem Q_{ik} , applicati su un'impronta di pneumatico di forma quadrata e lato 40 cm, e da carichi uniformemente distribuiti q_{ik} .

Lo schema viene riproposto per tutte le corsie di carico, che la normativa prescrive di larghezza convenzionale di 3 m e di numero tale da ricoprire l'intera larghezza della superficie carrabile dell'impalcato, come indicato al paragrafo 5.1.3.3.5 delle NTC 2018. Per un numero massimo di 3 corsie si applicano le linee di carico costituite carichi concentrati Q_{ik} e distribuiti q_{ik} , con i da 1 a 3, secondo lo schema riportato in figura:

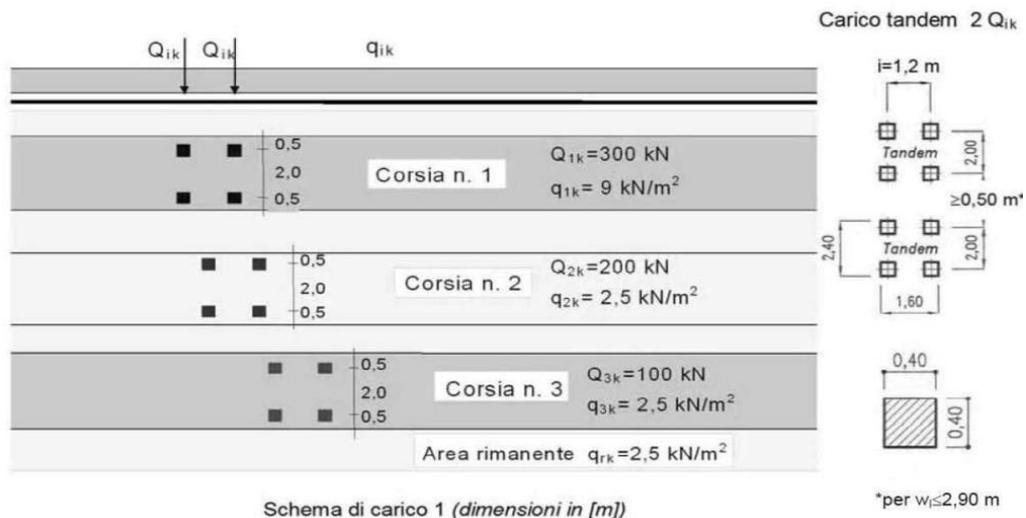


Figura 37: Carichi da traffico - Schema di carico 1

L'area rimanente della larghezza di superficie carrabile di impalcato è soggetta ad un carico distribuito q_{rk} .

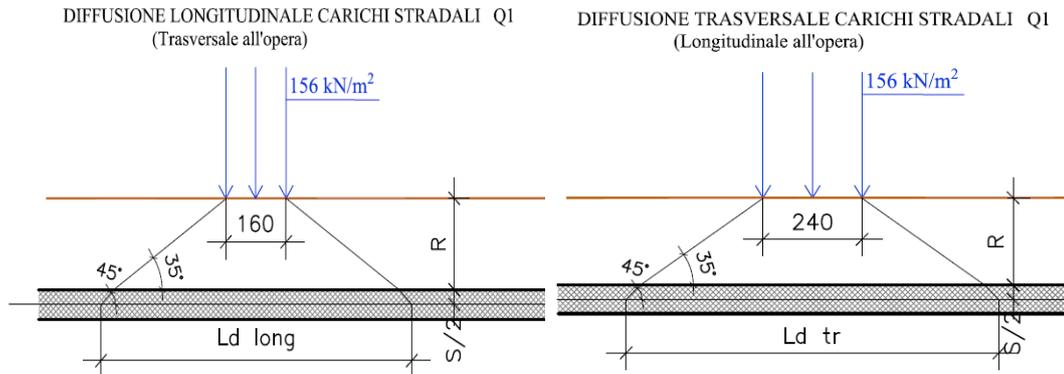
L'intensità dei carichi per le diverse corsie è riportato nella figura seguente.

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 38: Carichi da traffico – Intensità dei carichi per le diverse corsie

Ai fini delle analisi, si è assunto di trasformare i carichi concentrati in un carico distribuito equivalente considerando una distribuzione a 35° nel rilevato stradale e a 45° nella soletta.



Nel caso in esame le verifiche sono condotte per l'opera TM14 avente un solettone di luce netta pari a 18,50m. Le verifiche sono state effettuate considerando uno strato di ricoprimento (Rilevato Stradale) pari a 1.50 m.

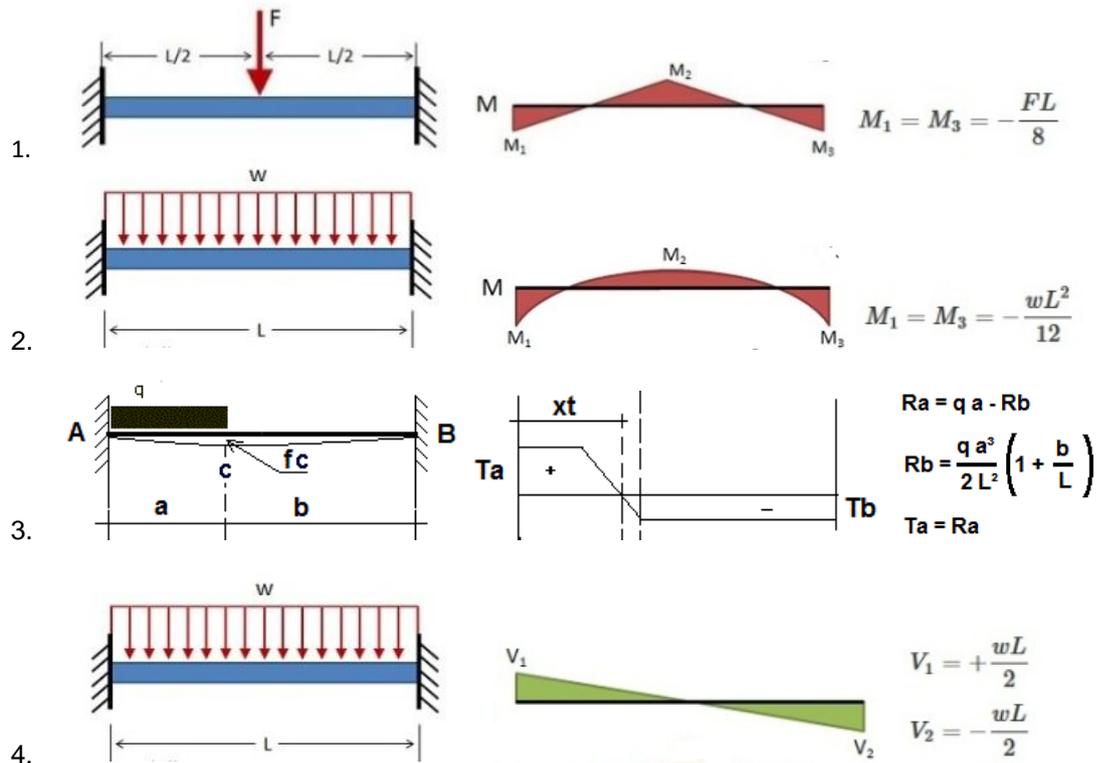
L'asse viario risulta trasversale alla sezione di progetto del sottovia, pertanto dal suddetto schema di figura 14 si prende in considerazione la condizione più gravosa di sovrapposizione dei carichi delle tre corsie.

sovraccarico stradale h=1,50m													
	q1k	Q1k	n assi	interasse	base	distribuito equivalente	altezza rilevato	spessore trasverso	angolo di diffusione rilevato	angolo di diffusione trasverso	lunghezza di diffusione trasv.	lunghezza di diffusione long.	QvK
	[KN/m]	[KN]	[-]	[m]	[m]	[KN/m]	[m]	[m]	[°]	[°]	[m]	[m]	[KN/m]
corsia 1	9	300	2	1,6	2,4	156,25	1,5	1,3	35	45	5,80	5,00	20,68
corsia 2	2,5	200	2	1,6	2,4	104,17	1,5	1,3	35	45	5,80	5,00	13,79

34,47

Schema di diffusione in soletta dei carichi Q

Si specifica che il software di calcolo PARATIEPLUS non consente di caricare il solettone di copertura con due carichi distribuiti distinti, pertanto è stato considerato un unico carico distribuito su tutto il solettone, valutato considerando l'equivalenza tra gli schemi 1-2 al fine di massimizzare il momento flettente in mezzeria, e gli schemi 3-4 al fine di massimizzare il taglio nel nodo:



dove:

SCHEMA 1-2

$$F = (Q_{vk}) * L_{diff. longit.} = 172,4 \text{ kN}$$

Imponendo l'uguaglianza dei momenti all'incastro si ha:

$$\frac{FL}{8} = \frac{wL^2}{12} \rightarrow w = \frac{3F}{2L} = \frac{3}{2} * \frac{172,4}{16,70} = 15,5 \text{ kN/m}$$

SCHEMA 3-4

$$q = Q_{v,k} = 34,5 \text{ kN/m}$$

$$a = L_{diff. longit.} = 5,00\text{m}$$

Imponendo l'uguaglianza dei tagli all'incastro (A) si ha:

$$qa - \frac{qa^3}{2L^2} \left(1 + \frac{b}{L}\right) = \frac{wL}{2} \rightarrow w = 19,1 \text{ kN/m}$$

Nel modello di calcolo di Paratie Plus, cautelativamente al fine di massimizzare le sollecitazioni nei differenti elementi strutturali, tale carico è stato applicato sia sul solettone che sul rilevato di terreno adiacente, con il valore di 20 kPa. Inoltre, al fine di avere un quadro completo di confronto, sono state valutate manualmente le sollecitazioni di Momento flettente e Taglio sul solettone considerando uno schema di SEMI-INCASTRO.

Tutti gli schemi risultano soggetti ad un carico uniformemente distribuito pari al peso proprio, al peso del terreno di ricoprimento di spessore medio 1,50m e ad un carico da traffico equivalente di circa 20kN/m in ParatiePlus e 15,5 kN/m o 19,1 kN/m negli schemi di Semi-Incastro/Incastro (schema 1-2 e schema 3-4).

Pertanto cautelativamente le azioni agenti sul solettone di copertura, sono pari a:

SCHEMA 1-2

q=	29	kN/m	(peso pacchetto pavimentazione stradale e massetto delle pendenze---“G2”)
q=	32,5	kN/m	(peso proprio solettone----“G1”)
q ₁₋₂ =	15,5	kN/m	(carico da traffico equivalente---"Q1")

SCHEMA 3-4

q=	29	kN/m	(peso pacchetto pavimentazione stradale e massetto delle pendenze---“G2”)
q=	32,5	kN/m	(peso proprio solettone----“G1”)
q ₃₋₄ =	19,1	kN/m	(carico da traffico equivalente---"Q1")

M,estremità (Momento incastro solettone $ql^2/12$) – SCHEMA INCASTRO

M,campata: (Momento in campata solettone $ql^2/10$) – SCHEMA SEMI-INCASTRO

T,estremità: (Taglio incastro solettone $ql/2$) – SCHEMA INCASTRO

Dove: L : Luce netta solettone = 16.70 m (valutata in direzione parallela all'asse strada)

I coefficienti di combinazione utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni sono quelli riportati nella tabella seguente:

COEFFICIENTI	SLErara	STR
γ_{G1}	1	1.3
γ_{G2}	1	1.5
γ_Q	1	1.35

Dal confronto tra le sollecitazioni di taglio e momento calcolate nei vari schemi, sono risultate più gravose quelle valutate con il software Paratieplus. Pertanto, di seguito si riportano le Armature di progetto, le sollecitazioni ottenute dal modello in Paratie Plus e le verifiche.

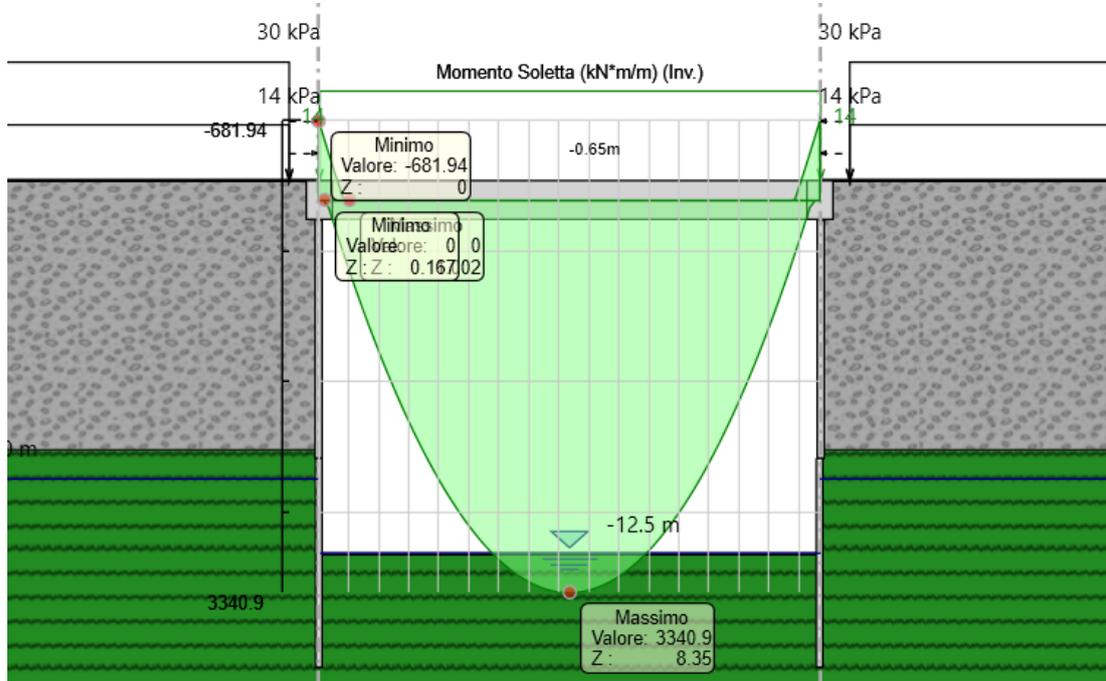


Figura 39: Inviluppo momento sollecitante solettone SLU [kNm/m]

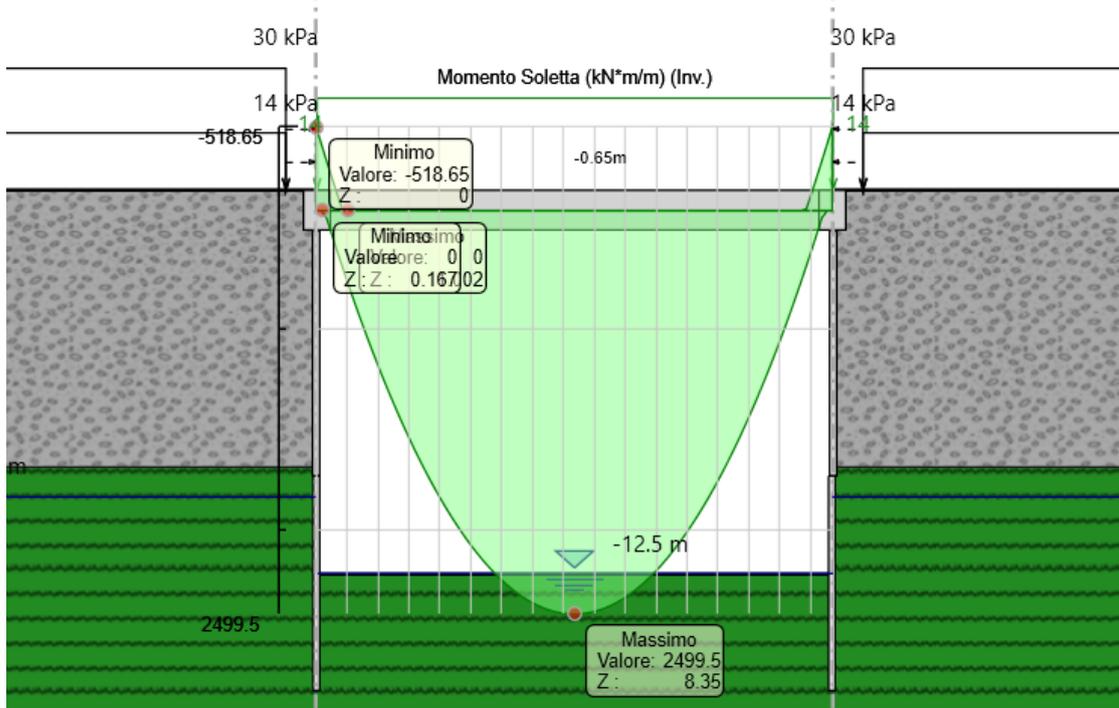


Figura 40: Inviluppo momento sollecitante solettone SLE [kNm/m]

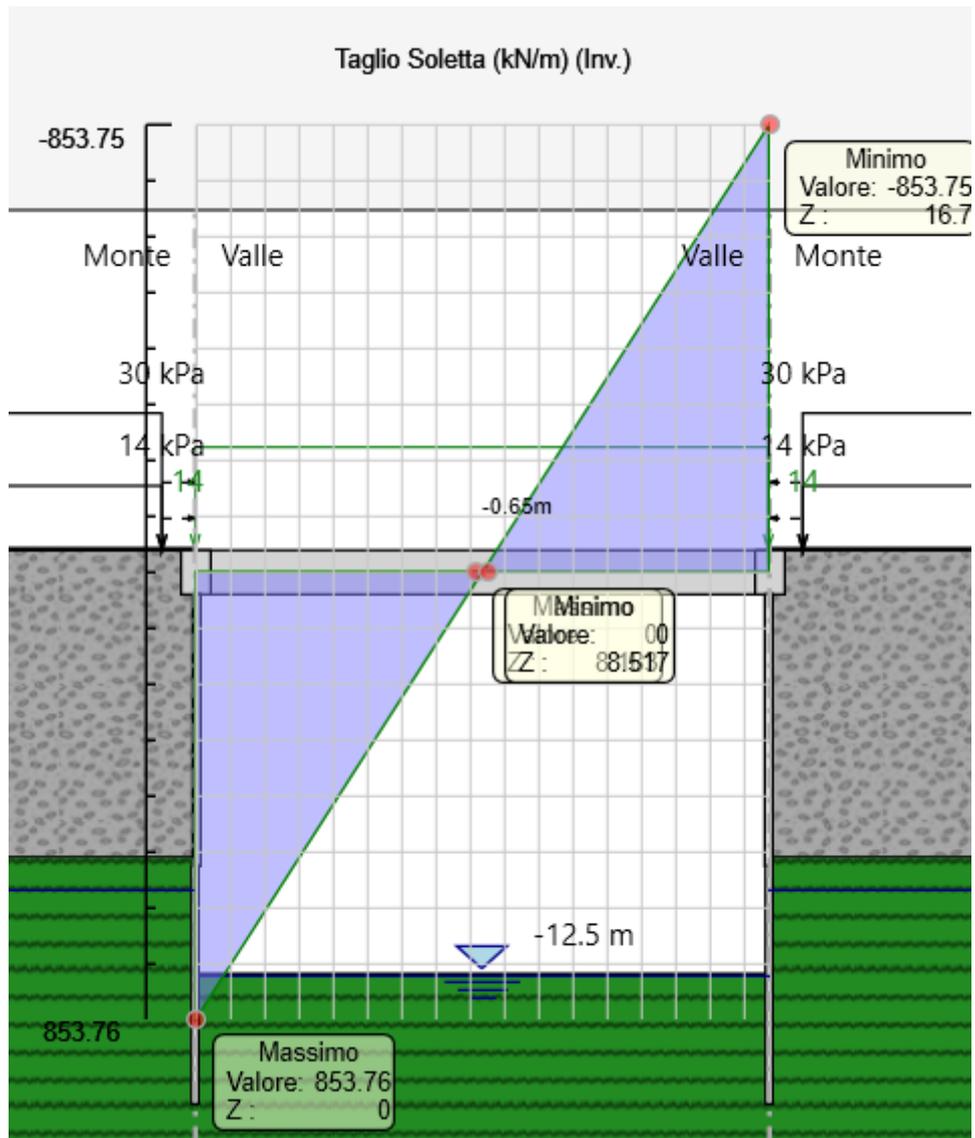


Figura 41: Involuppo Taglio sollecitante solettone SLU [kN/m]

Armatura (sezione di estremità)

Superiore	φ26/20
Inferiore	Φ30/20
Trasversale	φ12/20x40cm

Armatura (in campata)

Superiore	φ22/20
Inferiore	Φ30/10+ Φ30/20
Trasversale	φ12/40x40

VERIFICHE SLU				
SEZIONE	Mmax	Vmax	C.S. (TRd/ TE _d)	C.S (MRd/ Med)
	[kN*m]	[kN]	[-]	[-]
Estremità	682	931	1.37	1.75
Campata	3340	0	-	1.36
VERIFICHE SLE				
SEZIONE	Mmax	W _{lim}	W _k	Verifica (W _k < W _{lim})
	[kN*m]	[mm]	[mm]	[-]
Campata	2500	0,20	0,19	OK

Le verifiche sono soddisfatte.

10.7 Verifiche locali cordolo porta barriere per azioni d’urto

In questo paragrafo sono riportati i risultati ottenuti dalle verifiche locali dei cordoli che ospitano le barriere di sicurezza. Il carico di progetto come definito al paragrafo 8.4 è costituito dalla forza orizzontale di plasticizzazione della barriera pari a $F= 79.5\text{kN}$, applicata alla quota di 1,0 m sopra il piano di marcia e 100 mm sotto la sommità della barriera.

Nel caso in esame si assume che la forza agisca ad una distanza $d= 1.00$ m dalla base della barriera.

Il cordolo presenta una larghezza pari a 0.70m e uno spessore di 0.50m. Si dispongono staffe $\Phi 12/20$.

La funzione di tali staffe è duplice:

- Equilibrare l’azione orizzontale F ;
- Equilibrare la trazione dei tirafondi della barriera nel meccanismo di pull out.

Per il punto 1. Il cono di rottura che determina il numero di staffe resistenti si determina secondo quanto riportato nella figura seguente, ipotizzando una diffusione a 45° della sollecitazione agente a partire dalla posizione dei tirafondi tesi. Si considera una larghezza della piastra di 0.30m posizionata a 0.10m dal bordo del muro. La forza orizzontale F è equilibrata dalle barre $\Phi 12/20$ che sono sempre presenti all’interno del cono di rottura evidenziato nella seguente figura.

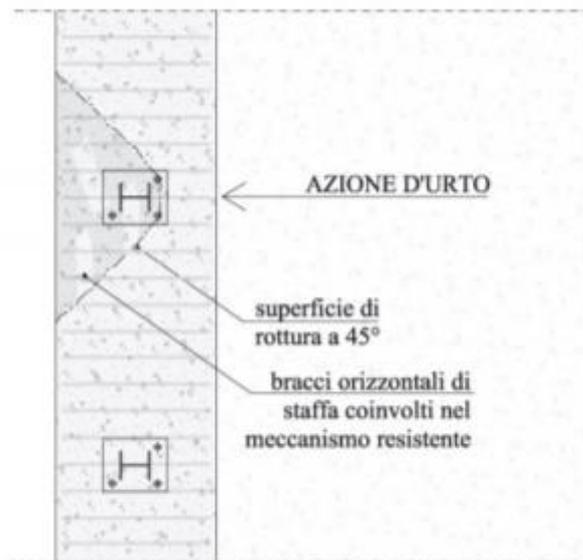


Figura 42 – cono di diffusione verifica staffe orizzontali

In dettaglio la forza orizzontale rappresenta l’azione di urto, che è pari a $F=79.5$ kN.

Le barre $\Phi 12/20$ oppongono una resistenza a tale forza espressa dalla seguente relazione:

$$F_R = n \cdot \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_d}$$

Dove A_s è l’area della staffa e n è il numero di bracci presenti nel cono di diffusione.

Nel caso in esame è stata assunta, in maniera cautelativa, come base del cono di rottura la larghezza della piastra pari a 0.3m che permette di individuare in una larghezza collaborante pari a 0.90m, 4 ferri e 8 bracci.

Conseguentemente si ha:

verifica delle staffe orizzontali				
L. collaborante	n. orizzontali	Fsd	Frd	FS
[m]		[KN]	[KN]	
0,90	8	79,53	354,0	4,45

Tabella 9: verifica delle staffe orizzontali

La verifica risulta soddisfatta.

Per il punto 2. Il cono di rottura che determina il numero di staffe e quindi di bracci verticali resistenti si determina secondo quanto riportato nella seguente figura, ipotizzando una diffusione a 45° a partire dall’interasse dei tirafondi tesi. La trazione agente nei tirafondi è equilibrata dai bracci verticali delle staffe e da eventuali legature.

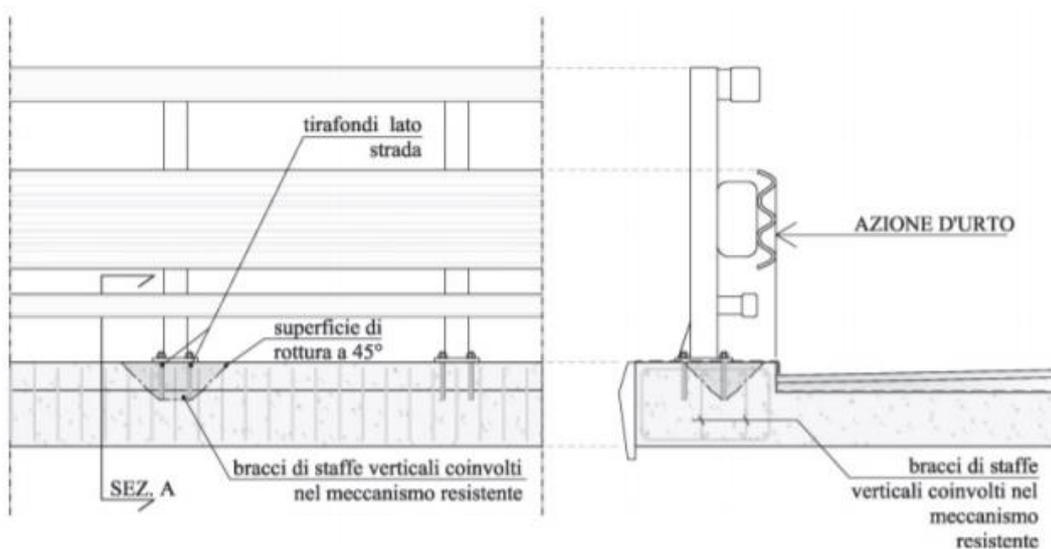


Figura 43: cono di diffusione verifica staffe verticali

Ipotizzando un braccio di leva delle forze interne della piastra di base della barriera pari a $l = 0.22$ m e un'altezza h della barriera sopra tale piastra di 1 m, si stima T_d come:

$$T_d = \frac{N \cdot h}{l}$$

Si dispongono delle staffe $\Phi 12/20$. Ipotizzando una lunghezza dei tirafondi di almeno 19 cm (nonché l'interasse tra i due tirafondi tesi di 0.22 m), risulta una lunghezza di diffusione trasversale pari a 0.38m e longitudinale di 0.6m. I bracci verticali compresi nel cono di diffusione sono 3.

Nel calcolare la resistenza delle staffe verticali si considera anche il contributo dei ferri longitudinali $\Phi 16/20$ del paramento che sono accoppiati alle staffe.

Pertanto si calcola la trazione resistente pari a:

$$T_r = n \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

verifica delle staffe verticali					
Ltrasv	Blong	n. vert.	Td	Tr	FS
	[m]	n. ferri	[KN]	[KN]	
0,38	0,6	3	361,48	368,80	1,02

Tabella 10: verifica delle staffe verticali

La verifica risulta soddisfatta.

11 ANALISI E VERIFICHE PARATIE “MURI D’IMBOCCO”

11.1 Tipologico A

11.1.1 Modello di calcolo

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

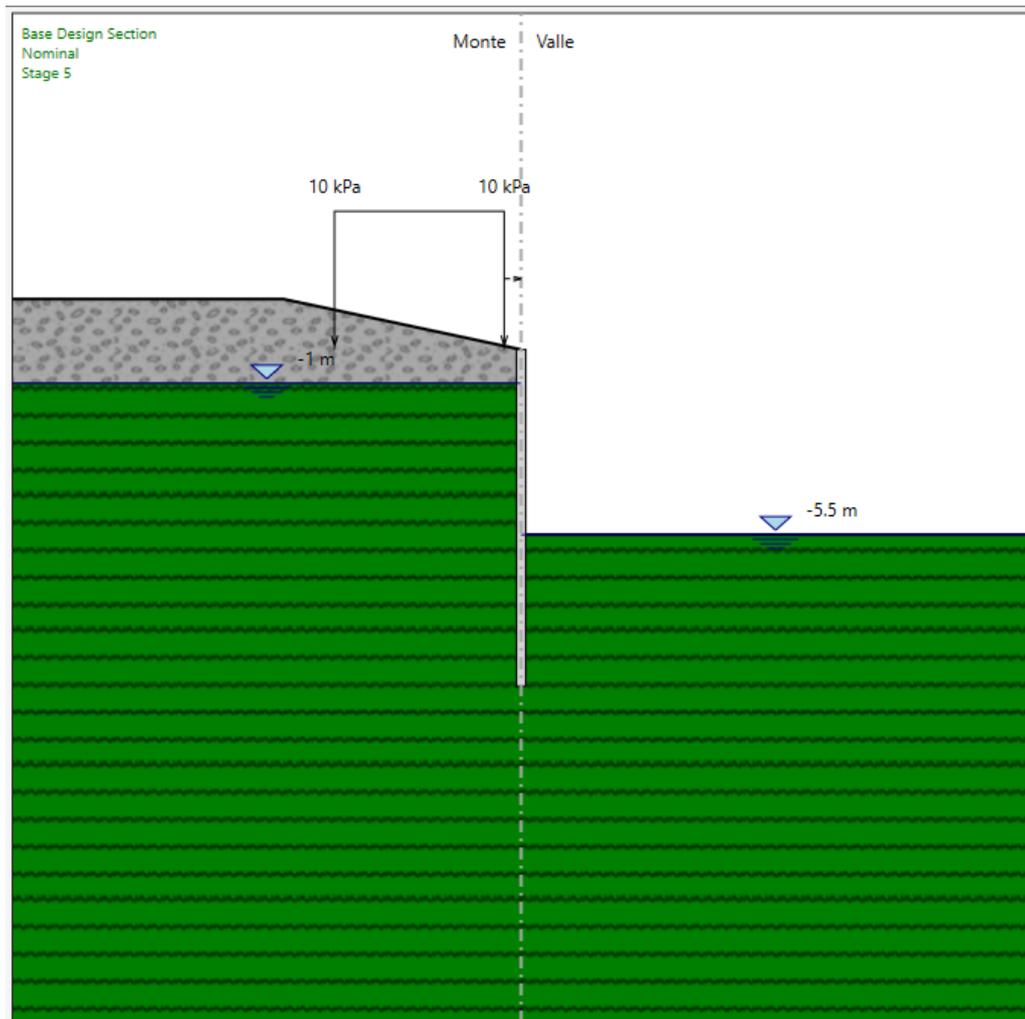


Figura 44 – Modello Paratia (Fase finale)

Il modello stratigrafico considerato ed il livello di falda sono quelli descritti al precedente §4.3, in particolare, cautelativamente nel modello di calcolo è stato considerato un livello di falda a monte maggiore di quello a valle, si specifica che durante le fasi di scavo si provvederà all’emungimento di acqua a valle e, pertanto, il livello di falda si abbasserà progressivamente anche a monte, a tal fine si specifica che vista la natura rocciosa dei terreni interagenti con l’opera, nei paragrafi successivi non verranno riportate le analisi di filtrazione e le verifiche idrauliche del fondo scavo, in quanto tali terreni non risultano suscettibili a problemi d’instabilità per sifonamento/sollevarimento. Inoltre si considera un carico uniformemente distribuito pari a 10 kPa per la presenza dei mezzi di cantiere.

Nel seguito si riportano le caratteristiche geometriche del modello di calcolo:

MODELLO DI CALCOLO	
Tipologia struttura di sostegno	Micropali $\phi 280$ interasse 0.35 m
Lunghezza Micropali	$L_{\text{palo}} = 10$ m
Altezza di scavo max	$H = 5.50$ m

Tabella – Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Nei paragrafi successivi vengono sinteticamente riportati i principali risultati delle verifiche geotecniche e strutturali del modello in esame. Nella seguente tabella sono riportate le armature previste in progetto:

Elemento	Diametro (mm)	Interasse (m)	Lunghezza (m)	Armature
Micropali	$\Phi 280$	0,35	10,00	Tubolare S355 $\phi 193.7$ mm sp. 10 mm

Inoltre, per comodità viene riproposta una tabella con le proprietà stratigrafiche utilizzate per il modello:

Figura 45: Stratigrafia e proprietà del terreno.

	Terreni	γ_{SAT} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ³]
	Ra Sabbia/Ghiaia	19	0	35	$E_{vc} = 60000$ $E_{ur} = 96000$
	SR Sabbia/Ghiaia	24.5	40	40	$E_{vc} = 200000$ $E_{ur} = 600000$

Per tutti gli altri dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

11.1.2 Spostamenti orizzontali e cedimenti

Il massimo spostamento orizzontale per la paratia si ottiene a quota 0 m nell'ultima fase di scavo (quota scavo -5.50m), e risulta pari a circa **56.21 mm**.

Gli spostamenti orizzontali risultano quindi compatibili con l'esercizio dell'opera.

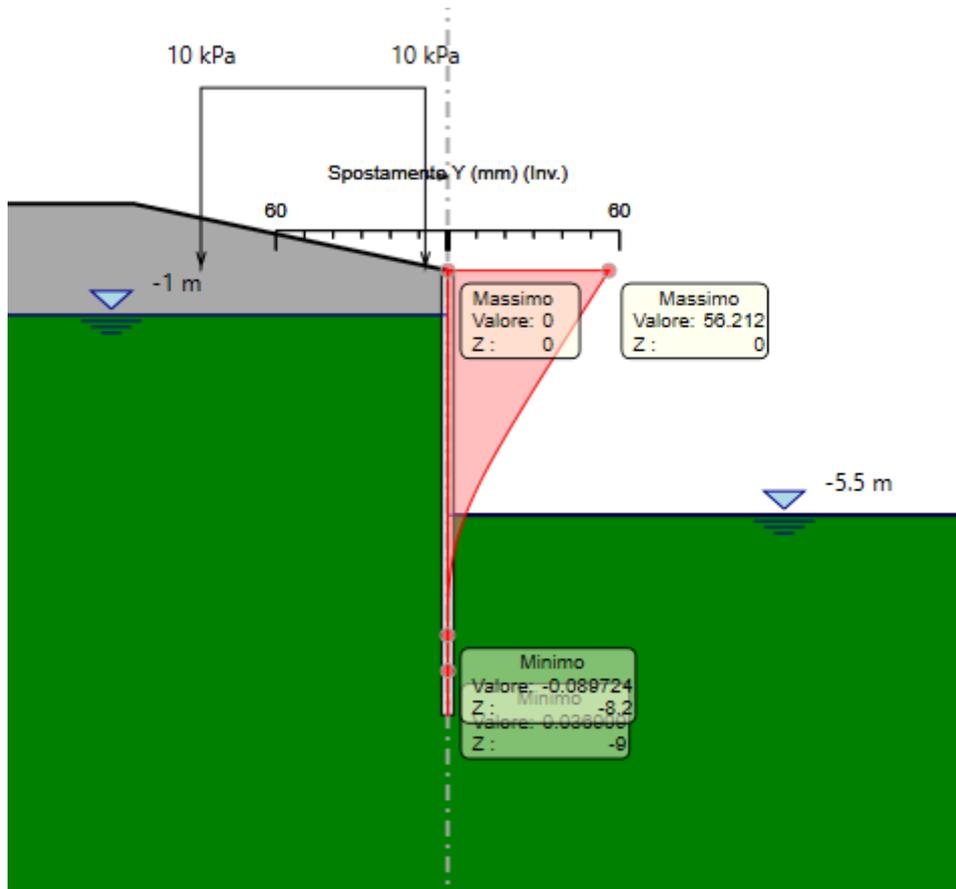


Figura 46: Inviluppo Spostamenti SLE

11.1.3 Sollecitazioni: Momento flettente e Taglio

Il massimo momento che si ottiene sulla paratia di Micropali si manifesta a quota -6.0 m e risulta pari a **171.69 kNm/m**.

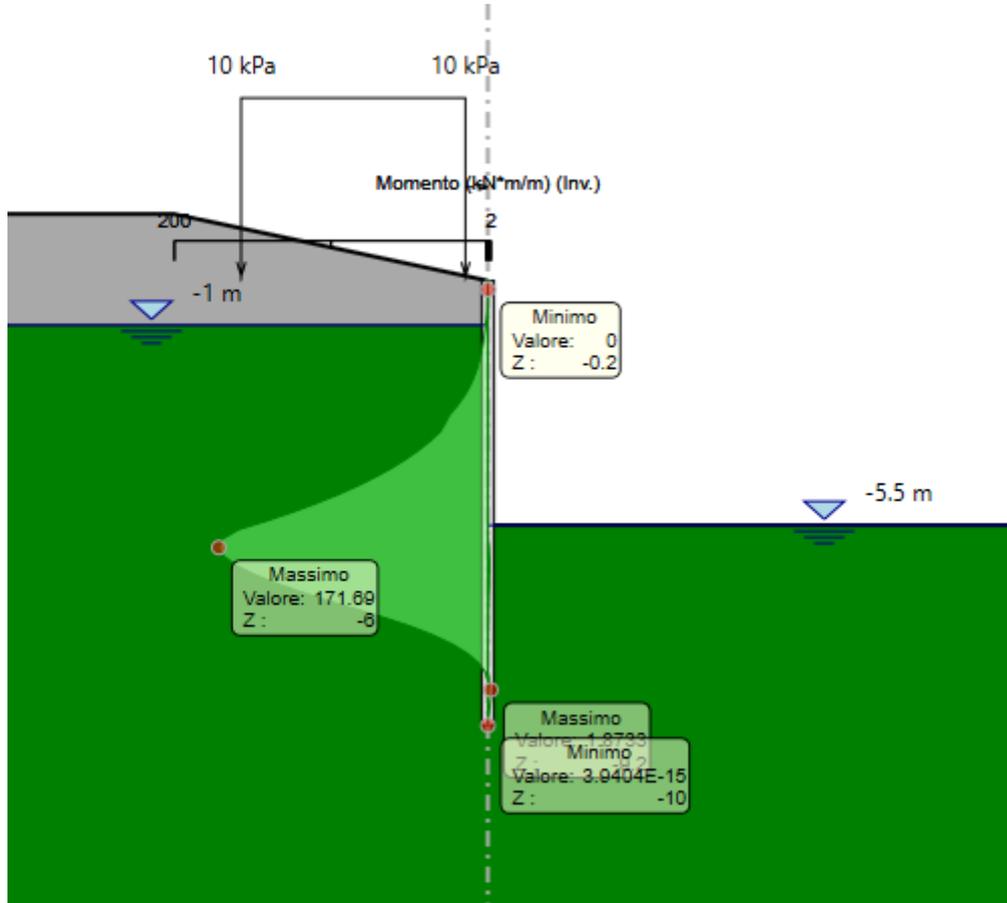


Figura 47: Involuppo Momento Flettente Condizioni Statiche

Il massimo taglio che si ottiene sulla paratia di Micropali si manifesta a quota -7.2 m e risulta pari a **95.43 kN/m**.

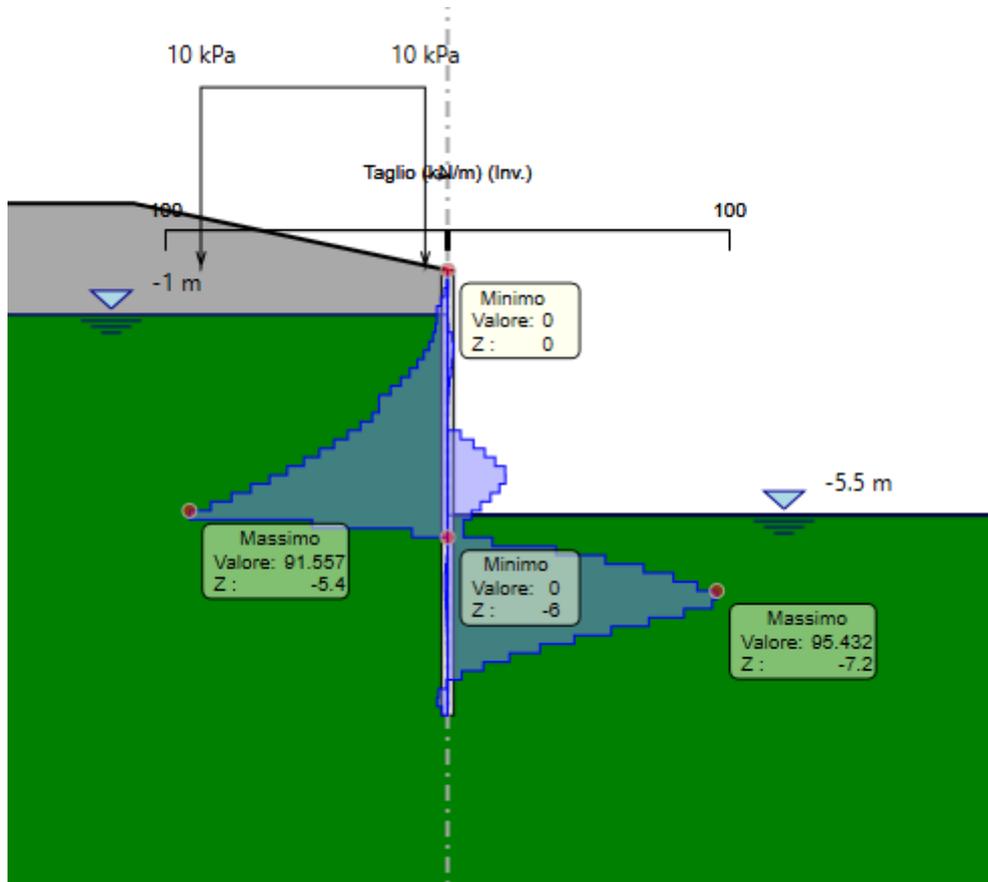


Figura 48: Involuppo Taglio Condizioni Statiche

11.1.4 Verifiche geotecniche

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è pari a **0,21**.

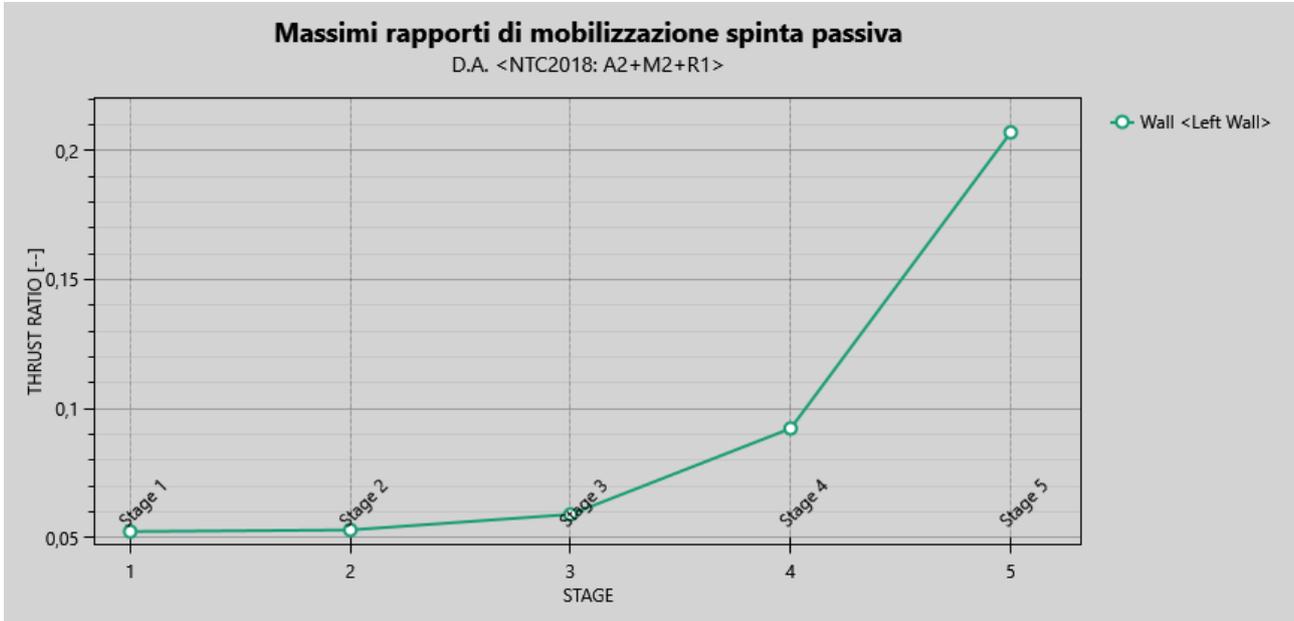


Figura 49: Massimi rapporti di mobilitazione della spinta passiva combinazione A2+M2+R1

11.1.5 Verifiche strutturali micropali

Il massimo coefficiente di sfruttamento a flessione che si ottiene per le paratie risulta pari a **0.53**.

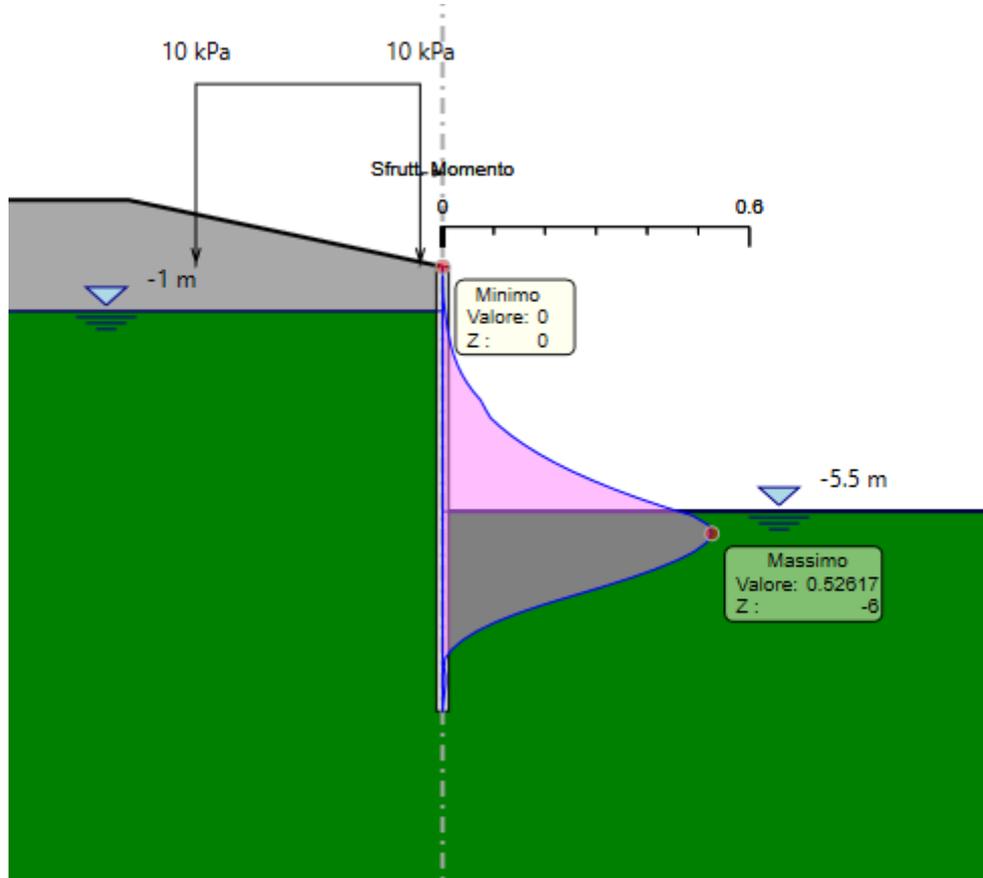


Figura 50: Involuppo coefficiente di sfruttamento a flessione.

Il massimo coefficiente di sfruttamento a taglio che si ottiene per la paratia risulta pari al **0,05**.

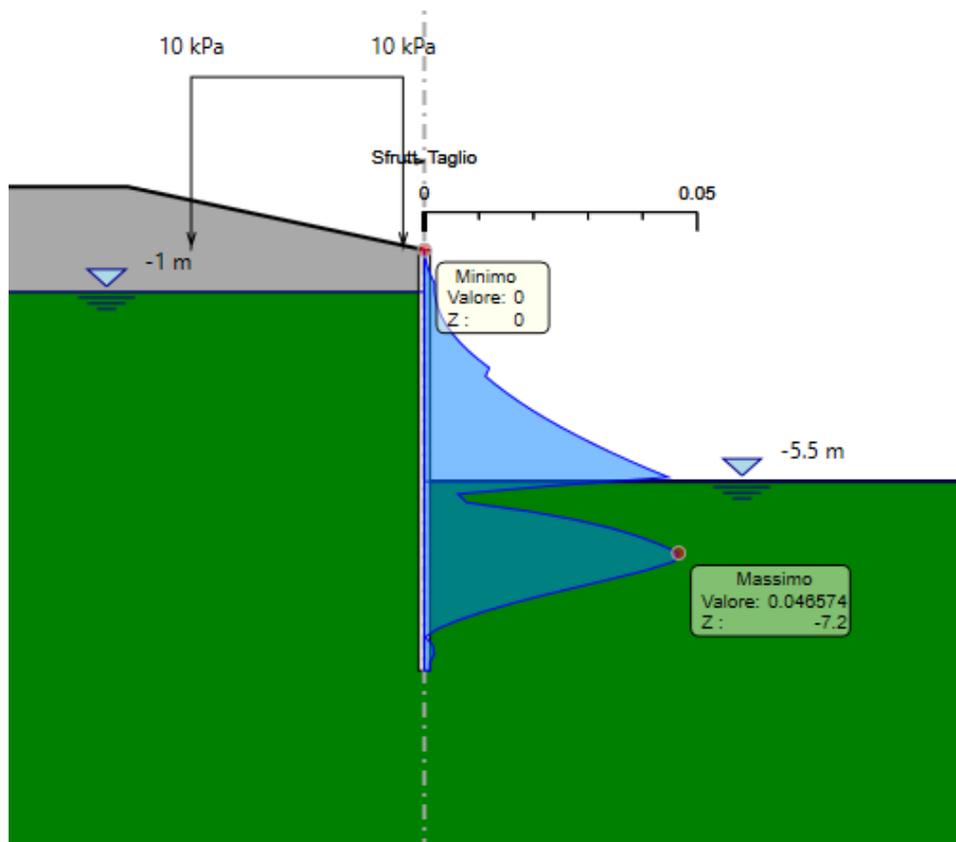


Figura 51: Involuppo coefficiente di sfruttamento a taglio.

Nella seguente tabella si riporta una scheda di verifica del tubolare in acciaio per le massime sollecitazioni:

SOLLECITAZIONI PER METRO LINEARE (Singola gamba)			
Paratia	V _{MAX}	M _{MAX,y}	δ _{max,es} [mm]
STR	95,43 kN/m	171,69 kNm/m	

INTERASSE PALI (Singola Gamba)		
int	0,35	[m]
n°pali	1	[-]

SOLLECITAZIONI SU SINGOLO PALO		
COMB.	V _{MAX}	M _{MAX,y}
STR1	33,4 kN	60,1 kNm
VERIFICA	33,4 kN	60,1 kNm

VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALO			
MATERIALI			
Tipo acciaio		S 355	
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo:	f_{yk}	355	MPa
Valore di rottura dell'acciaio del profilo:	f_{uk}	510	MPa
Modulo di elasticità dell'acciaio:	E	210000	MPa
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio:	G	80769	MPa
COEFFICIENTI PARZIALI			
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza:	γ_{M0}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità:	γ_{M1}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25	
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL PROFILO			
Diametro esterno nominale	D	193,70	[mm]
Spessore nominale	T	10,00	[mm]
Diametro interno nominale	d	173,70	[mm]
Area della sezione trasversale	A	57,71	[cm ²]
Area a taglio	A_v	36,74	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	2441,59	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	6,50	[cm]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,yy}$	252,10	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	337,79	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	4883,18	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C_t	504,20	[cm ³]
Coefficiente e	e	0,81	[-]
Diametro	d	193,70	[mm]
Spessore	t	10,00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	19,37	[-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1	
VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SEZIONE TRASVERSALE			
Resistenza a flessione			
Resistenza a flessione attorno all'asse maggiore:	$M_{pl,y,Rd}$	114,21	kNm
Verifica a flessione attorno all'asse maggiore:		0,53	
Resistenza a taglio			

Resistenza plastica a taglio:	$V_{pl,z,Rd}$	717,16	kN
Verifica a taglio:		0,05	

11.1.6 Verifiche strutturali cordolo

Le caratteristiche della sollecitazione sono determinate modellando gli elementi strutturali oggetto di verifica alla stregua di travi continue su più appoggi e, nel caso di paratie libere, cautelativamente si è considerata la luce delle campate pari a 2 volte l’interasse dei Pali, al fine di prevedere un’eventuale perdita di appoggio tra cordolo e Palo. Tale trave risulta caricata con un’azione uniformemente distribuita valutata a partire dalla sollecitazione di Taglio testa-palo derivante dal modello di calcolo dell’opera di sostegno. Definito V_{max} il massimo valore della sollecitazione di Taglio a metro lineare, il suddetto carico è così calcolato $q_{sd}=V_{max}$.

Secondo tale modello le massime azioni di calcolo sull’elemento strutturale saranno:

$$M_{S,d} = \frac{1}{10} \cdot q_{Sd} \cdot l^2 \qquad T_{S,d} = \frac{1}{2} \cdot q_{Sd} \cdot l$$

Con riferimento alla Paratia di Micropali prevista in per il Tipologico A, l’armatura del Cordolo è stata definita considerando la sezione di progetto che massimizzava il Taglio in testa, tuttavia tale sollecitazione è risultata inferiore rispetto a quella agente sulle paratie del Tipologico B per le quali è prevista la realizzazione dello stesso cordolo e, pertanto, per le verifiche a taglio e flessione si rimanda al Tipologico B.

Nella tabella seguente è riportata l’Armatura di progetto:

CORDOLO PARATIA MURI – C25/30				
Altezza	Larghezza	Armatura scavo	Armatura terreno	Armatura
(m)	(m)	longitudinale	longitudinale	trasversale
0,50	0,50	4φ16	4φ16	φ10/400 - 2 Bracci

Tabella 11 – Caratteristiche geometriche e armature di progetto Cordolo

11.2 Tipologico B

11.2.1 Modello di calcolo

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

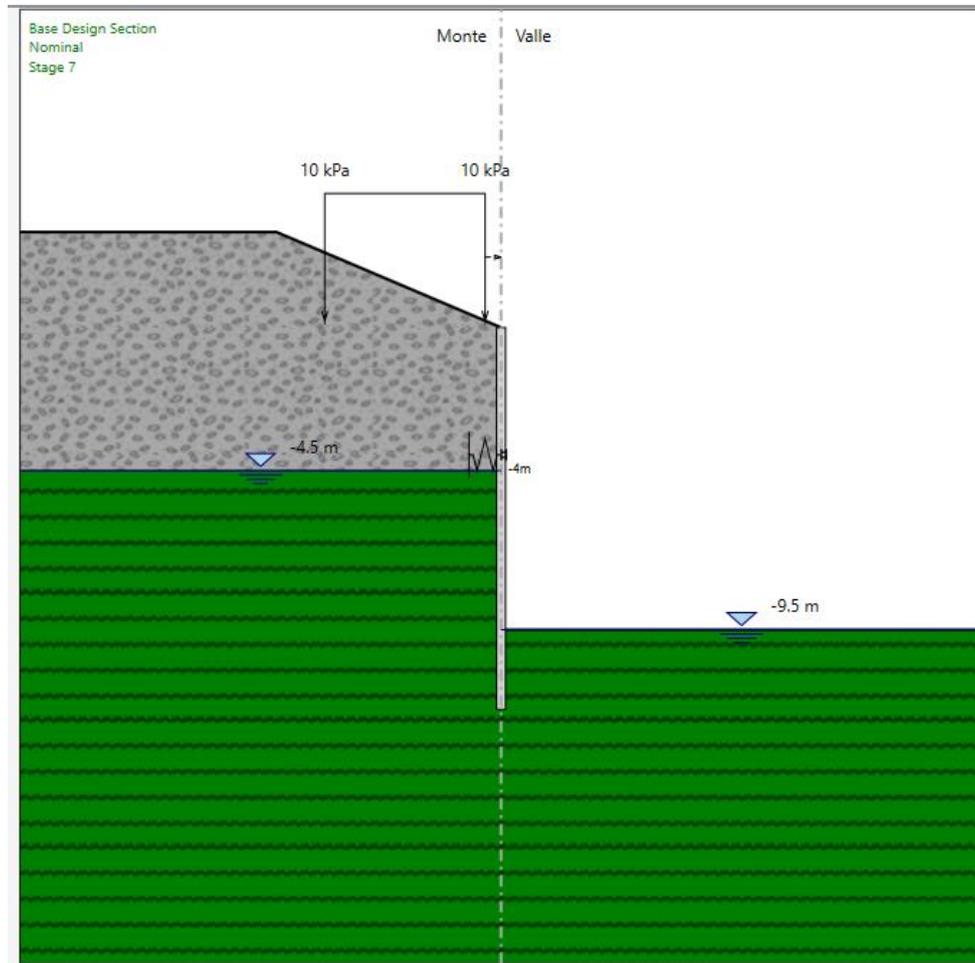


Figura 52 – Modello Paratia (Fase finale)

Il modello stratigrafico considerato ed il livello di falda sono quelli descritti al precedente §4.3, in particolare, cautelativamente nel modello di calcolo è stato considerato un livello di falda a monte maggiore di quello a valle, si specifica che durante le fasi di scavo si provvederà all'emungimento di acqua a valle e, pertanto, il livello di falda si abbasserà progressivamente anche a monte, a tal fine si specifica che vista la natura rocciosa dei terreni interagenti con l'opera, nei paragrafi successivi non verranno riportate le analisi di filtrazione e le verifiche idrauliche del fondo scavo, in quanto tali terreni non risultano suscettibili a problemi d'instabilità per sifonamento/sollevarimento. Inoltre si considera un carico uniformemente distribuito pari a 10 kPa per la presenza dei mezzi di cantiere.

Nel seguito si riportano le caratteristiche geometriche del modello di calcolo:

MODELLO DI CALCOLO	
Tipologia struttura di sostegno	Micropali $\phi 280$ interasse 0.35 m
Lunghezza Micropali	$L_{\text{palo}} = 12$ m
Altezza di scavo max	$H = 9.50$ m
<u>Puntone (z=2.0m)</u>	
Tipo	Tubo in Acciaio S355
Lunghezza	$L = 18.00$ m
Diametro esterno	$D = 355.6$ mm
Spessore	$S_p = 10$ mm
Interasse	$i = 2.45$ m
Rigidità molla modello (EA/L)	$K = 130000$ kN/m
Travi di ripartizione	2 x HEB 160

Tabella – Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

Nei paragrafi successivi vengono sinteticamente riportati i principali risultati delle verifiche geotecniche e strutturali del modello in esame. Nella seguente tabella sono riportate le armature previste in progetto:

Elemento	Diametro (mm)	Interasse (m)	Lunghezza (m)	Armature
Micropali	$\phi 280$	0,35	12,00	Tubolare S355 $\phi 193.7$ mm sp. 10 mm

Inoltre, per comodità viene riproposta una tabella con le proprietà stratigrafiche utilizzate per il modello:

Figura 53: Stratigrafia e proprietà del terreno.

	Terreni	γ_{SAT} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	Ra Sabbia/Ghiaia	19	0	35	$E_{vc} = 60000$ $E_{ur} = 96000$
	SR Sabbia/Ghiaia	24.5	40	40	$E_{vc} = 200000$ $E_{ur} = 600000$

Per tutti gli altri dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

11.2.2 Spostamenti orizzontali e cedimenti

Il massimo spostamento orizzontale per la paratia si ottiene a quota 0 m nell'ultima fase di scavo (quota scavo -9.50m), e risulta pari a circa **47 mm**.

Gli spostamenti orizzontali risultano quindi compatibili con l'esercizio dell'opera.

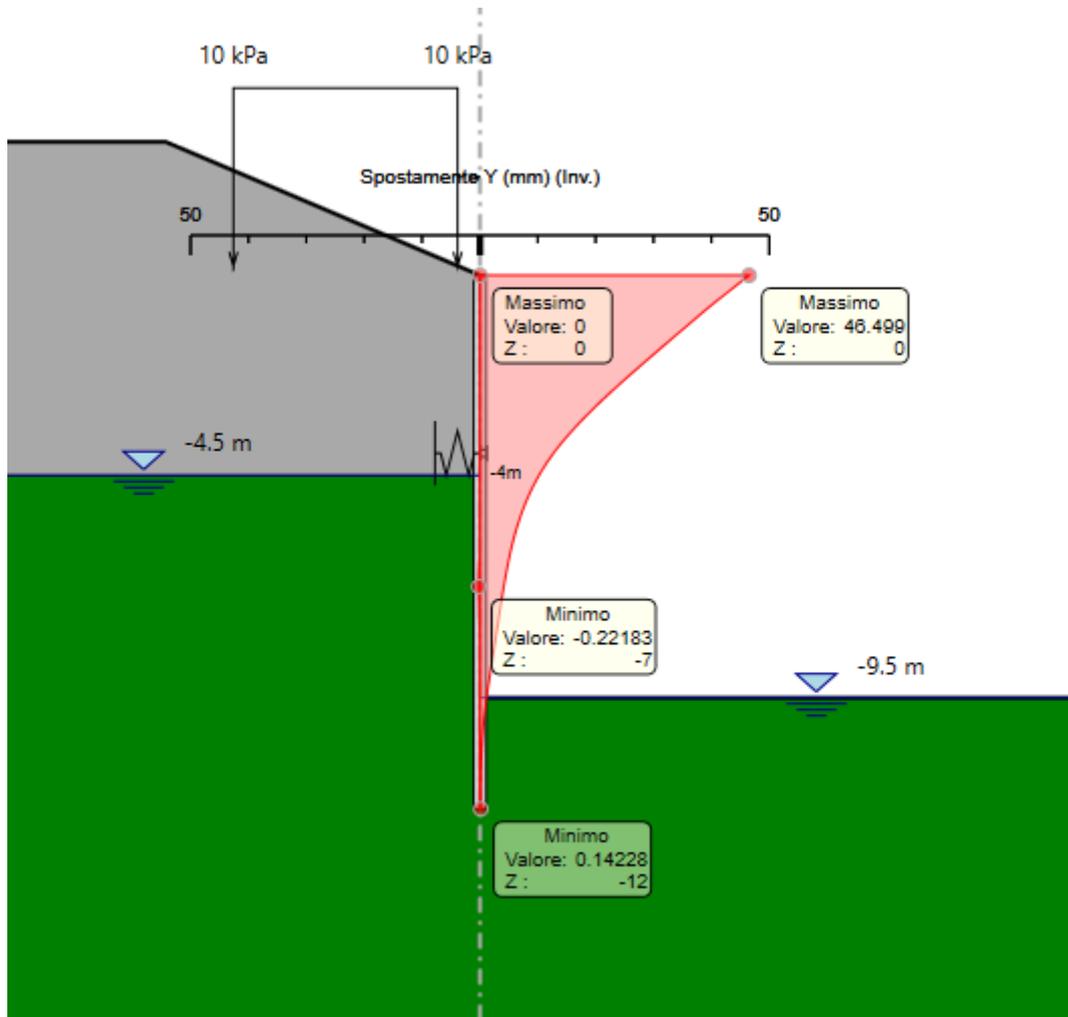


Figura 54: Inviluppo Spostamenti SLE

11.2.3 Sollecitazioni: Momento flettente e Taglio

Il massimo momento che si ottiene sulla paratia di Micropali si manifesta a quota -5 m e risulta pari a **184.05 kNm/m**.

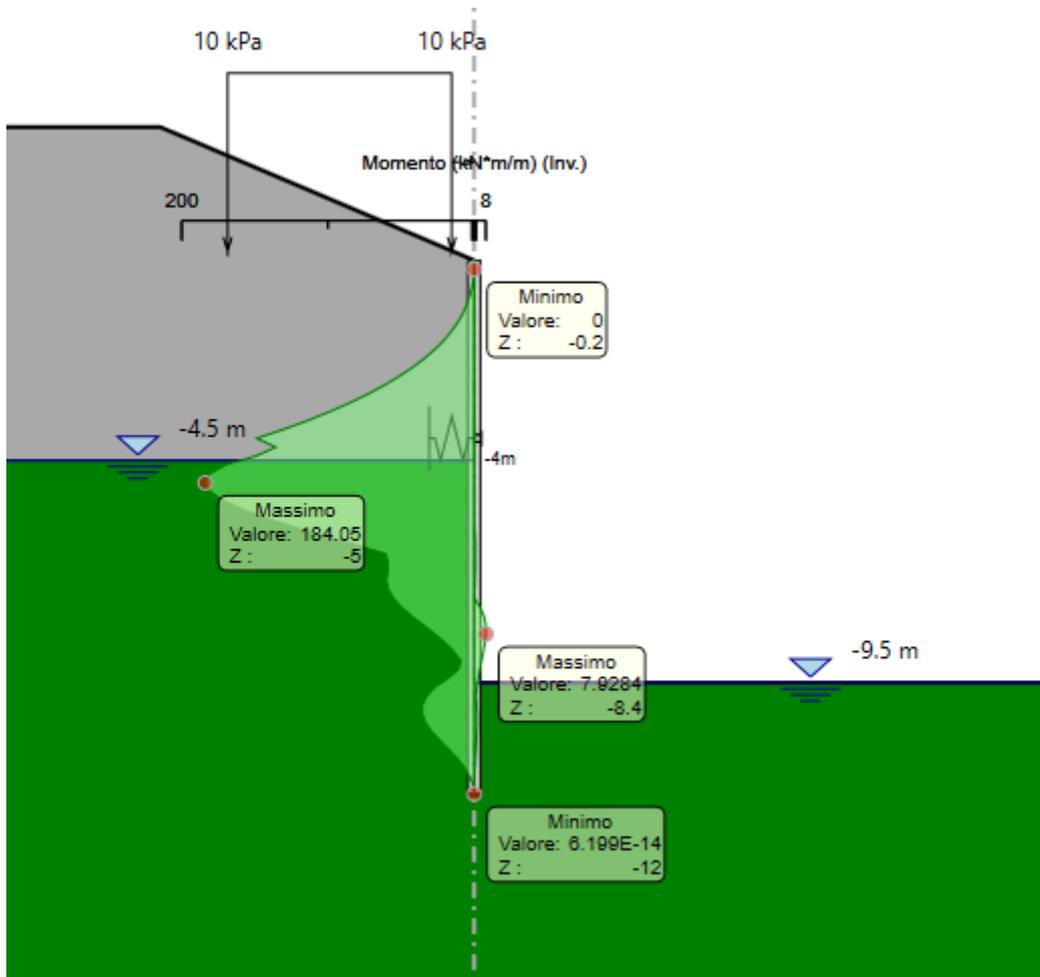


Figura 55: Involucro Momento Flettente Condizioni Statiche

Il massimo taglio che si ottiene sulla paratia di Micropali si manifesta a quota -6.2 m e risulta pari a **108.21 kN/m**.

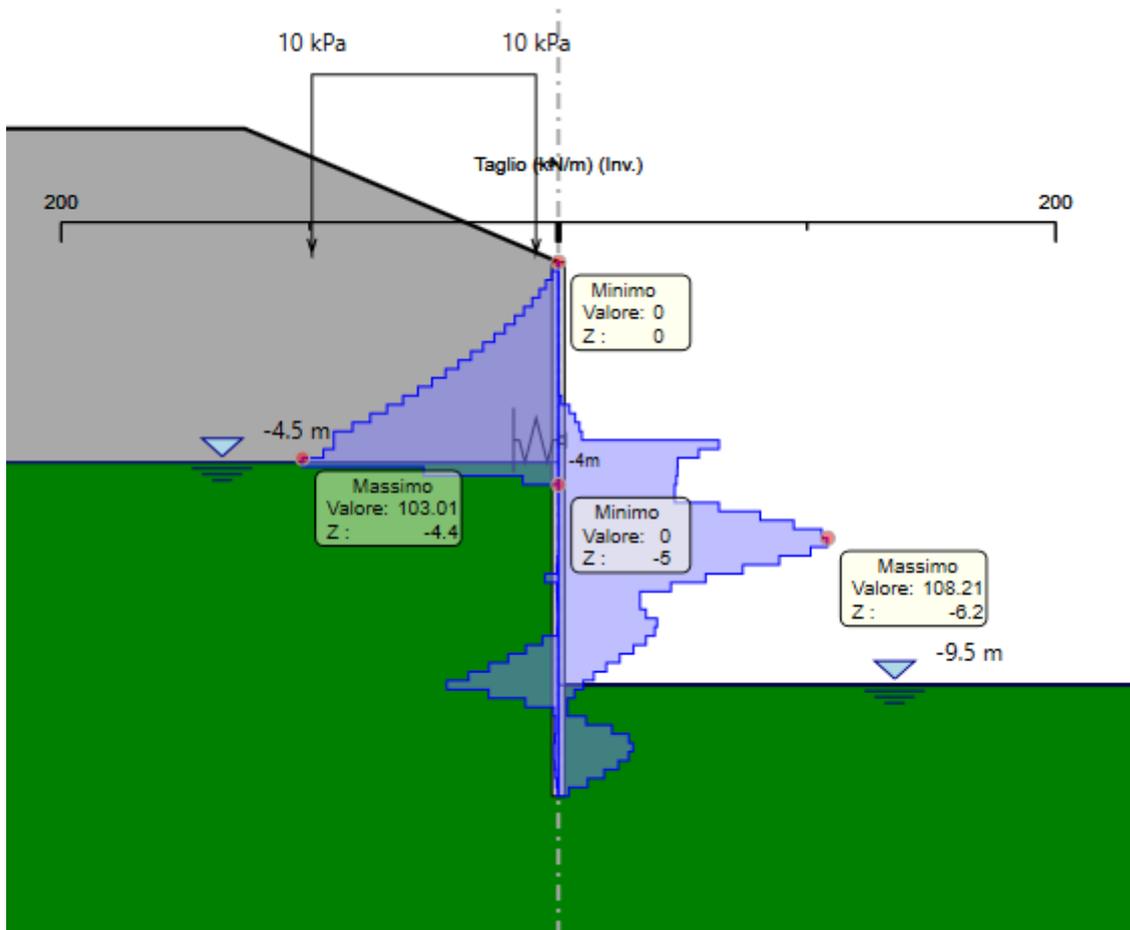


Figura 56: Involuppo Taglio Condizioni Statiche

11.2.4 Verifiche geotecniche

Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva è pari a **0,40**.

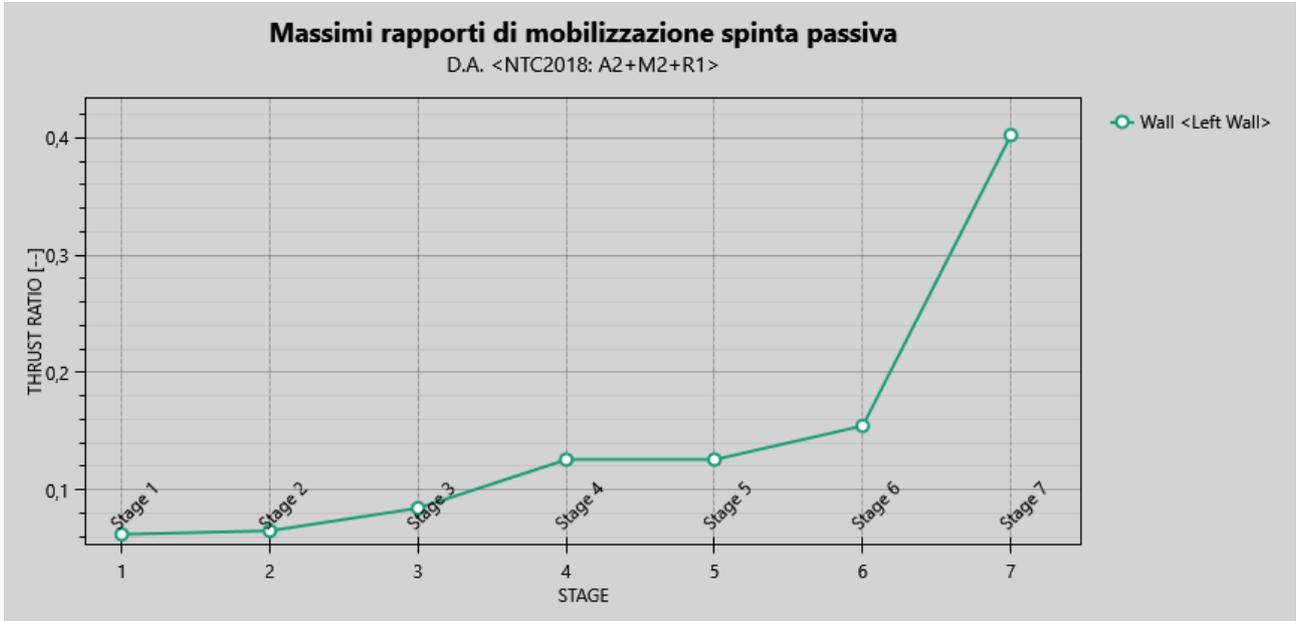


Figura 57: Massimi rapporti di mobilitazione della spinta passiva combinazione A2+M2+R1

11.2.5 Verifiche strutturali micropali

Il massimo coefficiente di sfruttamento a flessione che si ottiene per le paratie risulta pari a **0.56**.

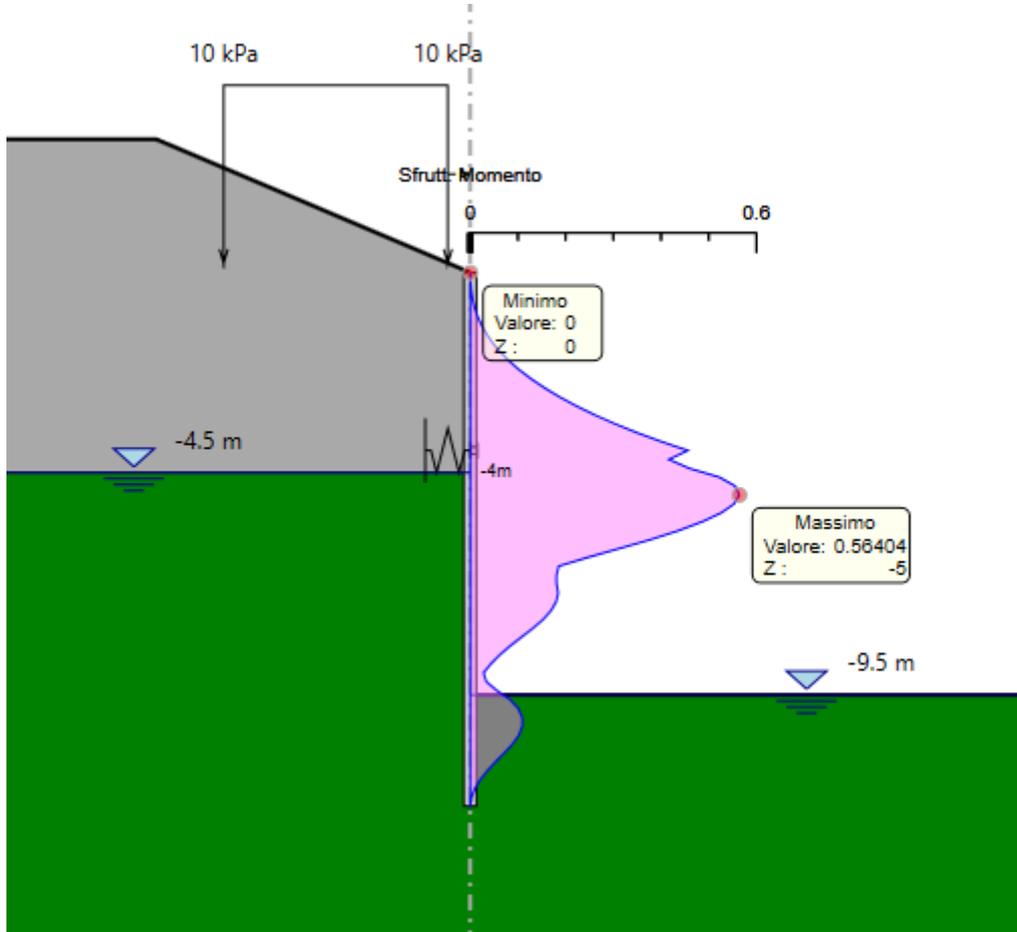


Figura 58: Involuppo coefficiente di sfruttamento a flessione.

Il massimo coefficiente di sfruttamento a taglio che si ottiene per la paratia risulta pari al **0,05**.

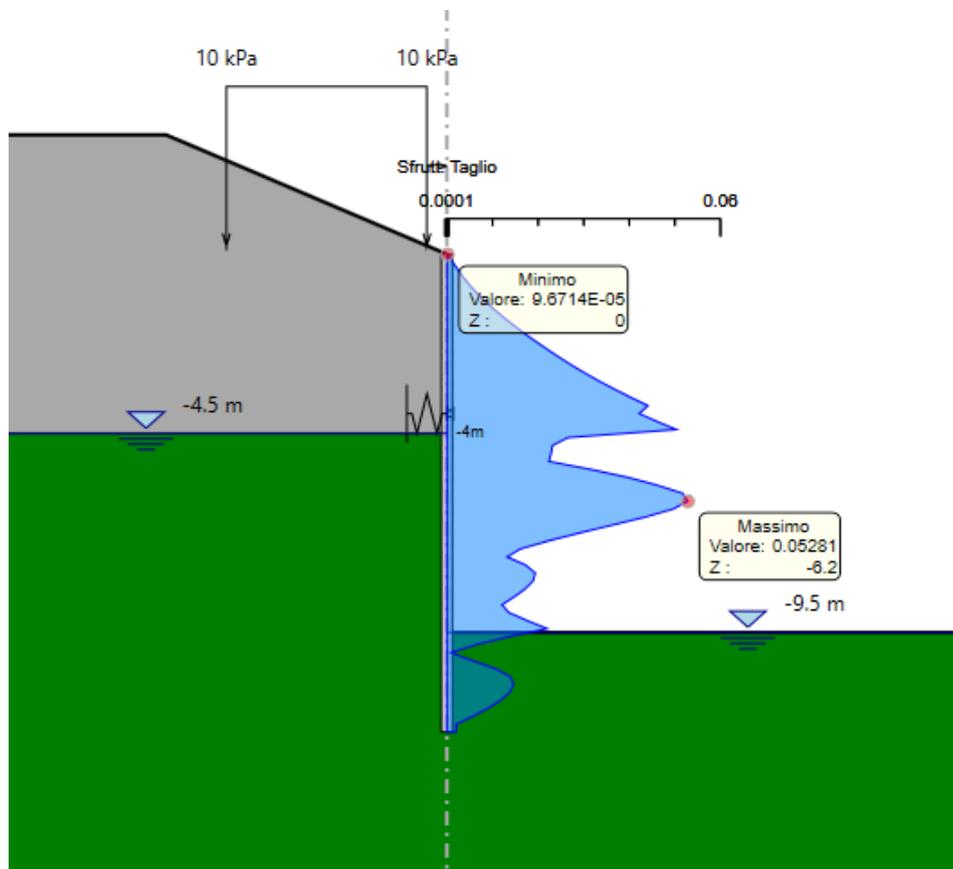


Figura 59: Involuppo coefficiente di sfruttamento a taglio.

Nella seguente tabella si riporta una scheda di verifica del tubolare in acciaio per le massime sollecitazioni:

SOLLECITAZIONI PER METRO LINEARE (Singola gamba)			
Paratia	V_{MAX}	M_{MAX,y}	δ_{max,es} [mm]
STR	108,21 kN/m	184,05 kNm/m	

INTERASSE PALI (Singola Gamba)		
int	0,35	[m]
n°pali	1	[-]

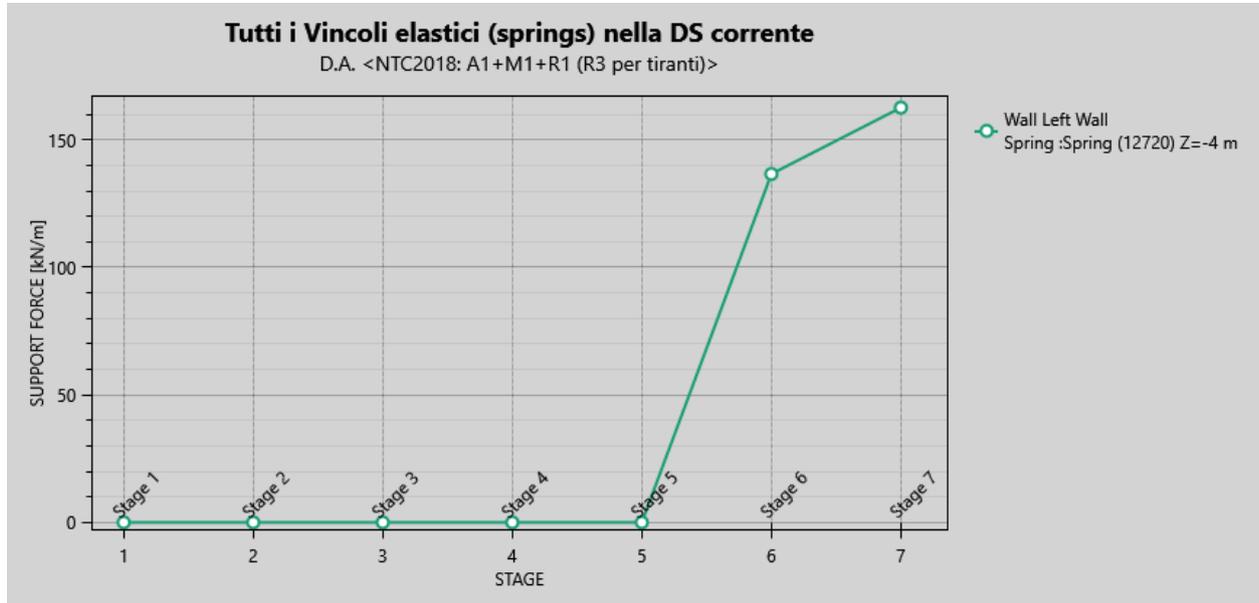
SOLLECITAZIONI SU SINGOLO PALO		
COMB.	V_{MAX}	M_{MAX,y}
STR1	37,9 kN	64,4 kNm
VERIFICA	37,9 kN	64,4 kNm

VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALO			
MATERIALI			
Tipo acciaio		S 355	
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo:	f_{yk}	355	MPa
Valore di rottura dell'acciaio del profilo:	f_{uk}	510	MPa
Modulo di elasticità dell'acciaio:	E	210000	MPa
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio:	G	80769	MPa
COEFFICIENTI PARZIALI			
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza:	γ_{M0}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità:	γ_{M1}	1,05	
coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25	
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL PROFILO			
Diametro esterno nominale	D	193,70	[mm]
Spessore nominale	T	10,00	[mm]
Diametro interno nominale	d	173,70	[mm]
Area della sezione trasversale	A	57,71	[cm ²]
Area a taglio	A_v	36,74	[cm ²]
Momento d'inerzia	I	2441,59	[cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	6,50	[cm]
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,yy}$	252,10	[cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,yy}$	337,79	[cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	4883,18	[cm ⁴]
Modulo di torsione	C_t	504,20	[cm ³]
Coefficiente e	e	0,81	[-]
Diametro	d	193,70	[mm]
Spessore	t	10,00	[mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	19,37	[-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1	
VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA SEZIONE TRASVERSALE			
Resistenza a flessione			
Resistenza a flessione attorno all'asse maggiore:	$M_{pl,y,Rd}$	114,21	kNm
Verifica a flessione attorno all'asse maggiore:		0,56	
Resistenza a taglio			

Resistenza plastica a taglio:	$V_{pl,z,Rd}$	717,16	kN
Verifica a taglio:		0,05	

11.2.6 Verifiche puntoni e travi di ripartizione

Nel seguito viene presentata la verifica strutturale dei puntoni e delle travi di ripartizione, a tal fine si riportano le reazioni vincolari delle molle, le quali simulano la presenza dei puntoni con interasse 2.45m.



Nella seguente tabella si riporta il resoconto della verifica d'instabilità dei puntoni, dove Ned rappresenta lo sforzo nel singolo puntone:

Profilo	L	N _{Ed,SLU}	L ₀	A	J	i _{min}	f _{yk}	λ	N _{cr}	λ̄	α	φ	χ	N _{b,Rd}	FS
	[m]	[kN]	[m]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm]	[kPa]	[-]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	
Φ355,6/10	18	410,0	18	109	16223	12,200	355	147,5	1037,8	1,93	0,21	2,55	0,24	876,3	2,14

Verifiche Strutturali Puntoni

I puntoni sono previsti con interasse trasversale pari a 2.45 m. Per tale ragione, si rende necessario il dimensionamento di una trave di ripartizione, avente la funzione di ripartire lo sforzo assiale dei tiranti su tutti i pali costituenti la paratia.

Nella fattispecie si considerano travi di ripartizione del tipo 2 x HEB160. Il calcolo delle sollecitazioni agenti sulla trave di ripartizione è stato effettuato considerando lo schema di trave su più appoggi e considerando agente un carico uniforme pari allo sforzo normale dei puntoni distribuito lungo l'interasse.

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Tiranti		Puntoni		Travi di Ripartizione in Acciaio		Travi di Ripartizione in Calcestruzzo					
Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento M-N	Sfruttamento Taglio	Instabilità
Default Waler	Spring	HE 160B	S355	2.45	NTC2018: A1+I	Stage 5	0	0	0	0	0
Default Waler	Spring	HE 160B	S355	2.45	NTC2018: A1+I	Stage 6	136.67	0	0.34	0.333	0
Default Waler	Spring	HE 160B	S355	2.45	NTC2018: A1+I	Stage 7	162.7	0	0.405	0.397	0

Verifiche Strutturali Travi di ripartizione

11.2.7 Verifiche strutturali cordolo

Le caratteristiche della sollecitazione sono determinate modellando gli elementi strutturali oggetto di verifica alla stregua di travi continue su più appoggi e, cautelativamente si è considerata la luce delle campate pari all’interasse puntoni. Tale trave risulta caricata con un’azione uniformemente distribuita valutata a partire dalla sollecitazione di Taglio testa-palo derivante dal modello di calcolo dell’opera di sostegno. Definito V_{max} il massimo valore della sollecitazione di Taglio a metro lineare, il suddetto carico è così calcolato $q_{sd}=V_{max}$.

Secondo tale modello le massime azioni di calcolo sull’elemento strutturale saranno:

$$M_{S,d} = \frac{1}{10} \cdot q_{Sd} \cdot l^2 \qquad T_{S,d} = \frac{1}{2} \cdot q_{Sd} \cdot l$$

SOLLECITAZIONI A METRO LINEARE				SOLLECITAZIONI SU CORDOLO	
	COMB.	q_{sd} [kN/m]	l [m]	M_{max} [kNm]	V_{max} [kN]
TIPO B	SLU	30	2.45	18	37

Si riporta l’armatura del cordolo e le verifiche a taglio e flessione realizzate con l’ausilio del software di calcolo PresFle+ v.5.15.

Nella tabella seguente è riportata l’Armatura di progetto:

CORDOLO PARATIA MURI D’IMBOCCO – C25/30				
Altezza (m)	Larghezza (m)	Armatura scavo longitudinale	Armatura terreno longitudinale	Armatura trasversale
0,50	0,50	4 ϕ 16	4 ϕ 16	ϕ 10/400 - 2 Bracci

Tabella 12 – Caratteristiche geometriche e armature di progetto Cordolo

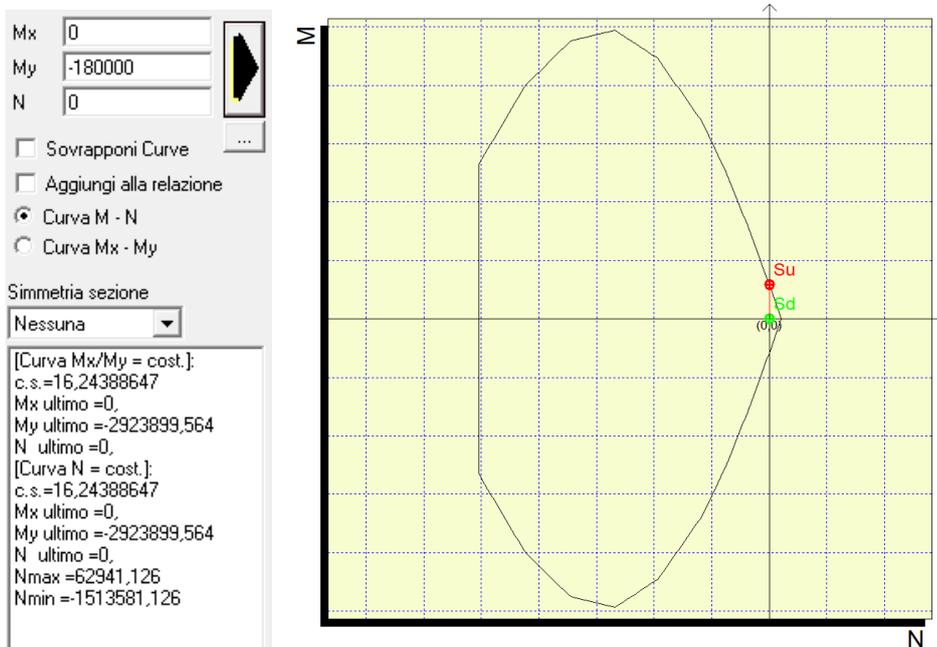
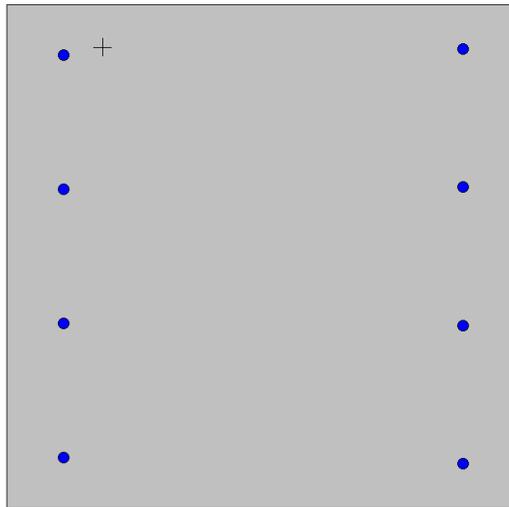


Figura 60 – Verifica a Flessione FS=16 - SLU

Elemento	Geometrie				Armatura long. tesa			Sollecitazioni di Calcolo		TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO							
	b _w (mm)	H (mm)	c (mm)	d (mm)	n	Ø	As (mm ²)	N _{sd} (KN)	V _{sd} (KN)	σ _{cp} (Mpa)	ρ _l	k	f _{ck} (Mpa)	v _{min}	V _{Rdmin} (KN)	V _{Rct} (KN)	F.S.
Cordolo	500	500	50	450	4	16	804	0	37	0	0,004	1,67	24,9	0,38	84,55	93,24	2,52

Tabella 13 – Verifica a Taglio SLU

12 ANALISI E VERIFICHE MURO STRADA

In corrispondenza della strada, al di sopra del solettone, è prevista la realizzazione di un muro in calcestruzzo armato C35/45 di spessore complessivo pari 45 cm, sul quale poggia la barriera di sicurezza.

L'armatura di progetto prevista è la seguente:

- Armatura verticale lato interno (terreno) 1Φ22/10
- Armatura verticale lato esterno 1Φ16/20
- Armatura a taglio: φ12/40x40cm;

Di seguito si riporta la sezione del muro da realizzare:

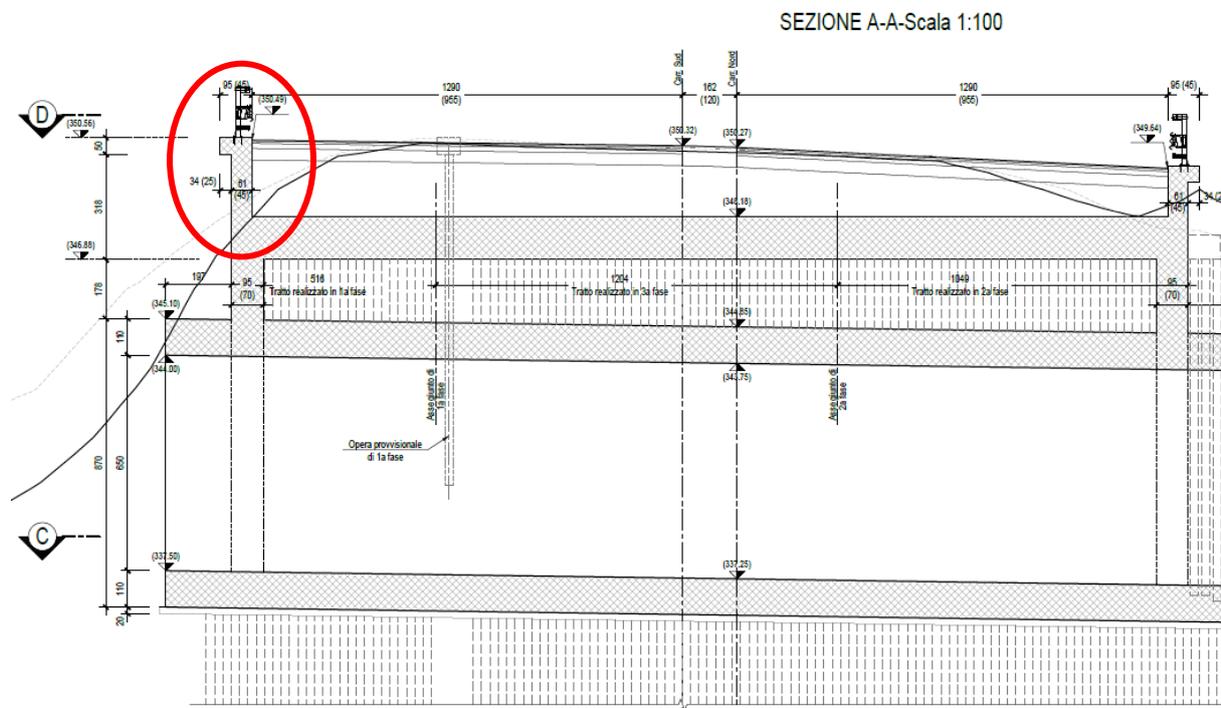


Figura 61: Sezione A-A con indicazione del muro strada.

Nel seguito verranno analizzati il modello di calcolo, i carichi agenti sull'opera e le verifiche strutturali.

12.1 Modello di calcolo

Per l'analisi della struttura, è stato implementato un modello di calcolo F.E.M. piano (X-Z) costituito da elementi Beam di spessore 45 cm, profondità 100 cm e lunghezza corrispondente alla massima altezza del Muro pari a circa 2,27m (comprensiva del cordolo porta barriera). Le condizioni di vincolo sono state definite tenendo conto della presenza del solettone di base, in particolare il muro è stato vincolato con un incastro alla base.

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del software MIDAS/CIVIL 2021 (v1.2), un Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) prodotto dalla MIDAS Information Technology Co., Ltd., capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo

Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche, le sollecitazioni complessive agenti sull'opera al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento.

La direzione longitudinale dell'opera corrisponde all'asse Y del modello di calcolo, la direzione trasversale corrisponde all'asse X mentre la direzione verticale corrisponde all'asse Z.

Nel seguito viene riportato il modello considerato:

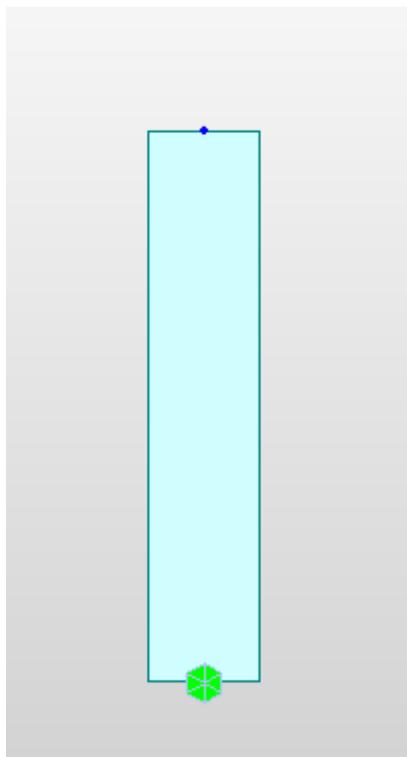


Figura 62: Modello di calcolo.

12.2 Analisi dei carichi e combinazioni

Nel presente paragrafo si descrivono i criteri di valutazione delle azioni sollecitanti le opere di sostegno e relative combinazioni di calcolo adottate.

12.2.1 Pesi propri e carichi permanenti

I pesi propri relativi alla struttura ed al terreno eventualmente gravante sulla fondazione, sono valutati tenendo conto dei pesi dell'unità di volume specifici γ come di seguito definiti:

Calcestruzzo strutturale $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Rinterro e pavimentazione stradale:	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
--	------------------------------

Tabella 14: pesi di unità di volume calcestruzzo e terreno di rinterro

Il peso proprio degli elementi strutturali è calcolato in automatico dal software di calcolo.

12.2.2 Spinte del terreno in fase statica

Per la valutazione delle Spinte del terreno, in considerazione della ridotta capacità deformativa dell'opera, si è assunto che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo. L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H, risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente):

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione:

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

Dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot K_0 + p_v \cdot K_0$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 \cdot H$$

dove p_v è il carico verticale (permanente non strutturale o accidentale) agente in superficie.

In particolare, tali azioni sono applicate nel modello FEM come carichi triangolari o rettangolari agenti sul paramento. Si riportano i valori e le immagini relative all'applicazione delle spinte dovute al terreno:

spinta del terreno su paramento

ϕ	γ	K0	σ_h alla base paramento	spinta statica
[°]	[kN/m ³]	[-]	[kPa]	[kN]
35	20	0,426	19,4	21,97

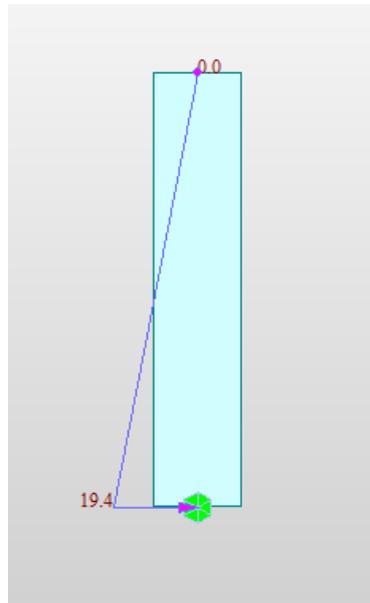


Figura 63: spinta del terreno sul muro di sostegno

12.2.3 Coefficienti sismici

Il §7.11.6.2.1 delle NTC 2018, precisa che l’analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche, può essere eseguite mediante i metodi pseudo-statici o i metodi degli spostamenti. Nell’analisi pseudo-statica, l’azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

con:

g accelerazione di gravità;

$a_{max} = S_S S_T a_g$ accelerazione massima attesa sul suolo di riferimento (a_g è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido, S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.

β_m coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito assume il valore di 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Parametri sismici				
ag/g	S	β_m	Kh	Kv
0,207	1,19	0,38	0,094	0,047

12.2.4 Spinte del terreno in fase sismica

In condizioni sismiche si adotta la formulazione di Mononobe-Okabe, come riportato in Eurocodice 8_ “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture” che permette di calcolare i coefficienti di spinta attiva sismici secondo le seguenti espressioni:

$$\beta \leq \phi - \vartheta \quad K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \vartheta \quad K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

In accordo con quanto definito al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC 2018 nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l’incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

oh alla base paramento

KA, mononobe	H+ V	H-V
[-]	[KPa]	[KPa]
0,310	15	13

In condizioni sismiche occorre tener conto anche della forza di inerzia associate al muro calcolata come il prodotto del loro peso per i coefficienti sismici verticali K_v e orizzontali K_h .

La forza di inerzia orizzontale associata al muro è pari a:

$$\sigma = K_h \cdot \gamma \cdot H = 0.094 \cdot 25 \cdot 0.45 = 1.05 \text{ KN/m}$$

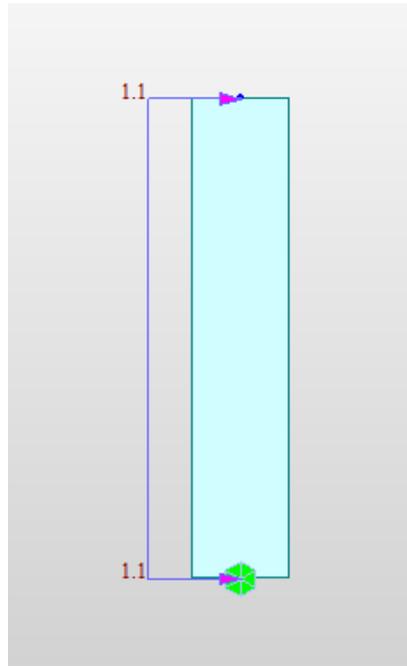


Figura 64: pressione dovuta all'inerzia sismica del Muro

12.2.5 Azione d'Urto

Sulla base di quanto riportato al paragrafo 8.4, si considera una forza orizzontale di 79,5 kN in testa al muro, inoltre essendo questa forza da normativa applicata ad un'altezza pari ad 1,00m da testa muro, si considera anche un momento pari a 79,5 kNm applicato in testa al muro.

12.2.6 Azione da traffico

Si considera un carico accidentale da traffico a tergo del muro pari a 20 kPa, e quindi di conseguenza considerando il coefficiente di spinta a riposo K_0 , si ha una spinta sul muro pari a 8,53 kPa.

12.2.7 Combinazioni di carico

Si riporta nel seguito il riepilogo delle combinazioni di carico esaminate per l'analisi e la verifica del muro in oggetto.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	--	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	ψ	Effetto
Peso muro sisma +	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno sisma +	1.00	--	Sfavorevole
Inerzia orizzontale muro	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n°3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	ψ	Effetto
Peso muro sisma -	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno sisma -	1.00	--	Sfavorevole
Inerzia orizzontale muro	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 – SLE_Rara

Condizione	γ	ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.40	Sfavorevole

Combinazione n° 5 – SLE_Frequente

Condizione	γ	ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	0.40	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.40	Sfavorevole

Combinazione n° 6 – SLE_Quasi Permanente

Condizione	γ	ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

12.3 Sollecitazioni Muro

Di seguito si riporta l'involuppo delle sollecitazioni di momento e taglio (SLU/SLV) per il modello in esame:

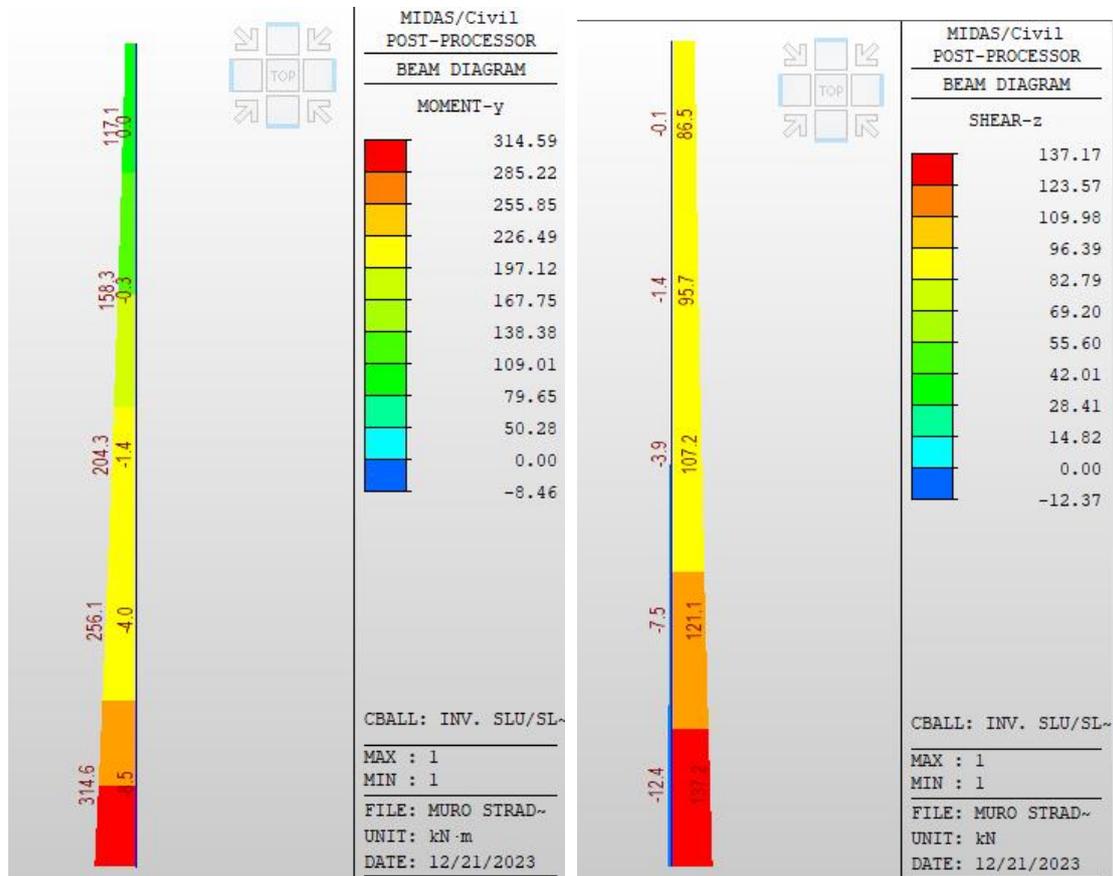


Figura 65: Momento flettente e Taglio (Involuppo SLU/SLV)

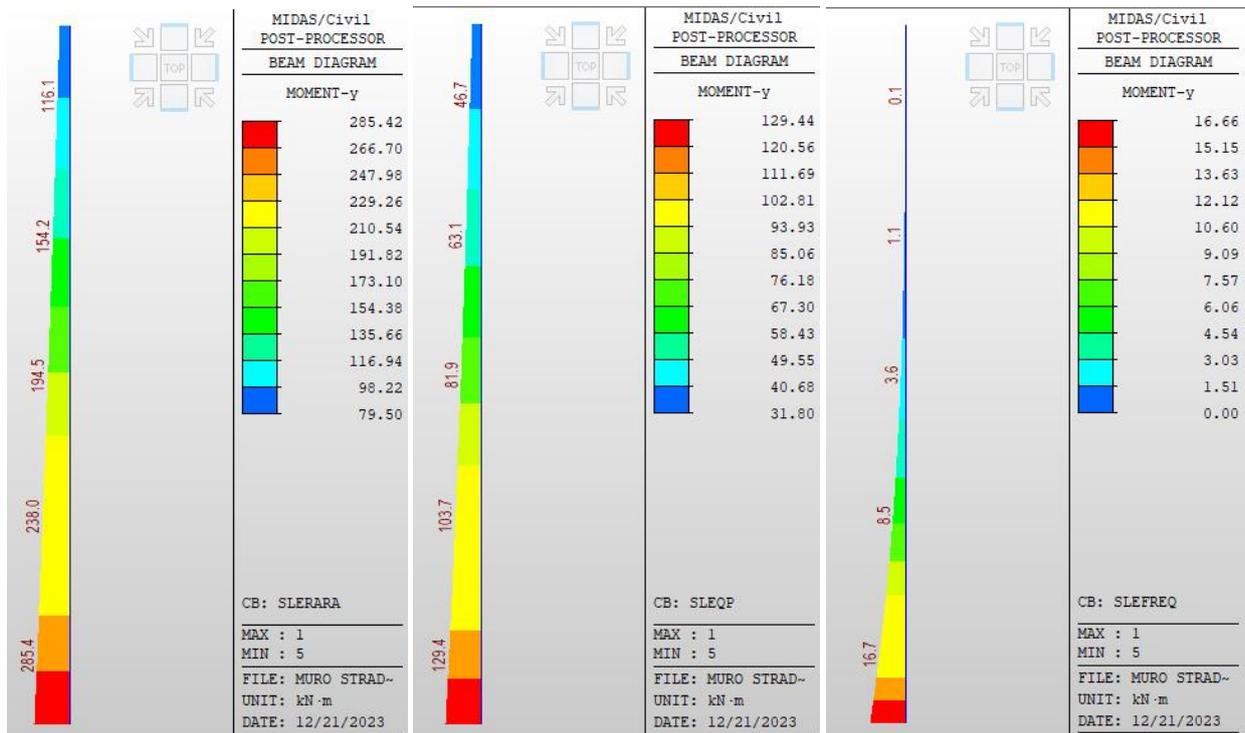


Figura 66: Momento flettente SLE Rara, Quasi permanente e Frequente

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime utilizzate nelle verifiche riportate nei successivi paragrafi:

Combinazione	$M_{y,ED}$	T_{ED}
	[kNm]	[kN]
SLU/SLV	315	138
SLE_Rara	286	-
SLE_QPermanente	130	-
SLE_Frequente	17	-

12.4 Verifiche Strutturali Muro

L'armatura di progetto prevista è la seguente:

- Armatura verticale lato interno (terreno) 1Φ22/10
- Armatura verticale lato esterno 1Φ16/20
- Armatura a taglio: φ12/40x40cm;

Di seguito si riportano le verifiche strutturali SLU/SLV a flessione e taglio del muro:

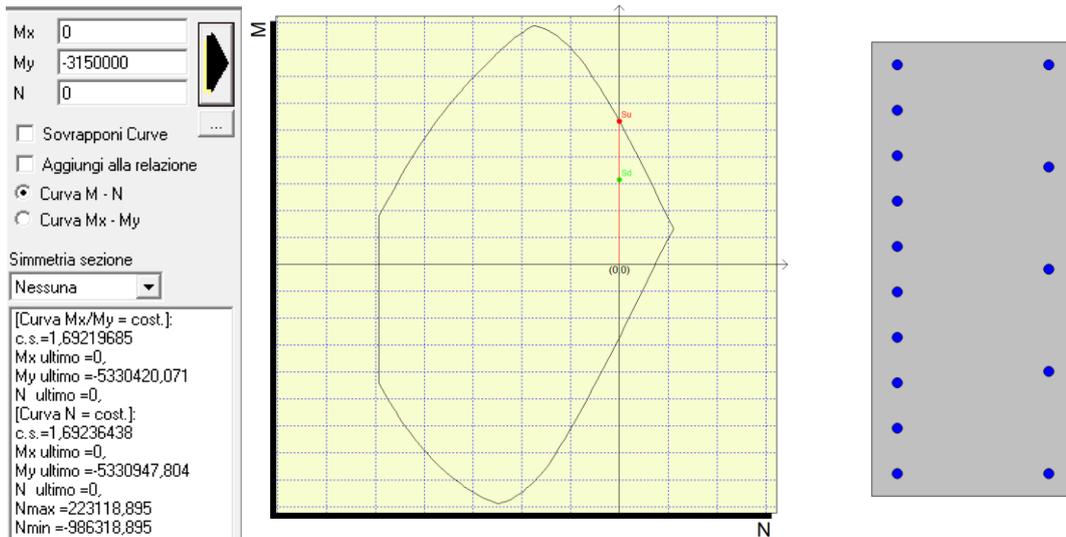


Figura 67: Verifica a flessione Muro – FS=1,69

Geometrie				Armatura long. tesa			Sollecitazioni di Calcolo		TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO								
b _w (mm)	H (mm)	c (mm)	d (mm)	n	Ø	A _s (mm ²)	N _{sd} (KN)	V _{sd} (KN)	σ _{cp} (Mpa)	ρ _l	k	f _{ck} (Mpa)	v _{min}	V _{Rdmin} (KN)	V _{Rct} (KN)	F.S.	
1000	450	50	400	10	22	3799,4	0	138,00	0	0,009	1,71	37,35	0,48	190,84	269,25	1,95	

Figura 68: Verifica a Taglio Muro – FS=1,95

La verifica a taglio risulta soddisfatta anche con la sola armatura a flessione, tuttavia si dispongono spilli φ10/20x40cm.

Di seguito si riportano le verifiche SLE in combinazione Rara, eseguite con il software PresFle:

SEZIONE	VERIFICHE SLE-Rara		
	C.S. tensioni cls (σ _{cRd} / σ _{cEd})	C.S. tensioni acciaio (σ _{aRd} / σ _{aEd})	C.S. fessurazione cls (w _l / w _{max})
Estremità	[-]	[-]	[-]
	1.25	1.71	1.05

13 CODICI DI CALCOLO

Tutte le Analisi e Verifiche esposte nel presente documento sono state effettuate con l’Ausilio dei seguenti Software di calcolo:

- PARATIE PLUS v.23, HARPACEAS s.r.l
- MIDAS/CIVIL 2021 (v1.2), MIDAS Information Technology Co., Ltd
- “PresFle+ ver 5.15” (Verifiche di sezioni in cemento armato) prodotto e distribuito dalla Concrete srl, identificato nello specifico da licenza n° 4552054 intestata a PROGIN SPA - CENTRO DIREZIONALE DI NAPOLI ISOLA F4 - 80143 NAPOLI);
- “Fogli di Calcolo Excel Autoprodotti”.

13.1 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego..

13.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

14 TABULATI DI CALCOLO

14.1 Paratia Fasi Realizzative (Libera)

Descrizione del Software

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

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c_v	ϕ_p	c'	Su	Modulo	Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Avexp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa	kPa			kPa		kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	R	19	19	35				0		Constant		70000	112000										

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Muro di sinistra

Sezione : D250 Interasse 0.40

Area equivalente : 0.0228352041790414 m

Inerzia equivalente : 0.0001 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.4 m

Diametro : 0.25 m

Efficacia : 0.45

Materiale acciaio : S355

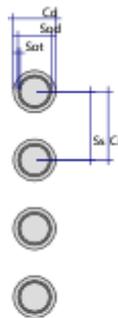
Sezione : CHS193.7*12

Tipo sezione : O

Spaziatura : 0.4 m

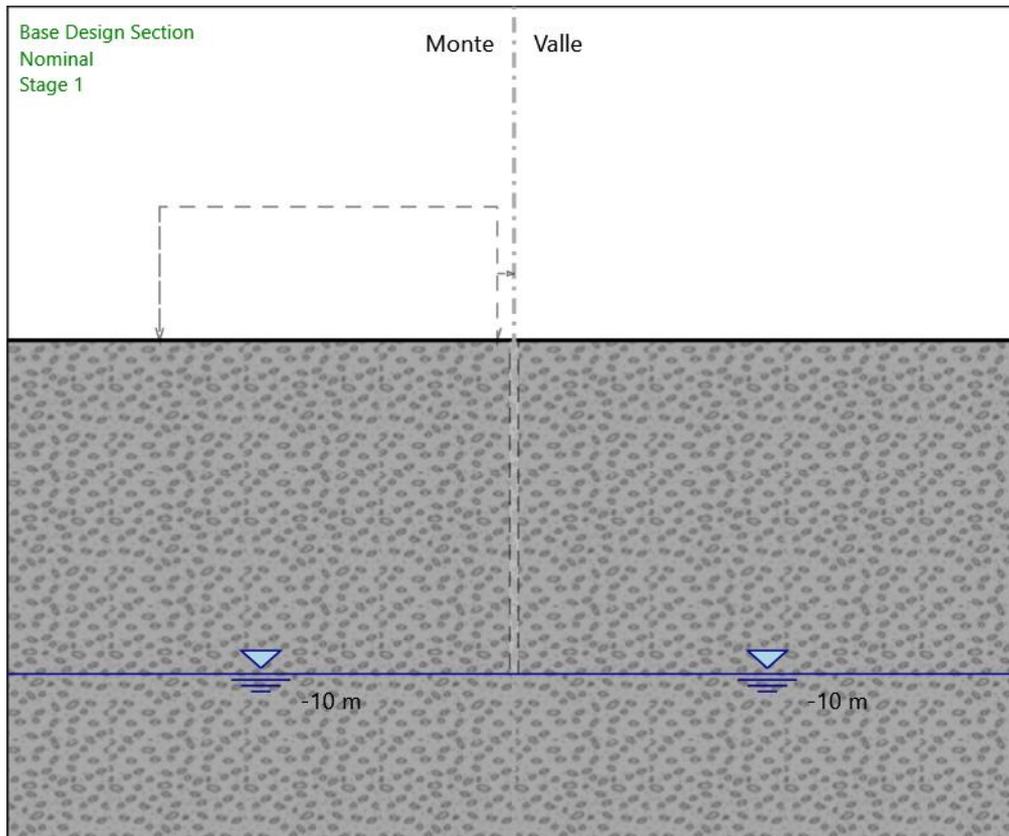
Spessore : 0.012 m

Diametro : 0.1937 m



Fasi di Calcolo

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)

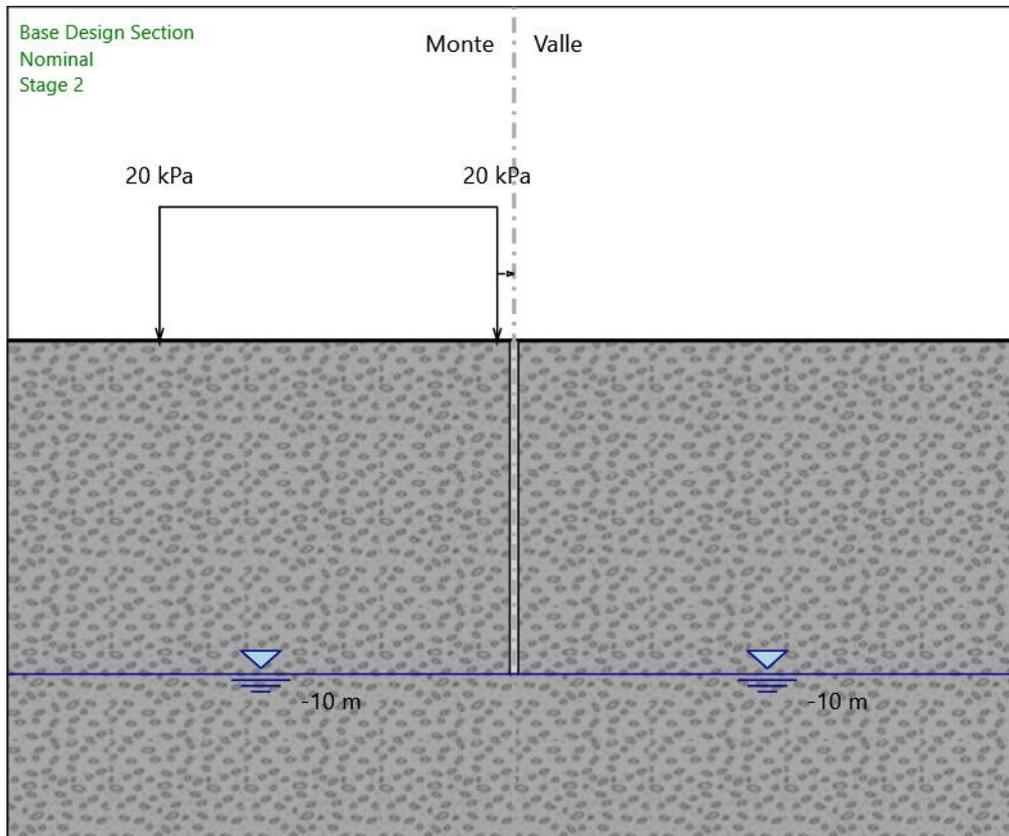
0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -10 m

Falda di destra : -10 m

Stage 2



Stage 2

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 : -10 m

Falda di destra : -10 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

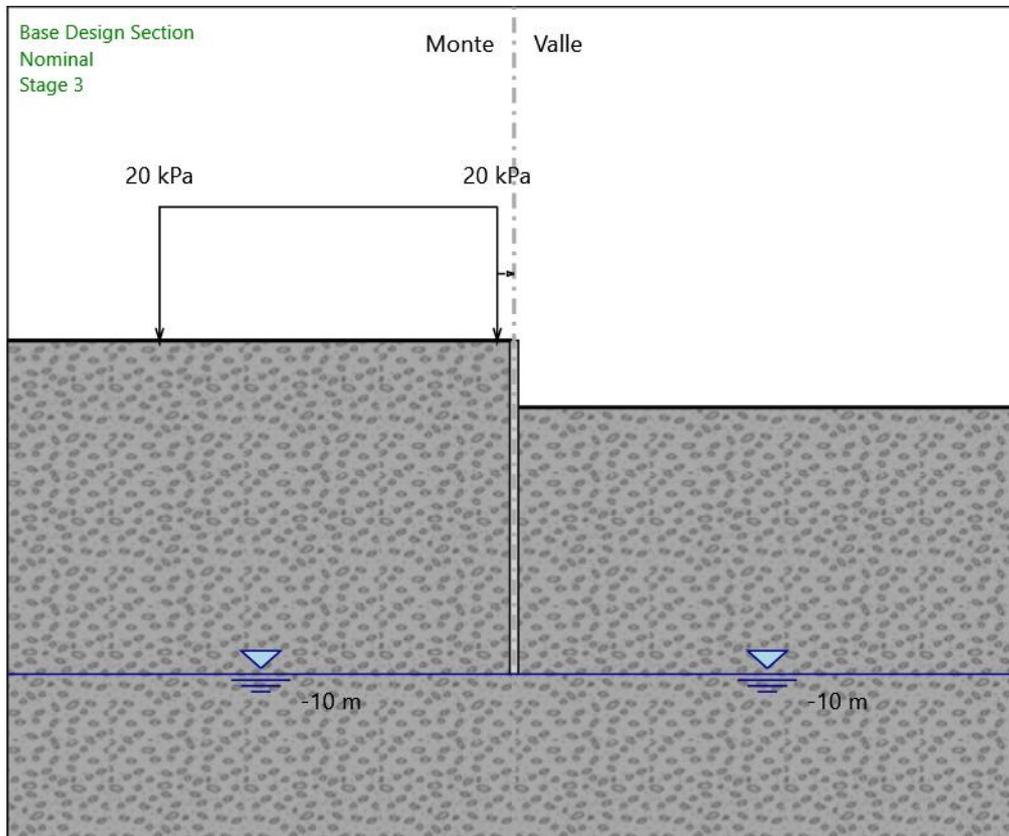
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : D250 Interasse 0.40

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-2 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -10 m

Falda di destra : -10 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

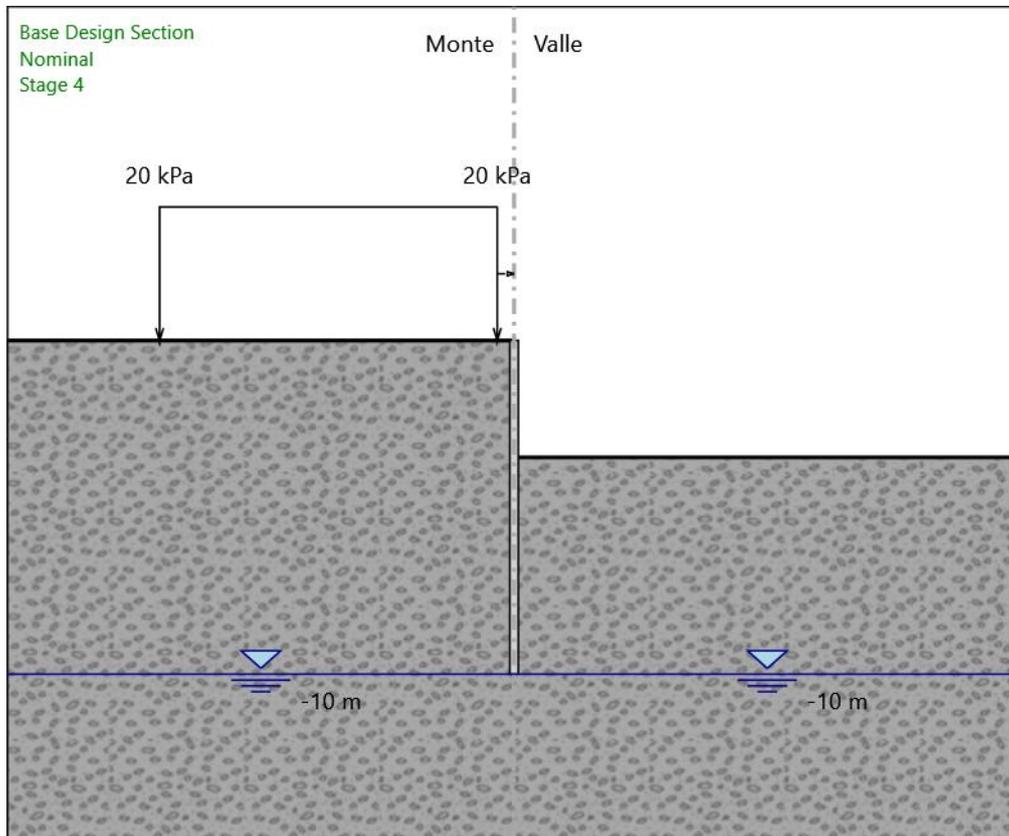
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : D250 Interasse 0.40

Stage 4



Stage 4

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 : -10 m

Falda di destra : -10 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

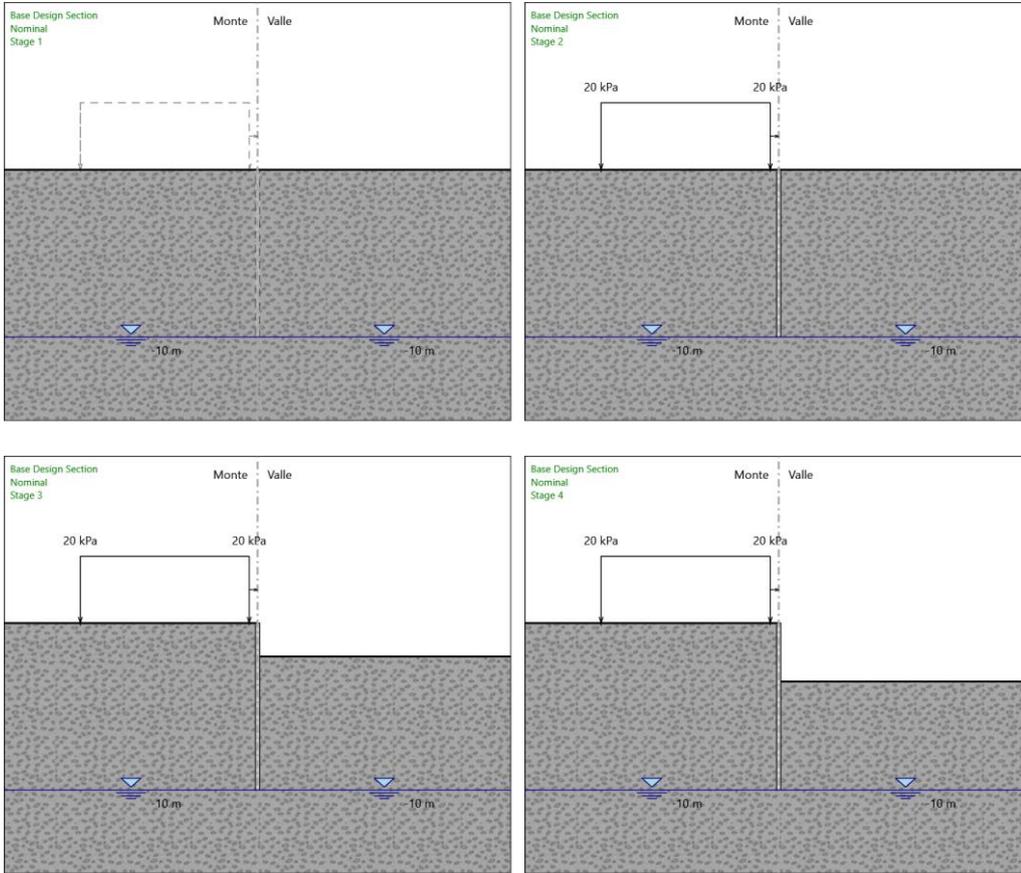
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : D250 Interasse 0.40

Tabella Configurazione Stage (Nominal)



Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load _unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_loa d_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load _unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_loa d_favour)	Carico Sismico (F_seis m_load)	Pressio ni Acqua Lato Monte (F_Wat erDR)	Pressio ni Acqua Lato Valle (F_Wat erRes)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_UPL_ Gdstab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_UPL_ Gdstab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_UPL_ QDStab)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_HYD_ Gdstab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_HYD_ Gdstab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (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
NTC2018: SLE (Rara/Frequ ente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan(ϕ') (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
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1

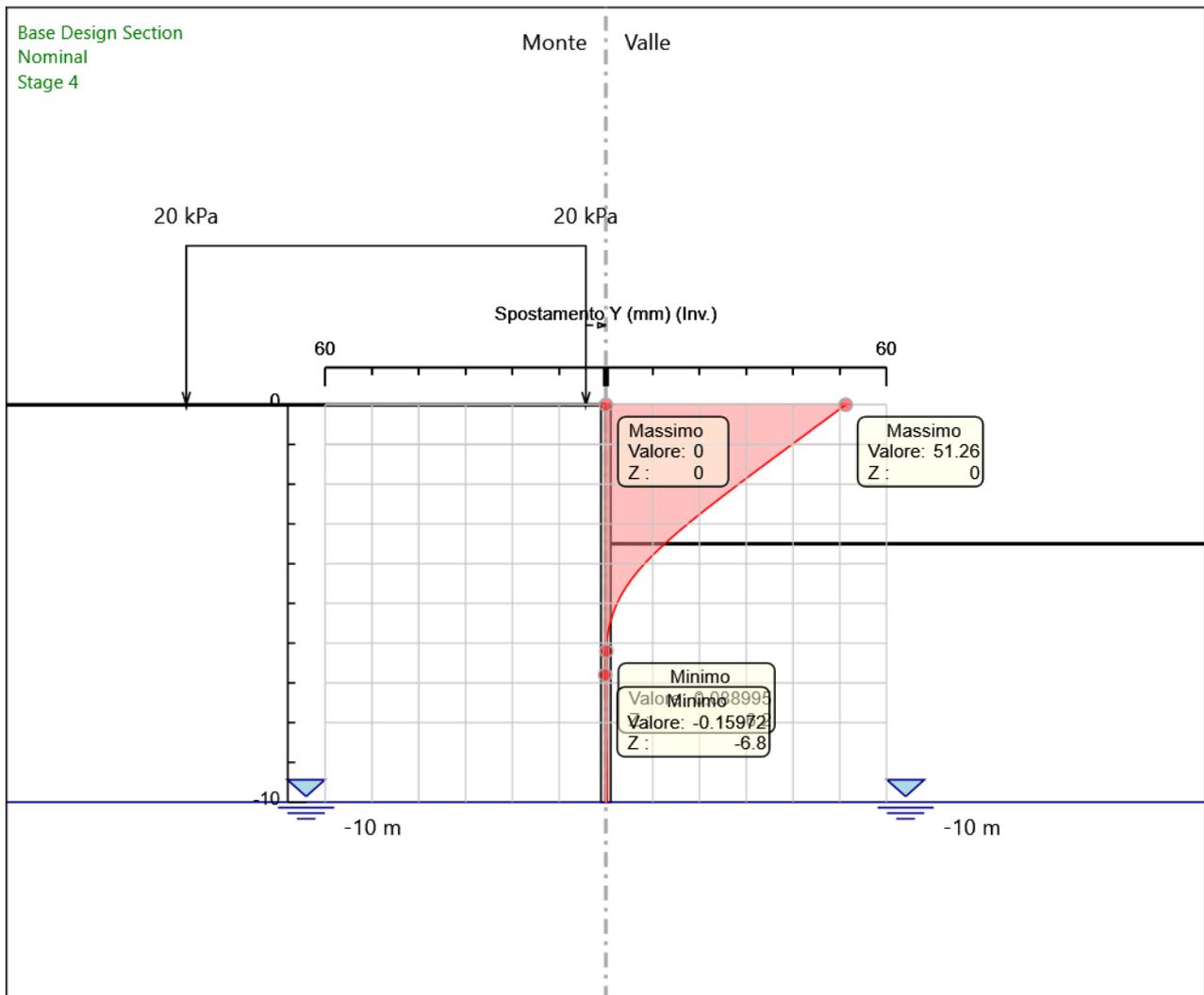
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1				

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Grafico Inviluppi Spostamento

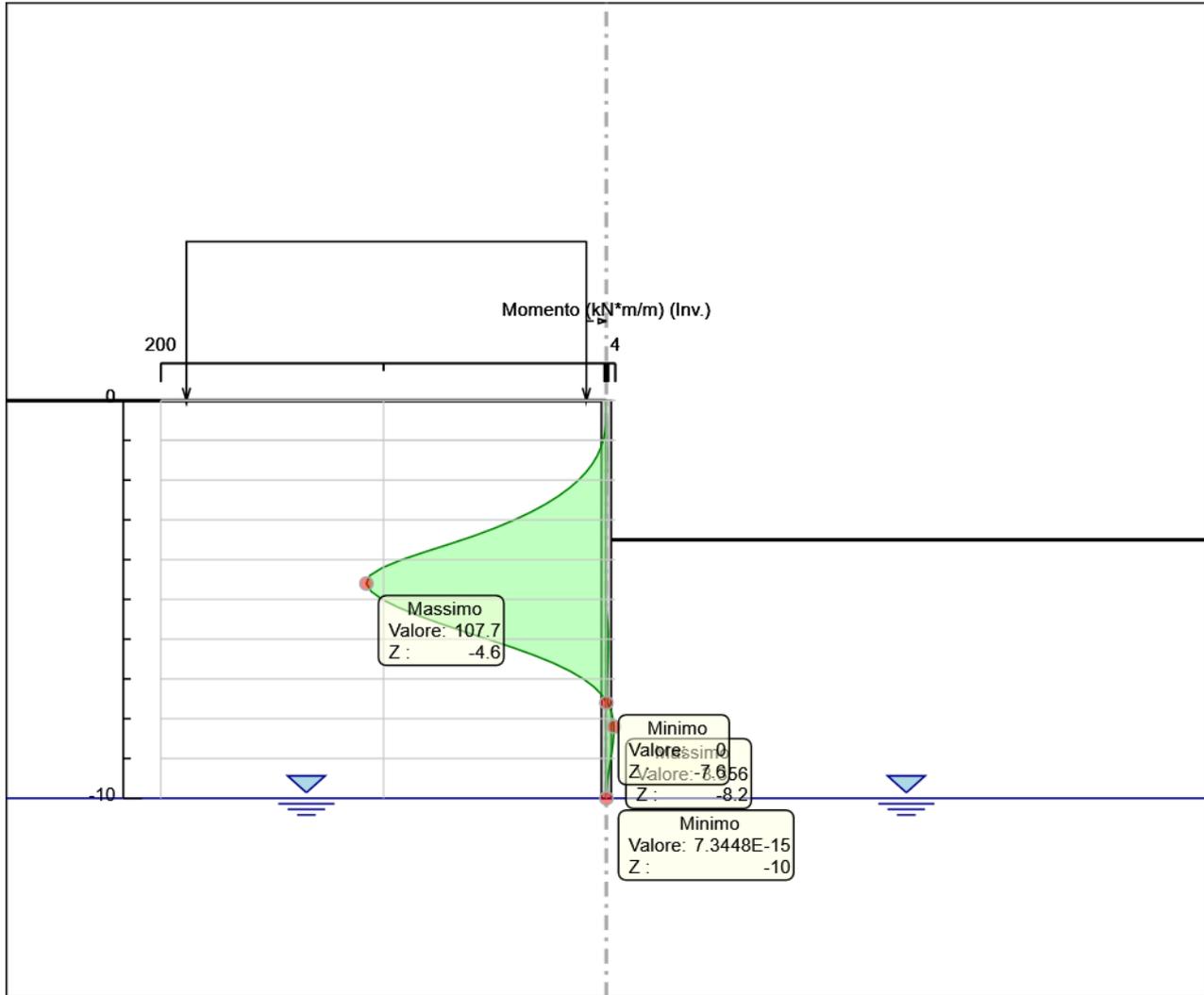


Spostamento

Tabella Involuppi Momento Paratia

Selected Design Assumptions Z (m)	Involuppi: Momento	
	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0	0
-0.4	0.057	0.04
-0.6	0.249	0.117
-0.8	0.683	0.184
-1	1.444	0.224
-1.2	2.606	0.235
-1.4	4.236	0.221
-1.6	6.392	0.199
-1.8	9.136	0.173
-2	12.53	0.145
-2.2	16.632	0.118
-2.4	21.502	0.092
-2.6	27.197	0.068
-2.8	33.774	0.046
-3	41.287	0.031
-3.2	49.792	0.021
-3.4	59.345	0.015
-3.6	70.002	0.011
-3.8	81.199	0.008
-4	91.752	0.006
-4.2	100.478	0.002
-4.4	106.19	0.001
-4.6	107.703	0.001
-4.8	105.551	0.002
-5	100.564	0.003
-5.2	93.439	0.004
-5.4	84.743	0.225
-5.6	74.923	0.598
-5.8	64.32	0.789
-6	53.316	0.849
-6.2	42.562	0.822
-6.4	32.622	0.742
-6.6	23.848	0.636
-6.8	16.409	0.52
-7	10.334	0.407
-7.2	5.575	0.306
-7.4	2.03	0.217
-7.6	0	0.557
-7.8	0	2.076
-8	0	2.987
-8.2	0.003	3.356
-8.4	0.021	3.325
-8.6	0.032	3.018
-8.8	0.034	2.538
-9	0.031	1.971
-9.2	0.025	1.39
-9.4	0.017	0.853
-9.6	0.009	0.413
-9.8	0.003	0.114
-10	0	0

Grafico Involuppi Momento

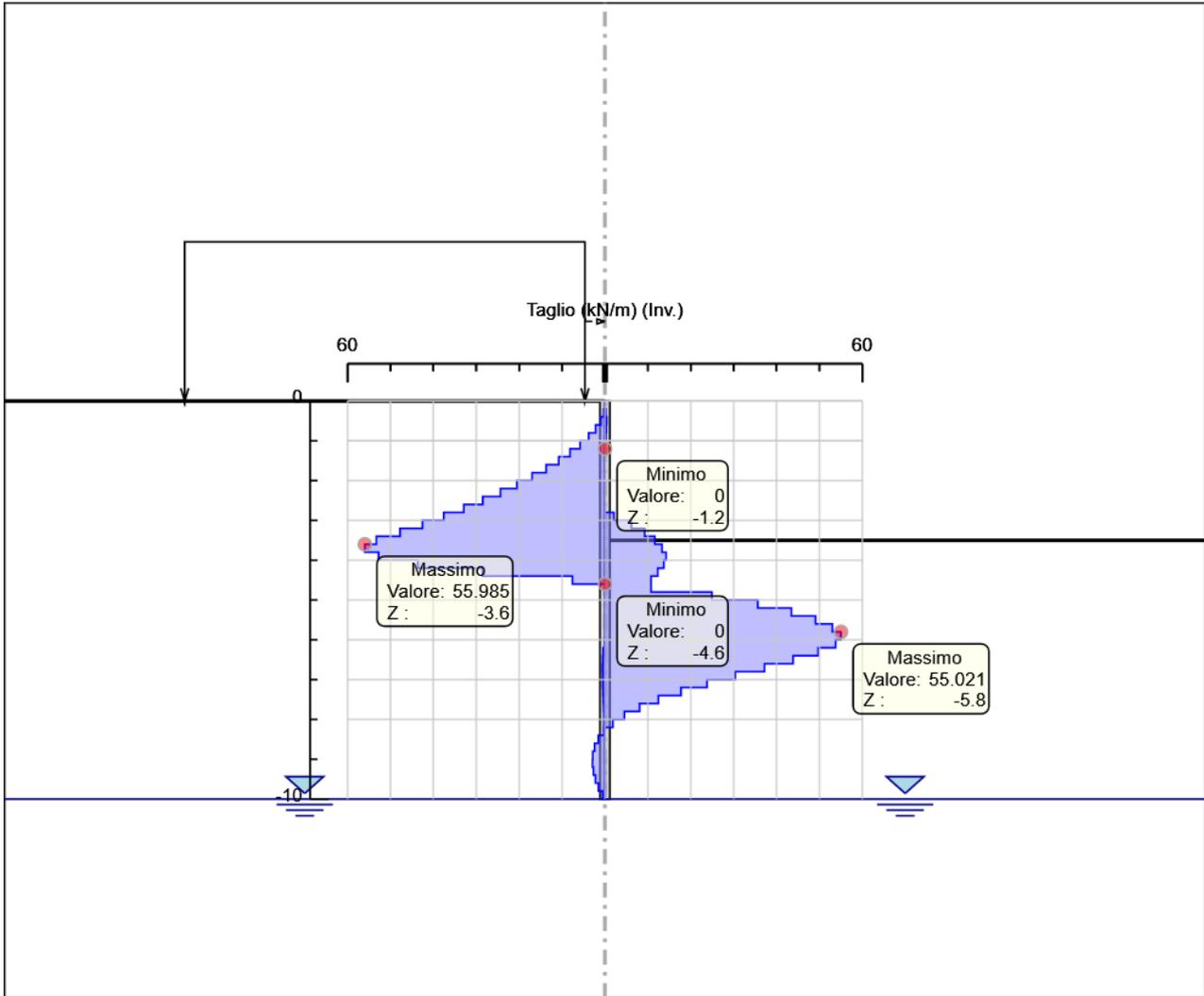


Momento

Tabella Inviluppi Taglio Paratia

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: Paratia
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	0	0
-0.2	0.286	0.198
-0.4	0.961	0.388
-0.6	2.171	0.388
-0.8	3.804	0.333
-1	5.808	0.2
-1.2	8.152	0.056
-1.4	10.779	0
-1.6	13.72	0
-1.8	16.967	0
-2	20.511	0
-2.2	24.349	0
-2.4	28.476	0
-2.6	32.889	0
-2.8	37.565	2.088
-3	42.524	6.157
-3.2	47.765	9.262
-3.4	53.285	11.633
-3.6	55.985	13.294
-3.8	55.985	14.273
-4	52.767	14.273
-4.2	43.63	13.741
-4.4	28.559	12.308
-4.6	7.567	10.762
-4.8	0	24.934
-5	0	35.627
-5.2	0	43.483
-5.4	0.001	49.097
-5.6	0.001	53.016
-5.8	0	55.021
-6	0.135	55.021
-6.2	0.399	53.77
-6.4	0.534	49.699
-6.6	0.578	43.87
-6.8	0.578	37.193
-7	0.564	30.374
-7.2	0.508	23.795
-7.4	0.446	17.725
-7.6	0.383	12.458
-7.8	0.308	8.074
-8	0.233	4.557
-8.2	0.262	1.843
-8.4	1.537	0
-8.6	2.399	0
-8.8	2.831	0.014
-9	2.906	0.032
-9.2	2.906	0.04
-9.4	2.683	0.04
-9.6	2.204	0.04
-9.8	1.495	0.031
-10	0.569	0.014

Grafico Involuppi Taglio



Taglio

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva %
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Left Wall	LEFT	6.79
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 4	Left Wall	RIGHT	14.38

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva %
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 4	Left Wall	LEFT	124.2
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Left Wall	RIGHT	157.2

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}	1.8
γ_s	1.15

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

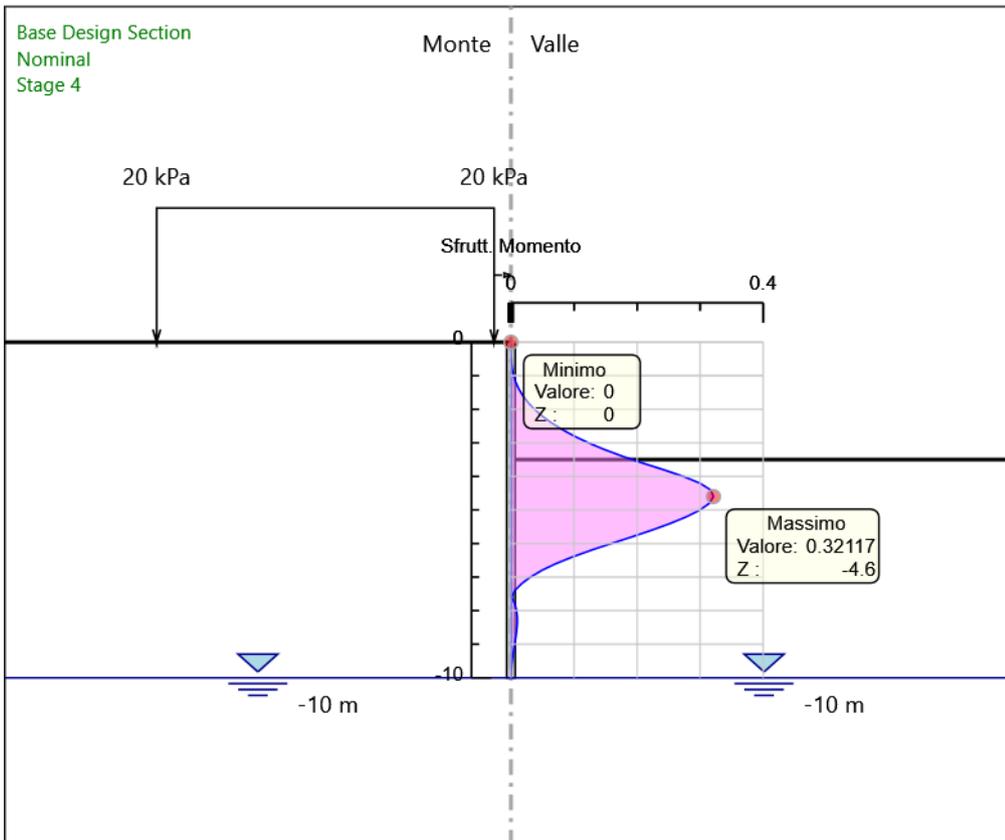
Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1				

Risultati SteelWorld

Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld	
0	0	
-0.2	0	
-0.4	0	
-0.6	0.001	
-0.8	0.002	
-1	0.004	
-1.2	0.008	
-1.4	0.013	
-1.6	0.019	
-1.8	0.027	
-2	0.037	
-2.2	0.05	
-2.4	0.064	
-2.6	0.081	
-2.8	0.101	
-3	0.123	
-3.2	0.148	
-3.4	0.177	
-3.6	0.209	
-3.8	0.242	
-4	0.274	
-4.2	0.3	
-4.4	0.317	
-4.6	0.321	
-4.8	0.315	
-5	0.3	
-5.2	0.279	
-5.4	0.253	
-5.6	0.223	
-5.8	0.192	
-6	0.159	
-6.2	0.127	
-6.4	0.097	
-6.6	0.071	
-6.8	0.049	
-7	0.031	
-7.2	0.017	
-7.4	0.006	
-7.6	0.001	
-7.8	0.006	
-8	0.009	
-8.2	0.01	
-8.4	0.01	
-8.6	0.009	
-8.8	0.008	
-9	0.006	
-9.2	0.004	
-9.4	0.003	
-9.6	0.001	
-9.8	0	
-10	0	

Grafico Involupi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld

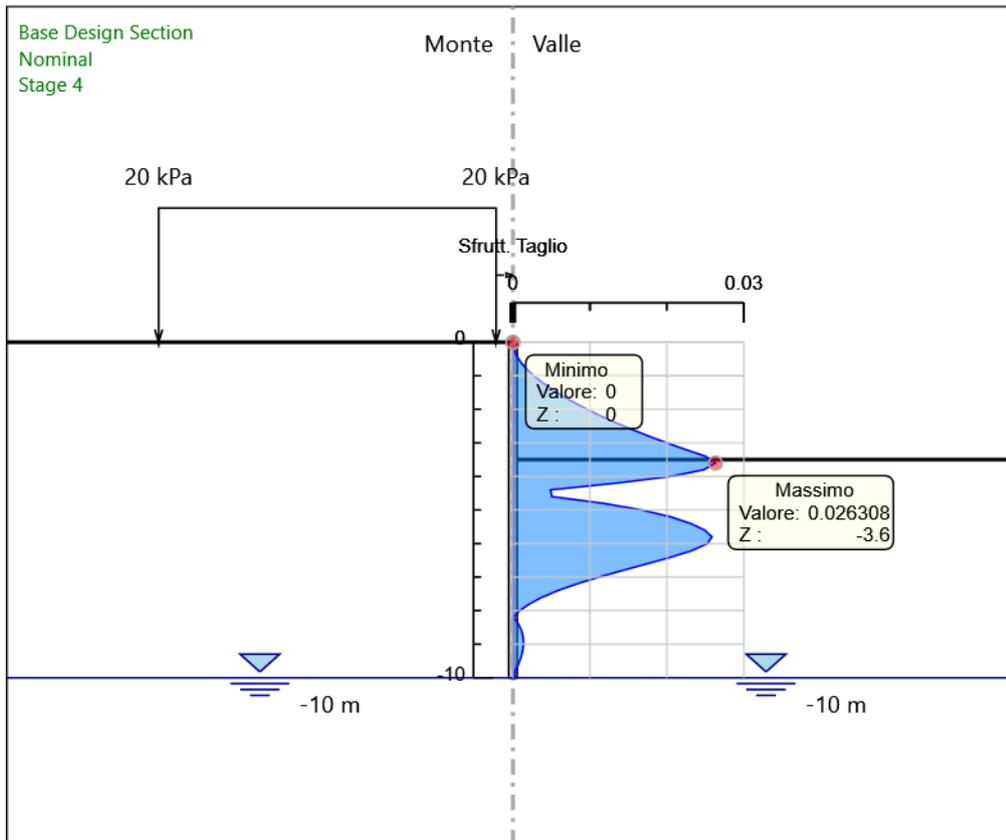


Involuppi
Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld

Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld : LEFT

Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	LEFT
0		0
-0.2		0
-0.4		0
-0.6		0.001
-0.8		0.002
-1		0.003
-1.2		0.004
-1.4		0.005
-1.6		0.006
-1.8		0.008
-2		0.01
-2.2		0.011
-2.4		0.013
-2.6		0.015
-2.8		0.018
-3		0.02
-3.2		0.022
-3.4		0.025
-3.6		0.026
-3.8		0.025
-4		0.021
-4.2		0.013
-4.4		0.005
-4.6		0.005
-4.8		0.012
-5		0.017
-5.2		0.02
-5.4		0.023
-5.6		0.025
-5.8		0.026
-6		0.025
-6.2		0.023
-6.4		0.021
-6.6		0.017
-6.8		0.014
-7		0.011
-7.2		0.008
-7.4		0.006
-7.6		0.004
-7.8		0.002
-8		0.001
-8.2		0
-8.4		0.001
-8.6		0.001
-8.8		0.001
-9		0.001
-9.2		0.001
-9.4		0.001
-9.6		0.001
-9.8		0
-10		0

Grafico Involupi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld



Involuppi
Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld

14.2 Paratia Fasi Realizzative (Vincolata)

Descrizione del Software

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

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c_v	ϕ	c'	Su	Modulo	Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Avexp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa	kPa			kPa		kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	R	19	19	35				0		Constant		70000	112000										

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -5 m

Muro di sinistra

Sezione : D250 Interasse 0.40

Area equivalente : 0.0228352041790414 m

Inerzia equivalente : 0.0001 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.4 m

Diametro : 0.25 m

Efficacia : 0.45

Materiale acciaio : S355

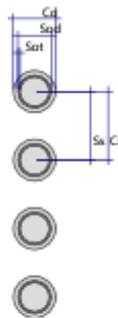
Sezione : CHS193.7*12

Tipo sezione : O

Spaziatura : 0.4 m

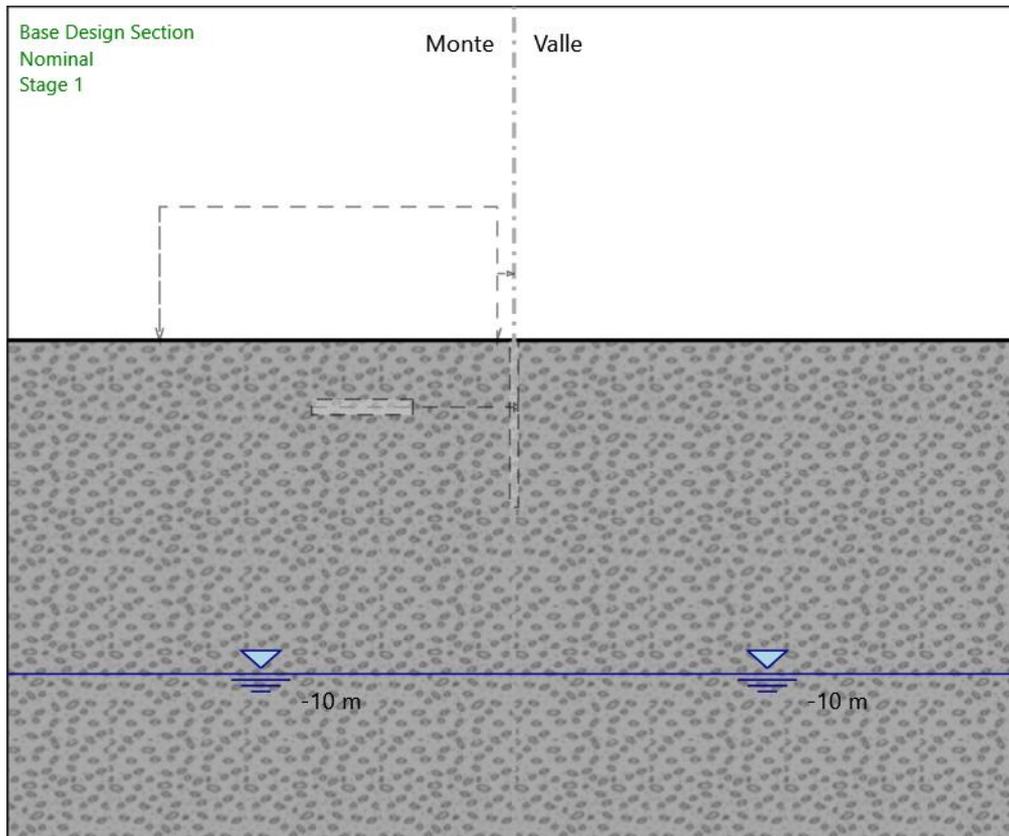
Spessore : 0.012 m

Diametro : 0.1937 m



Fasi di Calcolo

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)

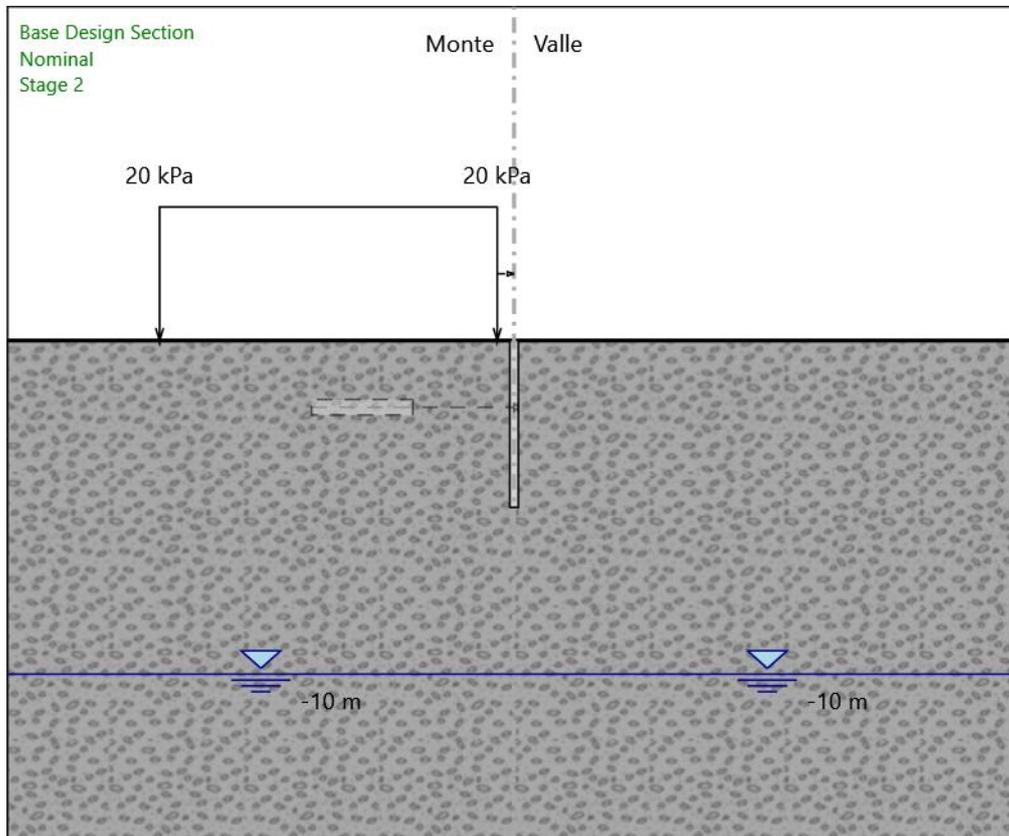
0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -10 m

Falda di destra : -10 m

Stage 2



Stage 2

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 : -10 m

Falda di destra : -10 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

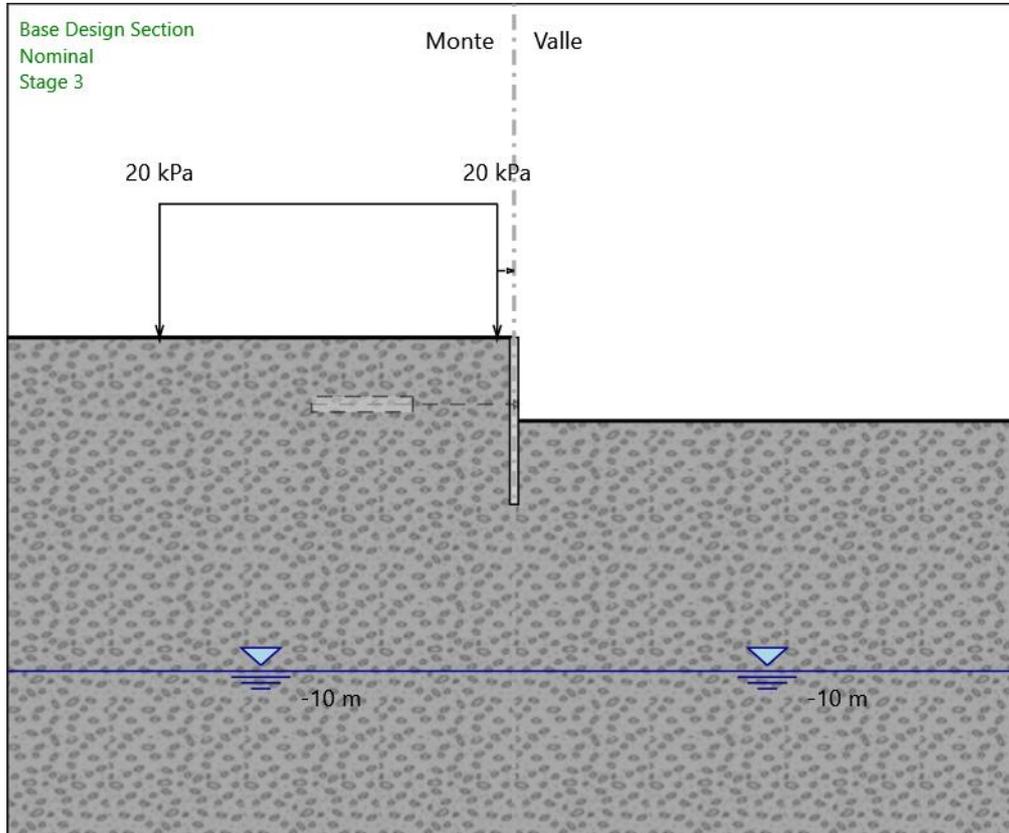
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -5 m

Sezione : D250 Interasse 0.40

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-2.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -10 m

Falda di destra : -10 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

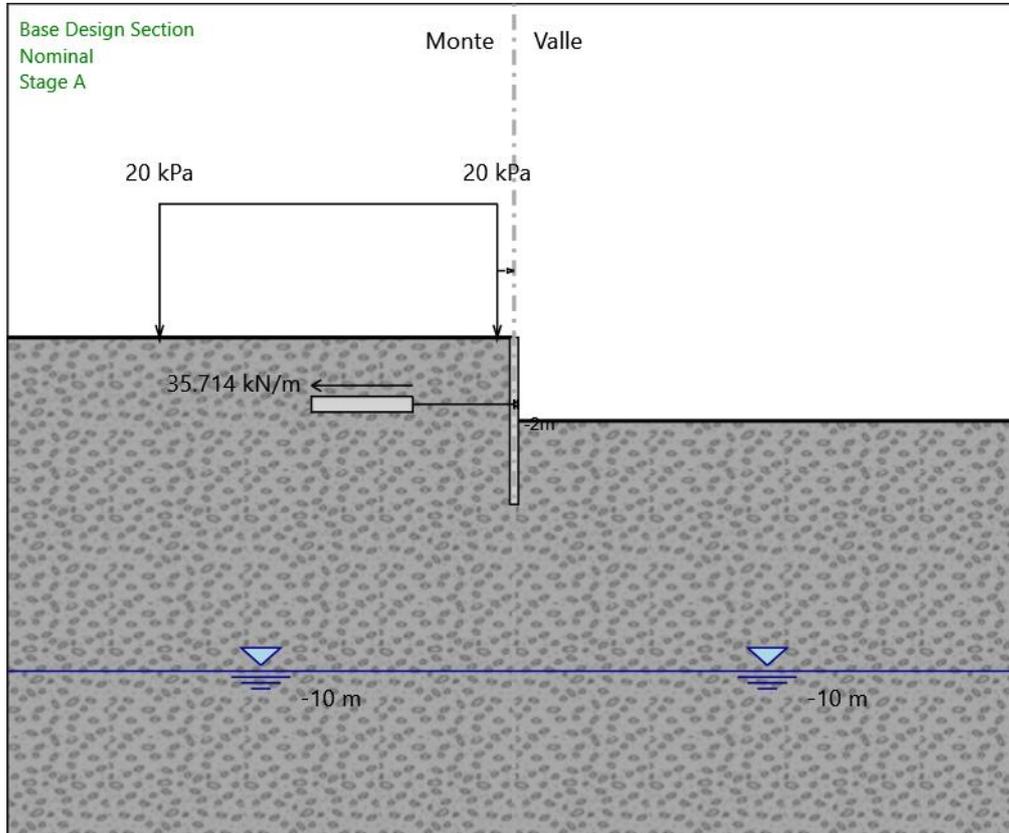
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -5 m

Sezione : D250 Interasse 0.40

Stage A



Stage A

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-2.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -10 m

Falda di destra : -10 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

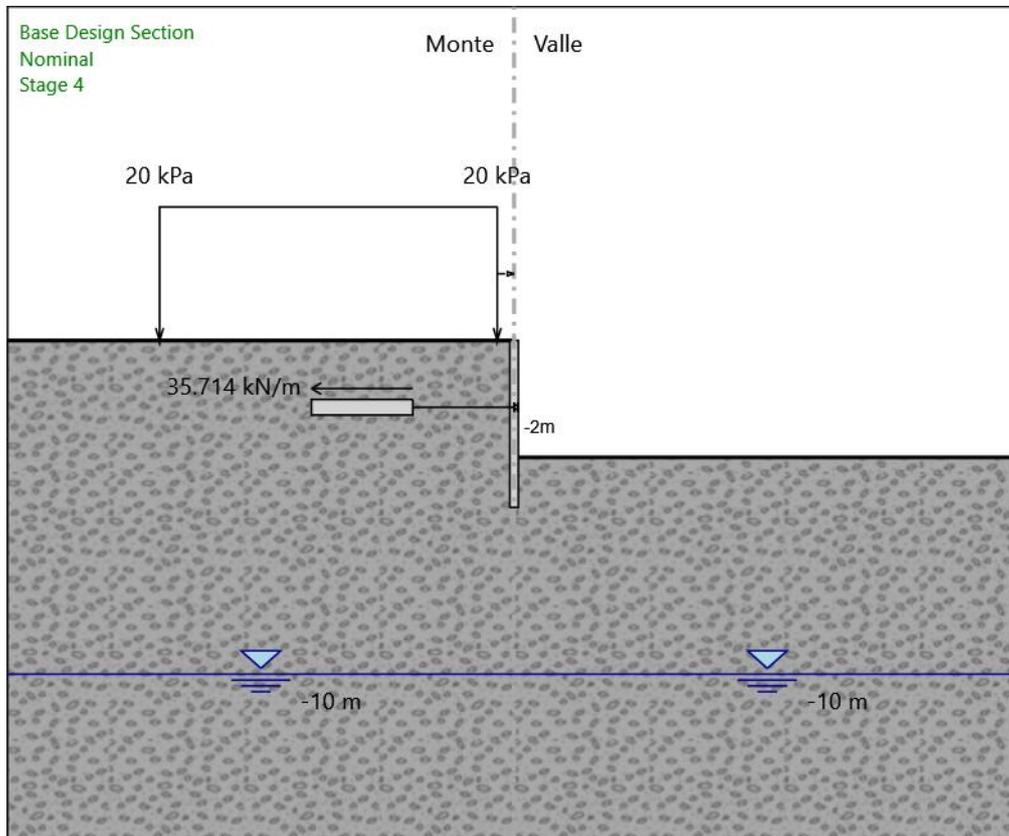
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -5 m

Sezione : D250 Interasse 0.40

Stage 4



Stage 4

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 : -10 m

Falda di destra : -10 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

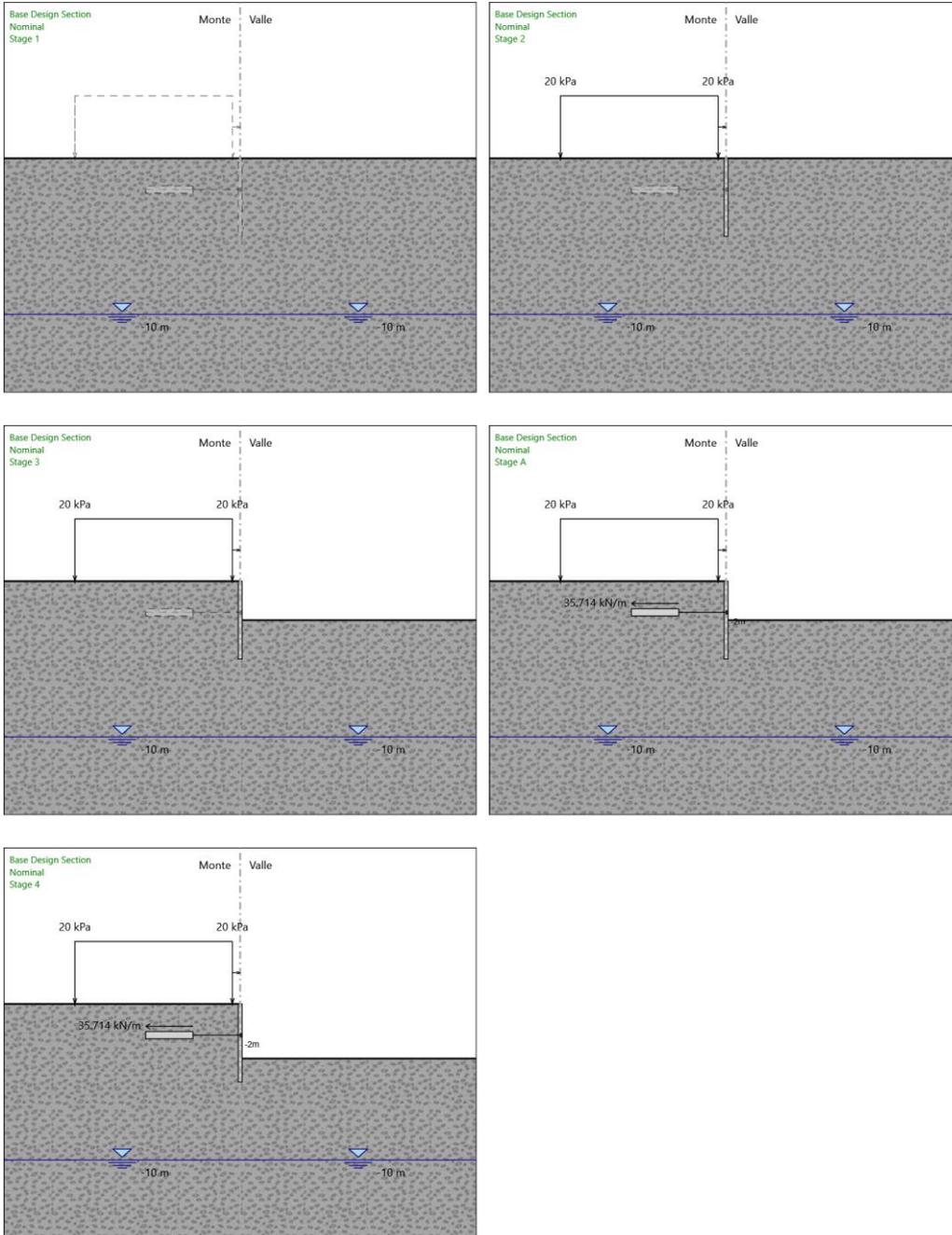
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -5 m

Sezione : D250 Interasse 0.40

Tabella Configurazione Stage (Nominal)



Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load _unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_loa d_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load _unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_loa d_favour)	Carico Sismico (F_seis m_load)	Pressio ni Acqua Lato Monte (F_Wat erDR)	Pressio ni Acqua Lato Valle (F_Wat erRes)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_UPL_ Gdstab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_UPL_ Gdstab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_UPL_ QDStab)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_HYD_ Gdstab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_HYD_ Gdstab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (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
NTC2018: SLE (Rara/Frequ ente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan(ϕ') (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
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1

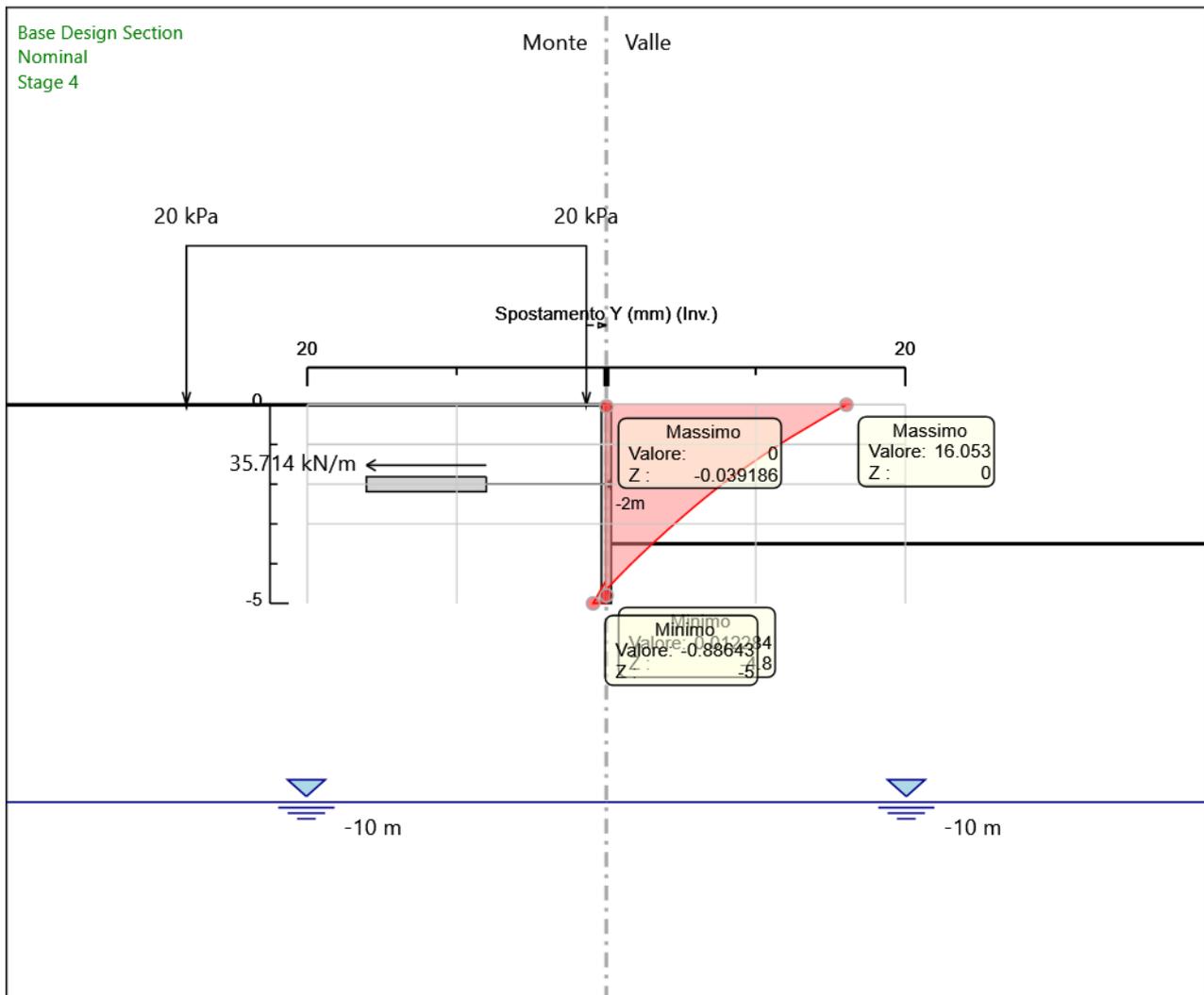
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage A	Stage 4
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1					

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Grafico Inviluppi Spostamento

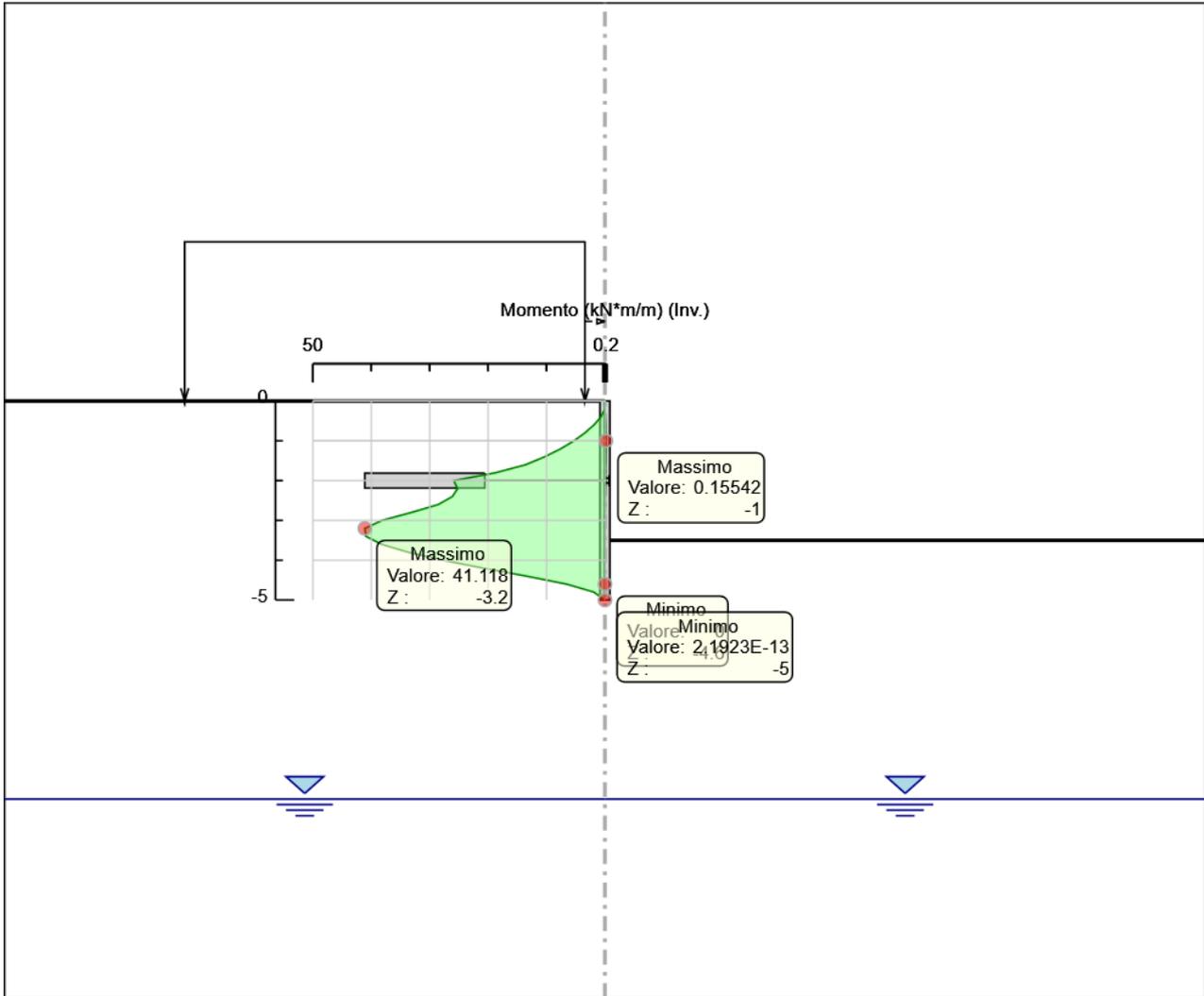


Spostamento

Tabella Involuppi Momento Paratia

Selected Design Assumptions	Involuppi: Momento	Muro: Paratia
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0	0
-0.4	0.696	0.028
-0.6	1.892	0.087
-0.8	3.438	0.133
-1	5.312	0.155
-1.2	7.586	0.154
-1.4	10.328	0.133
-1.6	13.597	0.11
-1.8	18.694	0.089
-2	25.869	0.069
-2.2	25.24	0.052
-2.4	26.128	0.038
-2.6	28.542	0.026
-2.8	33.155	0.014
-3	38.189	0.008
-3.2	41.118	0.006
-3.4	40.919	0.005
-3.6	38.243	0.005
-3.8	33.667	0.005
-4	27.707	0.004
-4.2	20.815	0.001
-4.4	13.394	0
-4.6	6.601	0
-4.8	1.914	0
-5	0	0

Grafico Involuppi Momento



Momento

Tabella Inviluppi Taglio Paratia

Selected Design Assumptions Z (m)	Inviluppi: Taglio	
	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	0	0
-0.2	3.478	0.138
-0.4	5.981	0.295
-0.6	7.732	0.295
-0.8	9.366	0.232
-1	11.633	0.111
-1.2	16.671	0
-1.4	22.428	0
-1.6	28.872	0
-1.8	35.877	0
-2	35.877	24.38
-2.2	24.349	24.38
-2.4	28.476	20.542
-2.6	29.791	16.415
-2.8	29.791	12.003
-3	25.173	7.326
-3.2	14.643	2.367
-3.4	8.393	13.383
-3.6	11.094	22.877
-3.8	11.094	29.804
-4	7.876	34.46
-4.2	0.015	37.1
-4.4	0.006	37.1
-4.6	0.002	33.969
-4.8	0	23.875
-5	0	9.568

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva %
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage A	Left Wall	LEFT	7.16
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 4	Left Wall	RIGHT	40.92

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva %
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 4	Left Wall	LEFT	117.97
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Left Wall	RIGHT	157.2

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}	1.8
γ_s	1.15

Riepilogo Stage / Design Assumption per Involuppo

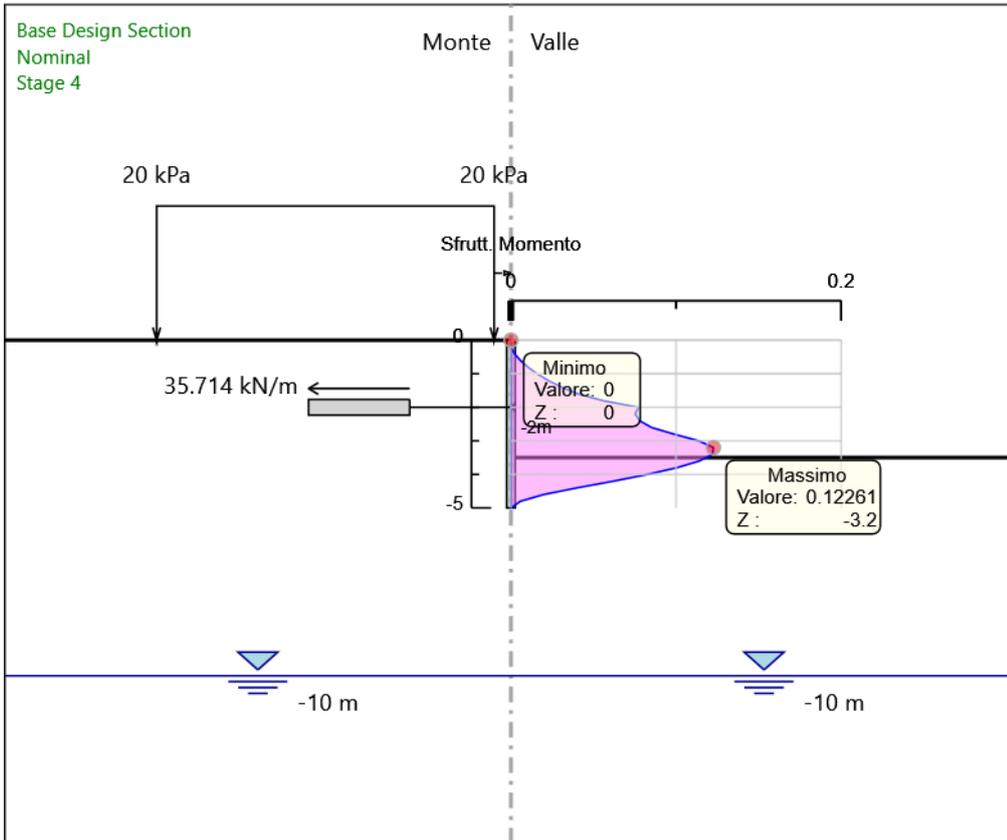
Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage A	Stage 4
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1					

Risultati SteelWorld

Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld : LEFT

Inviluppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld	
0		0
-0.2		0
-0.4		0.002
-0.6		0.006
-0.8		0.01
-1		0.016
-1.2		0.023
-1.4		0.031
-1.6		0.041
-1.8		0.056
-2		0.077
-2.2		0.075
-2.4		0.078
-2.6		0.085
-2.8		0.099
-3		0.114
-3.2		0.123
-3.4		0.122
-3.6		0.114
-3.8		0.1
-4		0.083
-4.2		0.062
-4.4		0.04
-4.6		0.02
-4.8		0.006
-5		0

Grafico Involupi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld

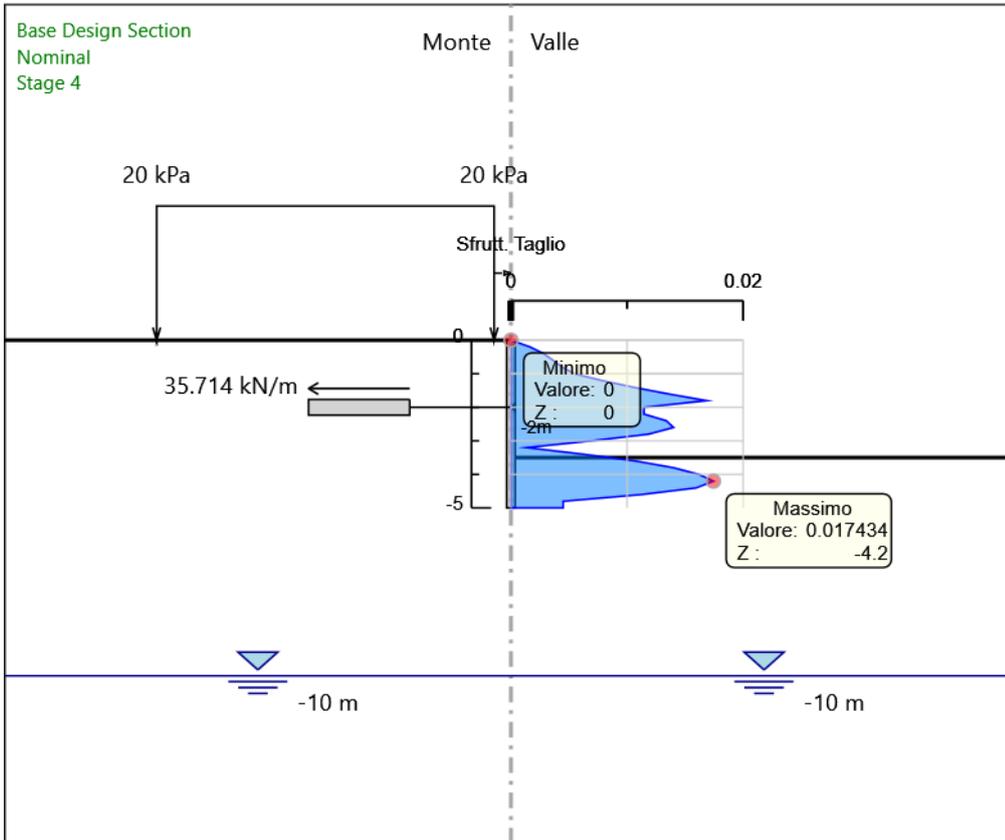


Involuppi
Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld

Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld : LEFT

Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld
0	0
-0.2	0.002
-0.4	0.003
-0.6	0.004
-0.8	0.004
-1	0.005
-1.2	0.008
-1.4	0.011
-1.6	0.014
-1.8	0.017
-2	0.011
-2.2	0.011
-2.4	0.013
-2.6	0.014
-2.8	0.012
-3	0.007
-3.2	0.001
-3.4	0.006
-3.6	0.011
-3.8	0.014
-4	0.016
-4.2	0.017
-4.4	0.016
-4.6	0.011
-4.8	0.004
-5	0.004

Grafico Involupi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld



Involupi
Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld

Verifiche Tiranti NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)

Design Assumption: NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)		Tipo Risultato: Verifiche Tiranti			NTC2018 (ITA)		
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage A	99.988	339.292	403.704	0.295	0.248	
Tieback	Stage 4	107.682	339.292	403.704	0.317	0.267	

Verifiche Tiranti NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)		Tipo Risultato: Verifiche Tiranti			NTC2018 (ITA)			
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage A	129.984	171.36	403.704	0.759	0.322		
Tieback	Stage 4	141.268	171.36	403.704	0.824	0.35		

Verifiche Tiranti NTC2018: A2+M2+R1

Design Assumption: NTC2018: A2+M2+R1		Tipo Risultato: Verifiche Tiranti			NTC2018 (ITA)			
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	Stage A	99.988	171.36	403.704	0.583	0.248		
Tieback	Stage 4	128.397	171.36	403.704	0.749	0.318		

Involuppo Verifiche Tiranti (su tutte le D.A. attive)

Tipo Risultato:									
Verifiche Tiranti									
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze	Design Assumption
Tieback	Stage 4	141.268	171.36	403.704	0.824	0.35			NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Verifiche Travi di Ripartizione Nominal

Design Assumption: Nominal	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione								
Trave di Ripartizione	Elemento strutturale	Sezione	Materiale	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M-N	Ratio taglio	Instabilità
Default Waler	Tieback	HE 120A	S355	Stage A	35.71	0	0	0	0
Default Waler	Tieback	HE 120A	S355	Stage 4	38.458	0	0	0	0

Verifiche Travi di Ripartizione NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)

Design Assumption: NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione	NTC2018								
Trave di Ripartizione	Elemento strutturale	Sezione	Materiale	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M-N	Ratio taglio	Instabilità	
Default Waler	Tieback	HE 120A	S355	Stage A	35.71	0	0.388	0.218	0	
Default Waler	Tieback	HE 120A	S355	Stage 4	38.458	0	0.417	0.235	0	

Verifiche Travi di Ripartizione NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) Trave di Ripartizione	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione Elemento strutturale	NTC2018 (ITA) Sezione	Materiale	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M-N	Ratio taglio	Instabilità
Default Waler	Tieback	HE 120A	S355	Stage A	46.423	0	0.504	0.283	0
Default Waler	Tieback	HE 120A	S355	Stage 4	50.453	0	0.548	0.308	0

Verifiche Travi di Ripartizione NTC2018: A2+M2+R1

Design Assumption: NTC2018: A2+M2+R1 Trave di Ripartizione	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione Elemento strutturale	NTC2018 (ITA)		Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M-N	Ratio taglio	Instabilità
		Sezione	Materiale						
Default Waler	Tieback	HE 120A	S355	Stage A	35.71	0	0.388	0.218	0
Default Waler	Tieback	HE 120A	S355	Stage 4	45.856	0	0.498	0.28	0

14.3 Paratia Tombino

Descrizione del Software

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

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -9 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	ϕ cv	ϕ p	c'	Su	Modulo	Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa	kPa				kPa		kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	
1	Ra	19	19	35				0		Constant		60000	96000											
2	SR	24.5	24.5	40				40		Constant		200000	600000											

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1.3 m

Muro di sinistra

Sezione : D280 219.1 s12.5 - Trasporto

Area equivalente : 0.87 m

Inerzia equivalente : 0.0549 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Solid

Spessore : 0.87 m

Efficacia : 1



X : 16.7 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1.3 m

Muro di destra

Sezione : D280 219.1 s12.5 - Trasporto

Area equivalente : 0.87 m

Inerzia equivalente : 0.0549 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Solid

Spessore : 0.87 m

Efficacia : 1



X : 0 m

Quota in alto : -1.3 m

Quota di fondo : -9.3 m

Muro di sinistra

Sezione : D280 219.1 s12.5

Area equivalente : 0.235 m

Inerzia equivalente : 0.0011 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Solid

Spessore : 0.235 m

Efficacia : 1



X : 16.7 m

Quota in alto : -1.3 m

Quota di fondo : -9.3 m

Muro di destra

Sezione : D280 219.1 s12.5

Area equivalente : 0.235 m

Inerzia equivalente : 0.0011 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Solid

Spessore : 0.235 m

Efficacia : 1



X : 0 m

Quota in alto : -9.3 m

Quota di fondo : -16.3 m

Muro di sinistra

Sezione : D280 219.1 s8

Area equivalente : 0.216 m

Inerzia equivalente : 0.0008 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Solid

Spessore : 0.216 m

Efficacia : 1



X : 16.7 m

Quota in alto : -9.3 m

Quota di fondo : -16.3 m

Muro di destra

Sezione : D280 219.1 s8

Area equivalente : 0.216 m

Inerzia equivalente : 0.0008 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Solid

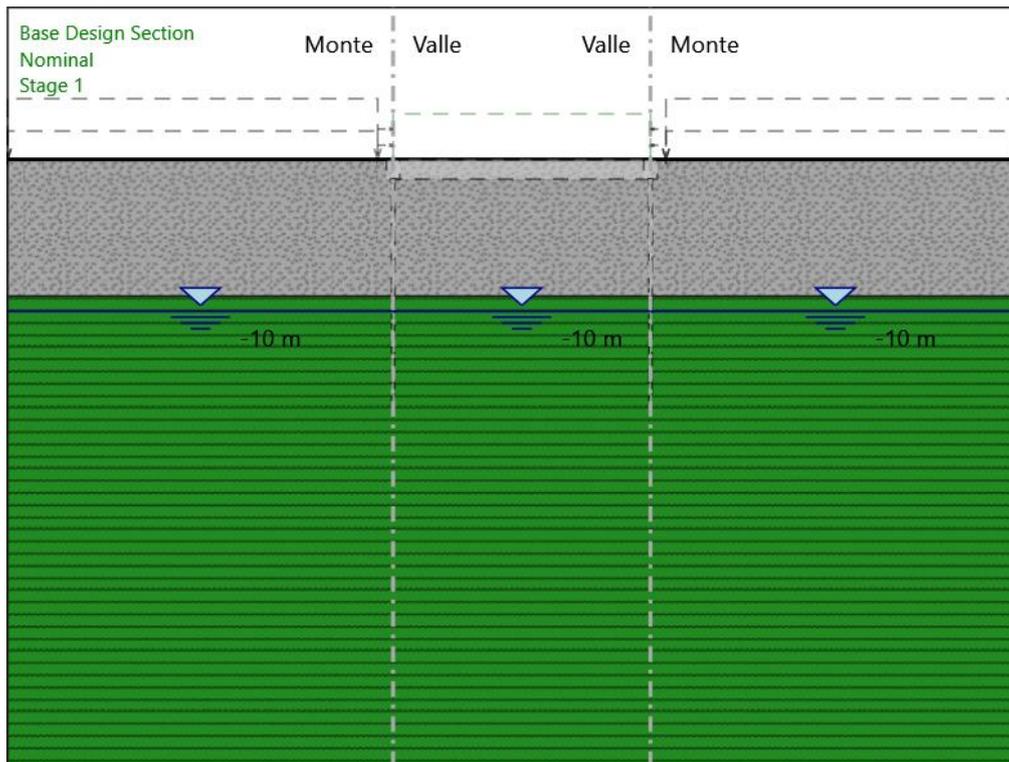
Spessore : 0.216 m

Efficacia : 1



Fasi di Calcolo

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

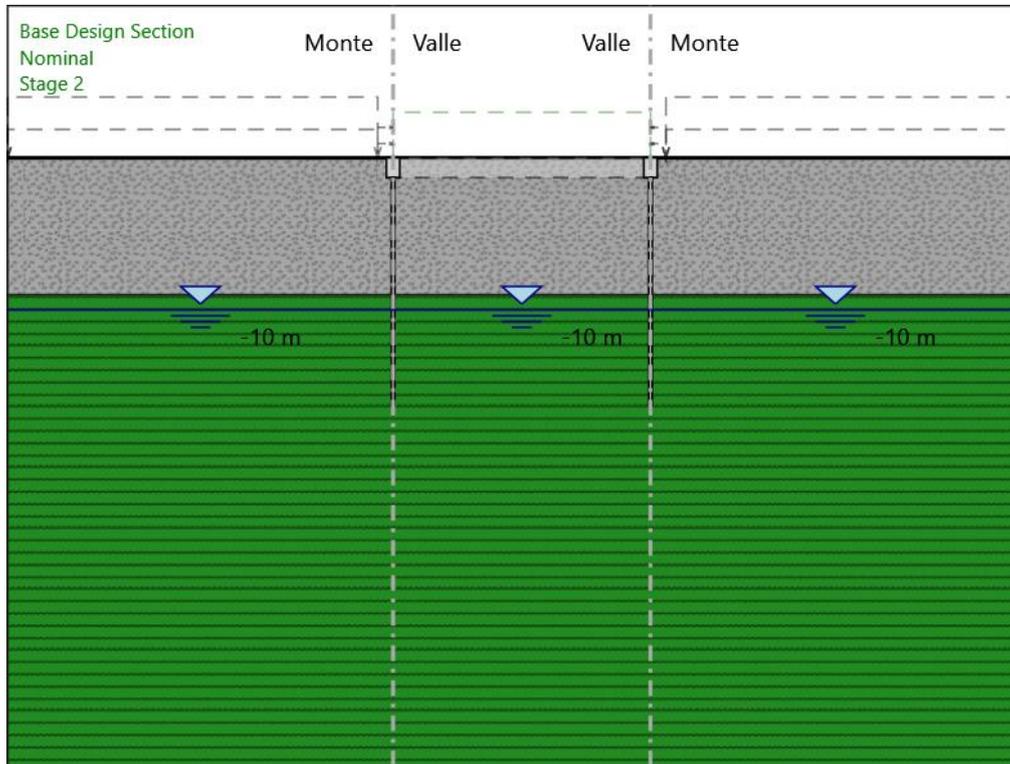
Falda acquifera

Falda di sinistra : -10 m

Falda di destra : -10 m

Falda centrale : -10 m

Stage 2



Stage 2

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 : -10 m

Falda di destra : -10 m

Falda centrale : -10 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5 - Trasporto

Paratia : WallElement_New

X : 16.7 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5 - Trasporto

Paratia : WallElement_New_New

X : 0 m

Quota in alto : -1.3 m

Quota di fondo : -9.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5

Paratia : WallElement_New_New_New

X : 16.7 m

Quota in alto : -1.3 m

Quota di fondo : -9.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5

Paratia : WallElement_New_New_New_New

X : 0 m

Quota in alto : -9.3 m

Quota di fondo : -16.3 m

Sezione : D280 219.1 s8

Paratia : WallElement_New_New_New_New_New

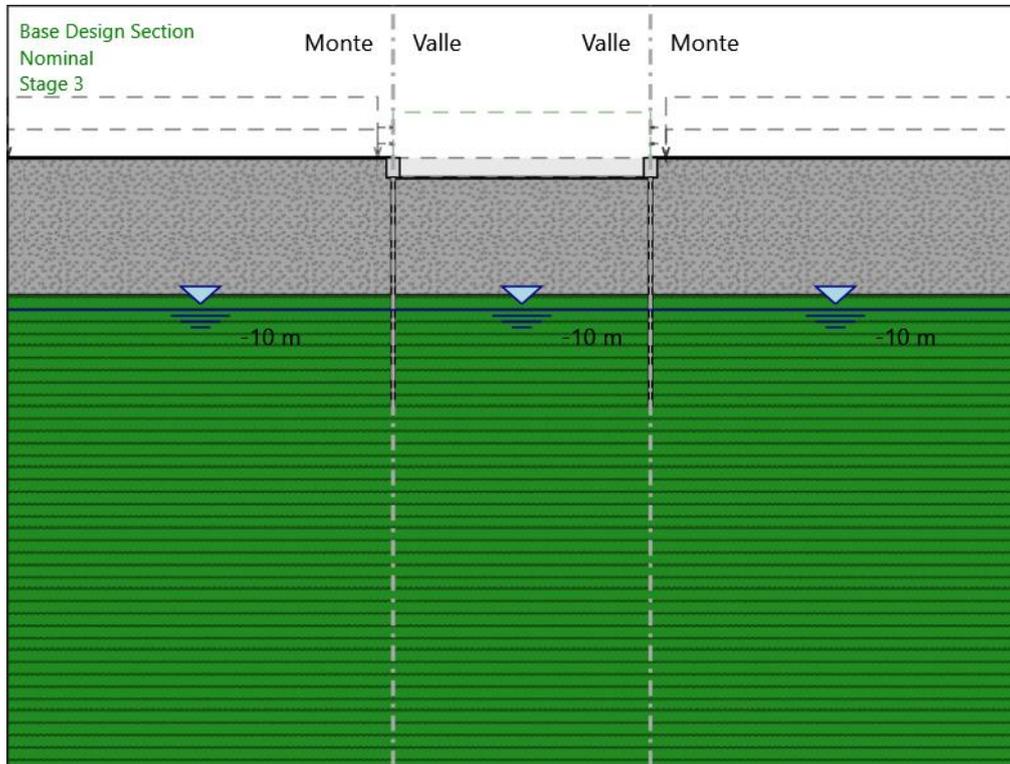
X : 16.7 m

Quota in alto : -9.3 m

Quota di fondo : -16.3 m

Sezione : D280 219.1 s8

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1.3 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1.3 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-1.3 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -10 m

Falda di destra : -10 m

Falda centrale : -10 m

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5 - Trasporto

Paratia : WallElement_New

X : 16.7 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5 - Trasporto

Paratia : WallElement_New_New

X : 0 m

Quota in alto : -1.3 m

Quota di fondo : -9.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5

Paratia : WallElement_New_New_New

X : 16.7 m

Quota in alto : -1.3 m

Quota di fondo : -9.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5

Paratia : WallElement_New_New_New_New

X : 0 m

Quota in alto : -9.3 m

Quota di fondo : -16.3 m

Sezione : D280 219.1 s8

Paratia : WallElement_New_New_New_New_New

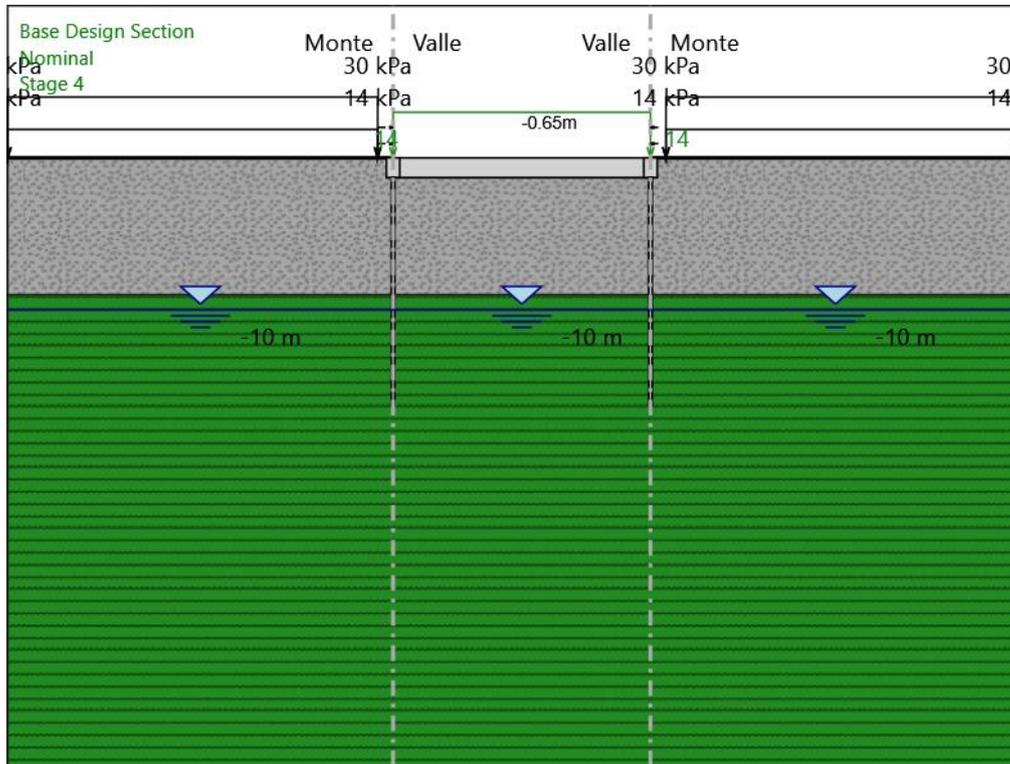
X : 16.7 m

Quota in alto : -9.3 m

Quota di fondo : -16.3 m

Sezione : D280 219.1 s8

Stage 4



Stage 4

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 : -10 m

Falda di destra : -10 m

Falda centrale : -10 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -25 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 14 kPa

Pressione finale : 14 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge_0

X iniziale : -25 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 30 kPa

Pressione finale : 30 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge_0_1

X iniziale : 17.7 m

X finale : 40.7 m

Pressione iniziale : 14 kPa

Pressione finale : 14 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge_0_1_2

X iniziale : 17.7 m

X finale : 40.7 m

Pressione iniziale : 30 kPa

Pressione finale : 30 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5 - Trasporto

Paratia : WallElement_New

X : 16.7 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5 - Trasporto

Paratia : WallElement_New_New

X : 0 m

Quota in alto : -1.3 m

Quota di fondo : -9.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5

Paratia : WallElement_New_New_New

X : 16.7 m

Quota in alto : -1.3 m

Quota di fondo : -9.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5

Paratia : WallElement_New_New_New_New

X : 0 m

Quota in alto : -9.3 m

Quota di fondo : -16.3 m

Sezione : D280 219.1 s8

Paratia : WallElement_New_New_New_New_New

X : 16.7 m

Quota in alto : -9.3 m

Quota di fondo : -16.3 m

Sezione : D280 219.1 s8

Soletta : Slab

X del primo muro : 0 m

X del secondo muro : 16.7 m

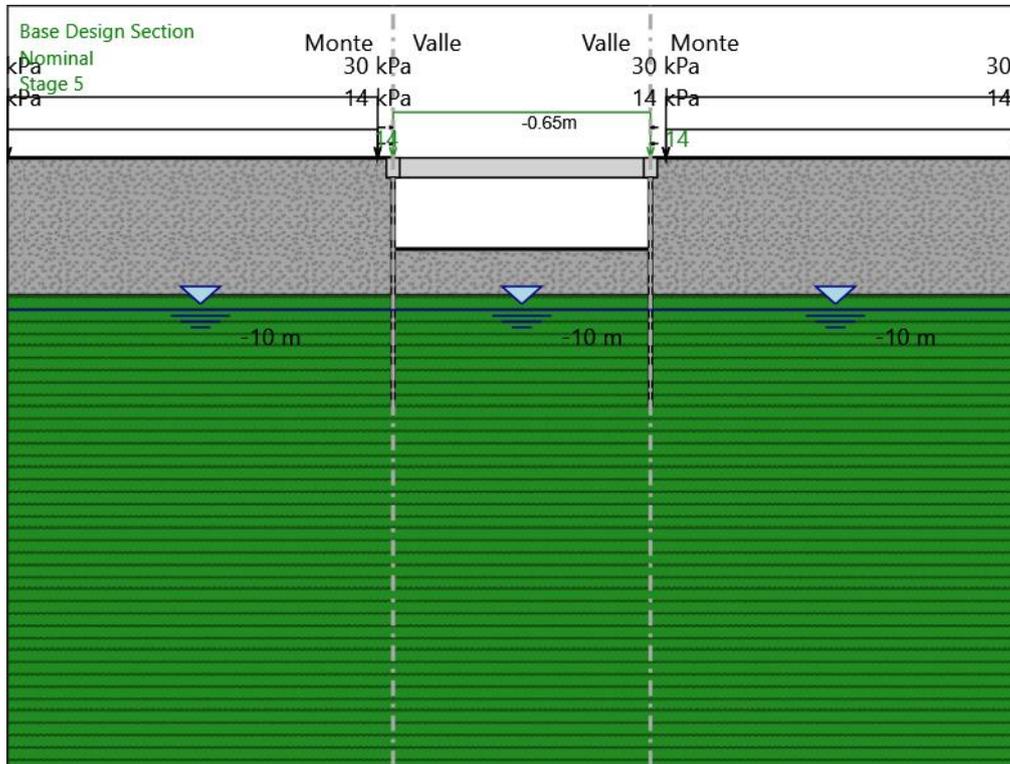
Z : -0.65 m

Lunghezza : 16.7 m

Angolo : 0 °

Sezione : Solettone sup

Stage 5



Stage 5

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -6 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -6 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-6 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -10 m

Falda di destra : -10 m

Falda centrale : -10 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -25 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 14 kPa

Pressione finale : 14 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge_0

X iniziale : -25 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 30 kPa

Pressione finale : 30 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge_0_1

X iniziale : 17.7 m

X finale : 40.7 m

Pressione iniziale : 14 kPa

Pressione finale : 14 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge_0_1_2

X iniziale : 17.7 m

X finale : 40.7 m

Pressione iniziale : 30 kPa

Pressione finale : 30 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5 - Trasporto

Paratia : WallElement_New

X : 16.7 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5 - Trasporto

Paratia : WallElement_New_New

X : 0 m

Quota in alto : -1.3 m

Quota di fondo : -9.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5

Paratia : WallElement_New_New_New

X : 16.7 m

Quota in alto : -1.3 m

Quota di fondo : -9.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5

Paratia : WallElement_New_New_New_New

X : 0 m

Quota in alto : -9.3 m

Quota di fondo : -16.3 m

Sezione : D280 219.1 s8

Paratia : WallElement_New_New_New_New_New

X : 16.7 m

Quota in alto : -9.3 m

Quota di fondo : -16.3 m

Sezione : D280 219.1 s8

Soletta : Slab

X del primo muro : 0 m

X del secondo muro : 16.7 m

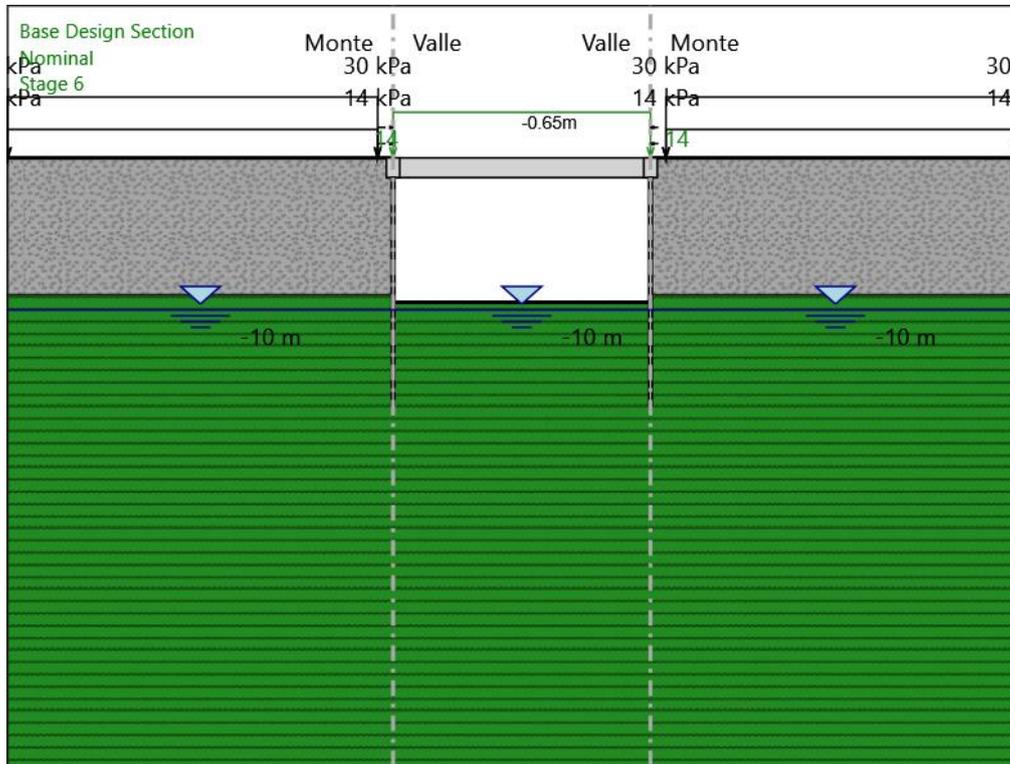
Z : -0.65 m

Lunghezza : 16.7 m

Angolo : 0 °

Sezione : Solettone sup

Stage 6



Stage 6

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -9.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -9.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-9.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -10 m

Falda di destra : -10 m

Falda centrale : -10 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -25 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 14 kPa

Pressione finale : 14 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge_0

X iniziale : -25 m

X finale : -1 m

Pressione iniziale : 30 kPa

Pressione finale : 30 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge_0_1

X iniziale : 17.7 m

X finale : 40.7 m

Pressione iniziale : 14 kPa

Pressione finale : 14 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge_0_1_2

X iniziale : 17.7 m

X finale : 40.7 m

Pressione iniziale : 30 kPa

Pressione finale : 30 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5 - Trasporto

Paratia : WallElement_New

X : 16.7 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5 - Trasporto

Paratia : WallElement_New_New

X : 0 m

Quota in alto : -1.3 m

Quota di fondo : -9.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5

Paratia : WallElement_New_New_New

X : 16.7 m

Quota in alto : -1.3 m

Quota di fondo : -9.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5

Paratia : WallElement_New_New_New_New

X : 0 m

Quota in alto : -9.3 m

Quota di fondo : -16.3 m

Sezione : D280 219.1 s8

Paratia : WallElement_New_New_New_New_New

X : 16.7 m

Quota in alto : -9.3 m

Quota di fondo : -16.3 m

Sezione : D280 219.1 s8

Soletta : Slab

X del primo muro : 0 m

X del secondo muro : 16.7 m

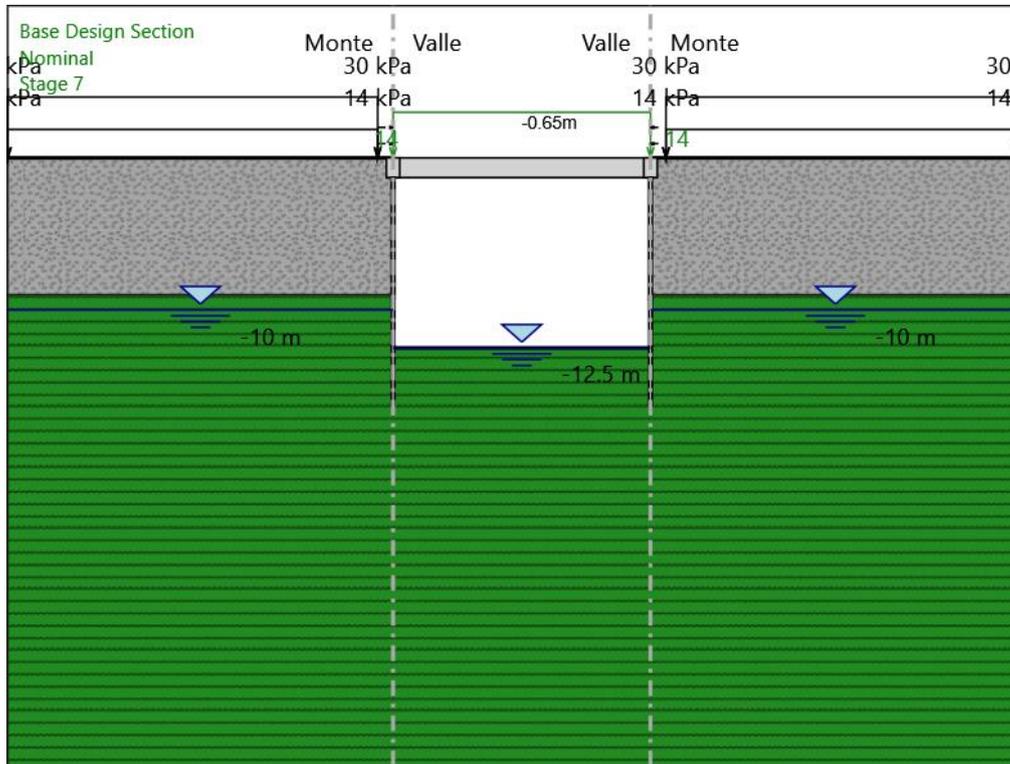
Z : -0.65 m

Lunghezza : 16.7 m

Angolo : 0 °

Sezione : Solettone sup

Stage 7



Stage 7

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -12.5 m

Muro di destra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -12.5 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo centrale (Orizzontale)

-12.5 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -10 m
Falda di destra : -10 m
Falda centrale : -12.5 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -25 m
X finale : -1 m
Pressione iniziale : 14 kPa
Pressione finale : 14 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge_0

X iniziale : -25 m
X finale : -1 m
Pressione iniziale : 30 kPa
Pressione finale : 30 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge_0_1

X iniziale : 17.7 m
X finale : 40.7 m
Pressione iniziale : 14 kPa
Pressione finale : 14 kPa

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge_0_1_2

X iniziale : 17.7 m
X finale : 40.7 m
Pressione iniziale : 30 kPa
Pressione finale : 30 kPa

Elementi strutturali

Paratia : WallElement

X : 0 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -1.3 m
Sezione : D280 219.1 s12.5 - Trasporto

Paratia : WallElement_New

X : 16.7 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -1.3 m
Sezione : D280 219.1 s12.5 - Trasporto

Paratia : WallElement_New_New

X : 0 m
Quota in alto : -1.3 m
Quota di fondo : -9.3 m
Sezione : D280 219.1 s12.5

Paratia : WallElement_New_New_New

X : 16.7 m
Quota in alto : -1.3 m

Quota di fondo : -9.3 m

Sezione : D280 219.1 s12.5

Paratia : WallElement_New_New_New_New

X : 0 m

Quota in alto : -9.3 m

Quota di fondo : -16.3 m

Sezione : D280 219.1 s8

Paratia : WallElement_New_New_New_New_New

X : 16.7 m

Quota in alto : -9.3 m

Quota di fondo : -16.3 m

Sezione : D280 219.1 s8

Soletta : Slab

X del primo muro : 0 m

X del secondo muro : 16.7 m

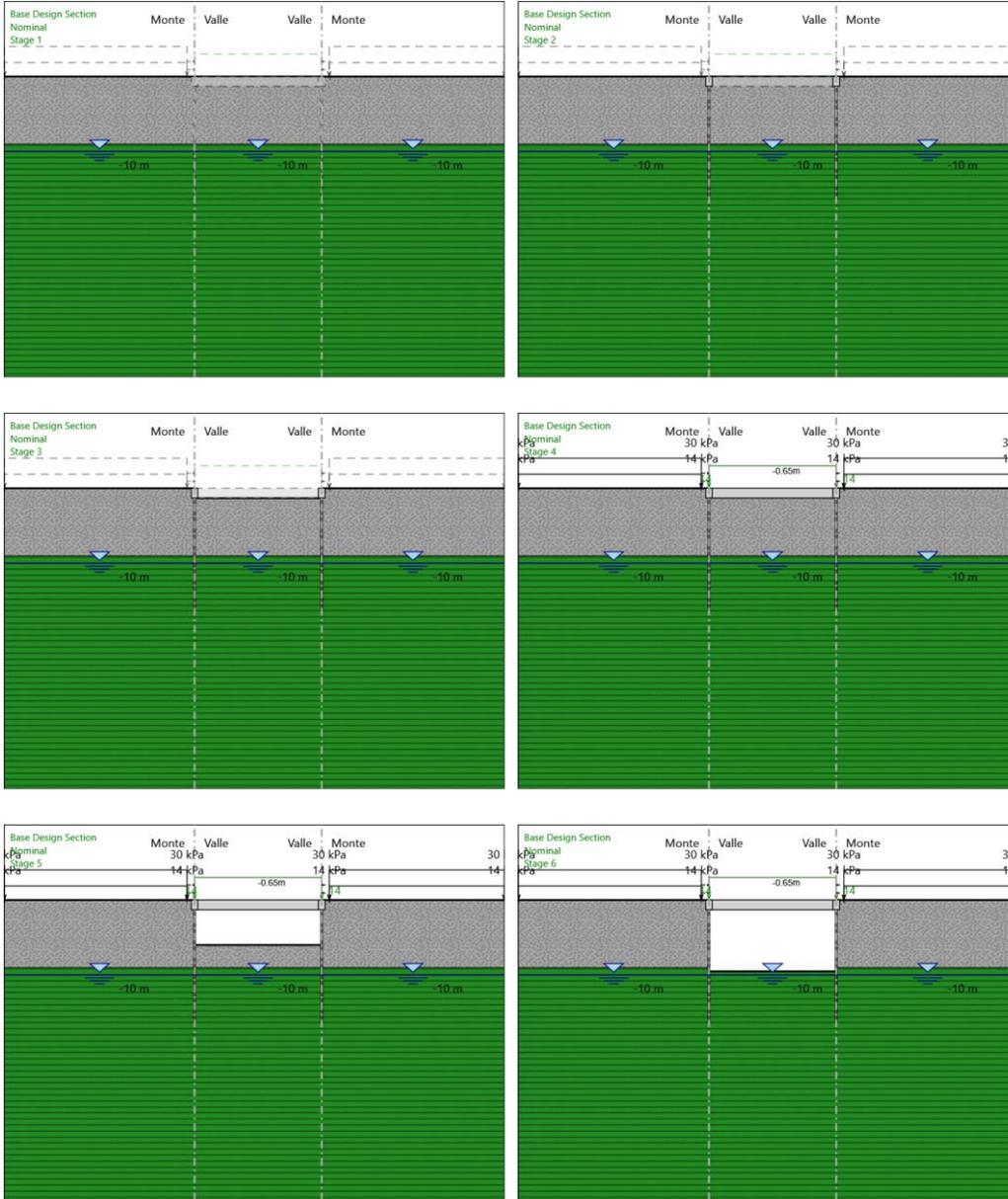
Z : -0.65 m

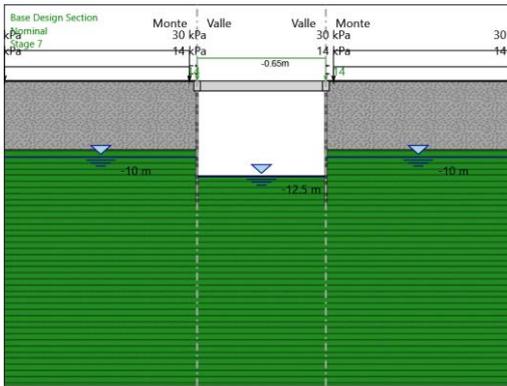
Lunghezza : 16.7 m

Angolo : 0 °

Sezione : Solettone sup

Tabella Configurazione Stage (Nominal)





Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_d_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_d_favour)	Carico Sismico (F_seis)	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
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

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
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1

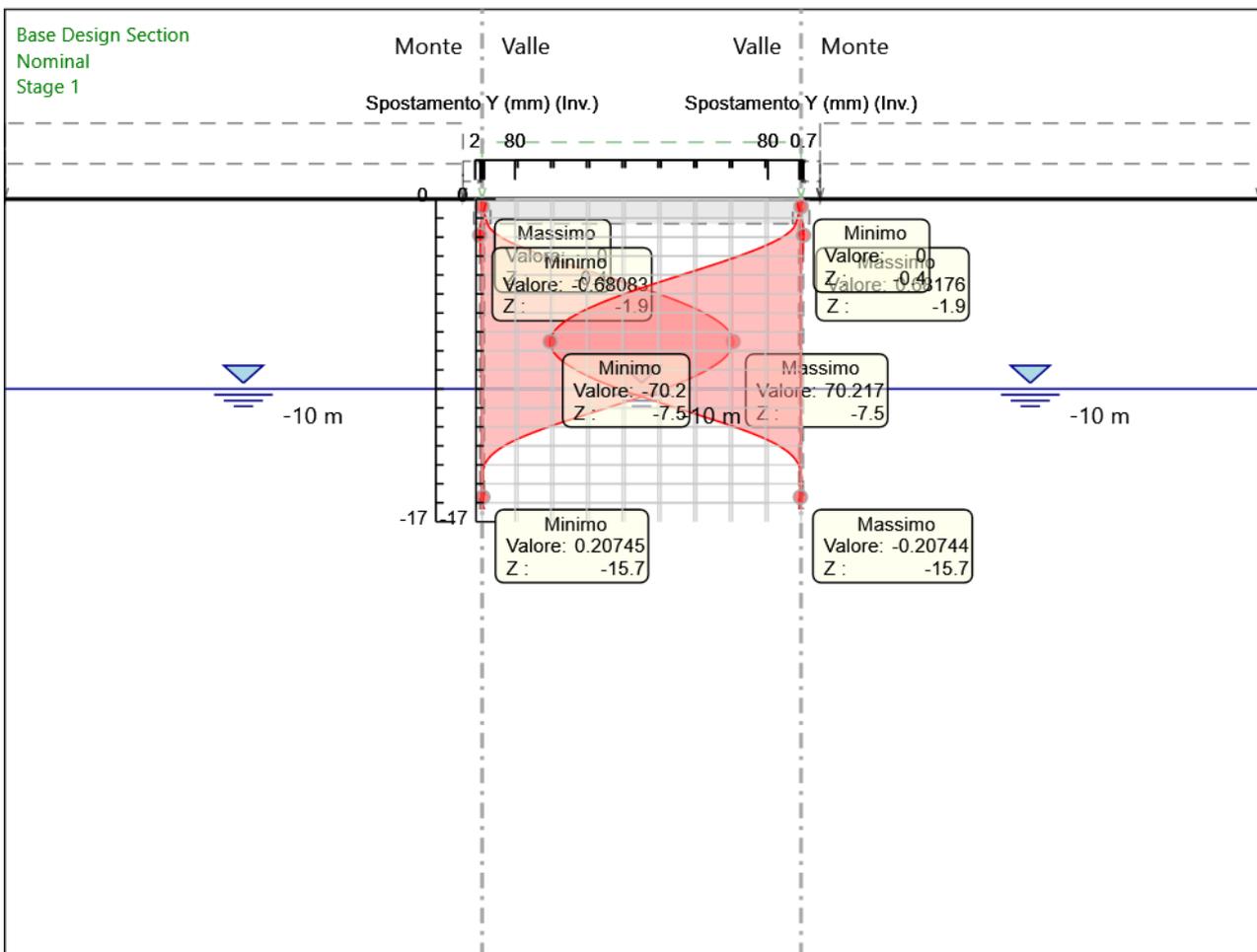
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 6	Stage 7
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1							

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Grafico Inviluppi Spostamento



Spostamento

Tabella Involuppi Momento WallElement

Selected Design Assumptions	Involuppi: Momento	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0	0
-0.4	0.768	0
-0.6	2.058	0
-0.65	684.361	0
-0.85	637.585	0
-1.05	591.133	0
-1.25	545.154	0
-1.3	533.758	0

Tabella Involuppi Momento WallElement_New

Selected Design Assumptions	Involuppi: Momento	Muro: WallElement_New
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0	0
-0.4	0	0.77
-0.6	0	2.063
-0.65	0	684.206
-0.85	0	637.433
-1.05	0	590.986
-1.25	0	545.013
-1.3	0	533.619

Tabella Involuppi Momento WallElement_New_New

Selected Design Assumptions Z (m)	Muro: WallElement_New_New	
	Involuppi: Momento Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-1.3	533.758	0
-1.5	488.589	0
-1.7	443.979	0
-1.9	399.971	0
-2.1	356.652	0
-2.3	314.102	0
-2.5	272.395	0
-2.7	231.606	0
-2.9	191.804	2.56
-3.1	153.033	7.616
-3.3	115.361	12.778
-3.5	78.854	24.653
-3.7	43.578	35.298
-3.9	9.598	48.199
-4.1	0.686	68.672
-4.3	0.386	87.742
-4.5	0.161	105.347
-4.7	0.002	121.426
-4.9	0	138.865
-5.1	0	163.856
-5.3	0	187.138
-5.5	0	208.667
-5.7	0	228.382
-5.9	0	246.225
-6.1	0	262.136
-6.3	0	276.057
-6.5	0	287.929
-6.7	0	297.707
-6.9	0	305.332
-7.1	0	310.746
-7.3	5.203	313.891
-7.5	10.198	314.711
-7.7	14.345	313.148
-7.9	17.774	309.155
-8.1	20.638	302.675
-8.3	23.088	293.65
-8.5	25.264	282.025
-8.7	27.304	267.742
-8.9	29.626	250.745
-9.1	32.644	230.987
-9.3	59.326	210.903

Tabella Involuppi Momento WallElement_New_New_New

Selected Design Assumptions	Involuppi: Momento	Muro: WallElement_New_New_New
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-1.3	0	533.619
-1.5	0	488.455
-1.7	0	443.844
-1.9	0	399.873
-2.1	0	356.583
-2.3	0	314.055
-2.5	0	272.363
-2.7	0	231.58
-2.9	2.572	191.776
-3.1	7.625	153.018
-3.3	12.742	115.374
-3.5	24.603	78.886
-3.7	35.242	43.619
-3.9	48.152	9.638
-4.1	68.638	0.686
-4.3	87.713	0.386
-4.5	105.317	0.161
-4.7	121.388	0.002
-4.9	138.81	0
-5.1	163.797	0
-5.3	187.087	0
-5.5	208.62	0
-5.7	228.337	0
-5.9	246.179	0
-6.1	262.088	0
-6.3	276.007	0
-6.5	287.877	0
-6.7	297.652	0
-6.9	305.274	0
-7.1	310.686	0
-7.3	313.831	5.197
-7.5	314.652	10.189
-7.7	313.092	14.332
-7.9	309.094	17.764
-8.1	302.612	20.632
-8.3	293.588	23.082
-8.5	281.965	25.256
-8.7	267.689	27.292
-8.9	250.702	29.606
-9.1	230.949	32.624
-9.3	210.866	59.31

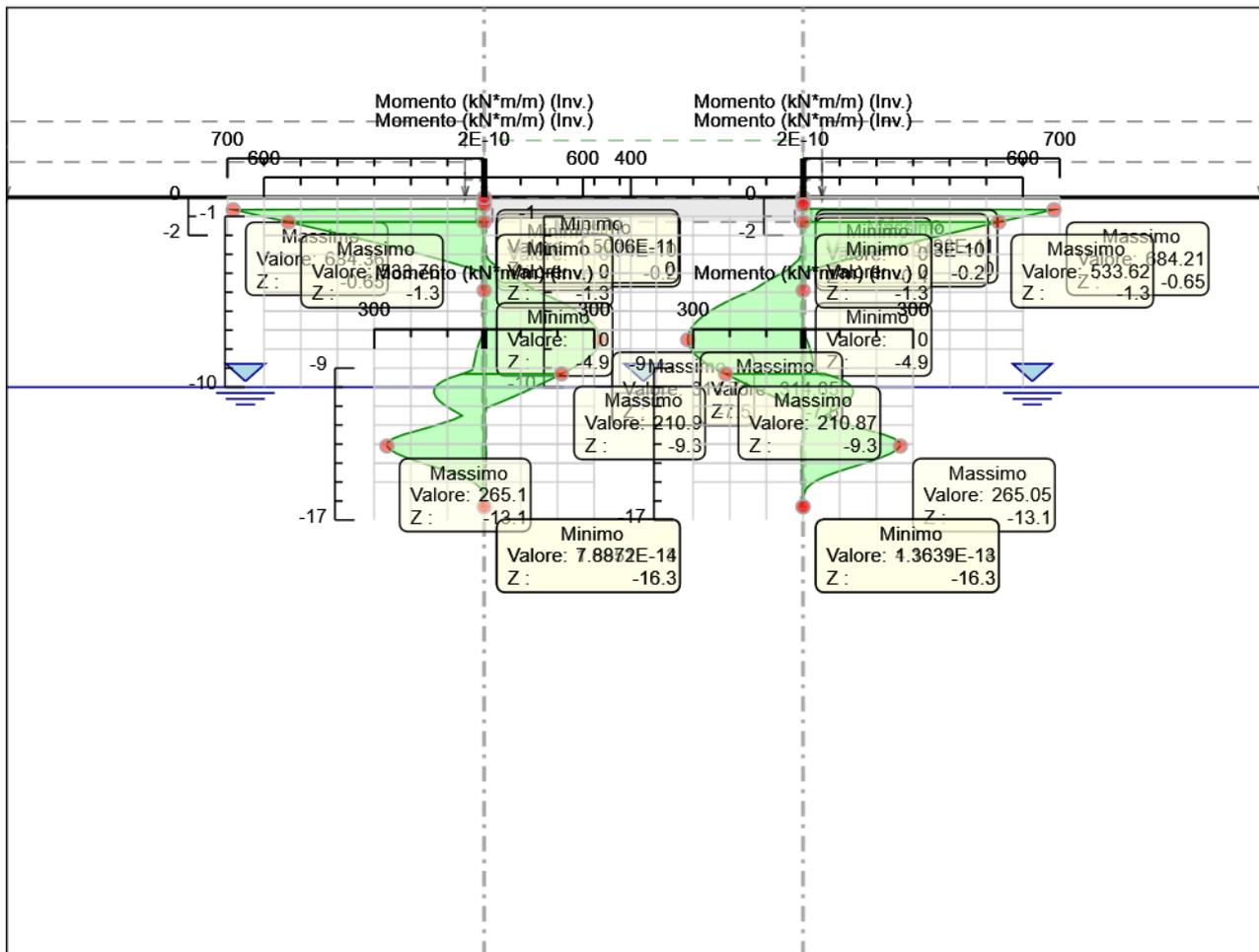
Tabella Involuppi Momento WallElement_New_New_New_New

Selected Design Assumptions	Involuppi: Momento	Muro: WallElement_New_New_New_New
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-9.3	59.326	210.903
-9.5	91.941	190.436
-9.7	114.708	169.53
-9.9	128.939	148.127
-10.1	135.902	126.169
-10.3	136.72	103.575
-10.5	132.367	80.226
-10.7	123.648	56.004
-10.9	111.201	30.79
-11.1	95.513	4.466
-11.3	77.704	0.841
-11.5	60.095	1.257
-11.7	82.33	1.392
-11.9	114.259	1.344
-12.1	147.883	1.188
-12.3	183.32	0.98
-12.5	220.689	0.757
-12.7	247.544	0.662
-12.9	262.731	3.327
-13.1	265.1	4.734
-13.3	255.916	5.227
-13.5	238.053	5.101
-13.7	213.818	4.592
-13.9	184.983	3.889
-14.1	152.847	3.124
-14.3	119.339	2.383
-14.5	87.877	1.723
-14.7	60.712	1.17
-14.9	38.865	0.732
-15.1	22.419	0.413
-15.3	11.006	0.198
-15.5	4.044	0.069
-15.7	0.532	0.007
-15.9	0.012	0.596
-16.1	0.009	0.415
-16.3	0	0

Tabella Inviluppi Momento WallElement_New_New_New_New_New

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Momento	Muro: WallElement_New_New_New_New_New
Z (m)	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
-9.3	210.866	59.31
-9.5	190.399	91.924
-9.7	169.494	114.689
-9.9	148.097	128.917
-10.1	126.148	135.874
-10.3	103.561	136.689
-10.5	80.217	132.336
-10.7	55.999	123.619
-10.9	30.787	111.176
-11.1	4.465	95.493
-11.3	0.84	77.684
-11.5	1.257	60.076
-11.7	1.393	82.315
-11.9	1.344	114.24
-12.1	1.188	147.86
-12.3	0.979	183.293
-12.5	0.756	220.658
-12.7	0.662	247.507
-12.9	3.325	262.689
-13.1	4.731	265.051
-13.3	5.225	255.864
-13.5	5.101	237.999
-13.7	4.596	213.763
-13.9	3.893	184.932
-14.1	3.122	152.802
-14.3	2.378	119.303
-14.5	1.717	87.849
-14.7	1.167	60.689
-14.9	0.735	38.843
-15.1	0.417	22.4
-15.3	0.202	10.993
-15.5	0.071	4.038
-15.7	0.004	0.533
-15.9	0.593	0.016
-16.1	0.414	0.01
-16.3	0	0

Grafico Involuppi Momento



Momento

Tabella Inviluppi Taglio WallElement

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	0	0
-0.2	3.842	0
-0.4	6.45	0
-0.6	7.322	0
-0.65	7.322	233.878
-0.85	2.987	233.878
-1.05	4.393	232.263
-1.25	5.439	229.895
-1.3	5.439	227.908

Tabella Involuppi Taglio WallElement_New

Selected Design Assumptions	Involuppi: Taglio	Muro: WallElement_New
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	0	0
-0.2	0	3.849
-0.4	0	6.466
-0.6	0	7.344
-0.65	233.866	7.344
-0.85	233.866	2.987
-1.05	232.235	4.393
-1.25	229.864	5.439
-1.3	227.88	5.439

Tabella Inviluppi Taglio WallElement_New_New

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement_New_New	
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)	
-1.3	6.526	225.848	
-1.5	6.526	225.848	
-1.7	4.804	223.051	
-1.9	3.135	220.036	
-2.1	1.534	216.595	
-2.3	0.018	212.754	
-2.5	0	208.532	
-2.7	0	203.946	
-2.9	0	199.008	
-3.1	0	193.856	
-3.3	0	188.362	
-3.5	0	182.534	
-3.7	2.408	176.379	
-3.9	5.516	169.902	
-4.1	7.238	163.109	
-4.3	7.904	156.097	
-4.5	7.904	148.772	
-4.7	7.868	141.137	
-4.9	7.36	133.198	
-5.1	6.745	124.955	
-5.3	15.514	116.413	
-5.5	24.581	107.644	
-5.7	33.945	98.577	
-5.9	43.603	89.214	
-6.1	50.456	79.555	
-6.3	51.405	69.604	
-6.5	51.405	59.362	
-6.7	46.39	48.888	
-6.9	40.42	38.124	
-7.1	45.017	27.07	
-7.3	56.646	15.728	
-7.5	68.561	4.099	
-7.7	80.711	1.137	
-7.9	93.147	0.876	
-8.1	105.867	0.385	
-8.3	118.872	0	
-8.5	132.16	0	
-8.7	145.73	0	
-8.9	159.539	0	
-9.1	161.164	0.866	
-9.3	161.164	0.866	

Tabella Inviluppi Taglio WallElement_New_New_New

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement_New_New_New
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
-1.3	225.822	6.526
-1.5	225.822	6.526
-1.7	223.052	4.804
-1.9	219.857	3.135
-2.1	216.448	1.534
-2.3	212.642	0.018
-2.5	208.46	0
-2.7	203.915	0
-2.9	199.021	0
-3.1	193.787	0
-3.3	188.221	0
-3.5	182.44	0
-3.7	176.333	2.341
-3.9	169.906	5.376
-4.1	163.164	7.169
-4.3	156.112	7.905
-4.5	148.752	7.926
-4.7	141.089	7.926
-4.9	133.125	7.46
-5.1	124.937	6.686
-5.3	116.449	15.47
-5.5	107.664	24.55
-5.7	98.584	33.923
-5.9	89.212	43.588
-6.1	79.547	50.445
-6.3	69.592	51.394
-6.5	59.349	51.394
-6.7	48.874	46.38
-6.9	38.111	40.412
-7.1	27.061	45.009
-7.3	15.726	56.63
-7.5	4.105	68.535
-7.7	1.159	80.723
-7.9	0.834	93.148
-8.1	0.358	105.855
-8.3	0	118.845
-8.5	0	132.116
-8.7	0	145.669
-8.9	0	159.502
-9.1	0.846	161.145
-9.3	0.846	161.145

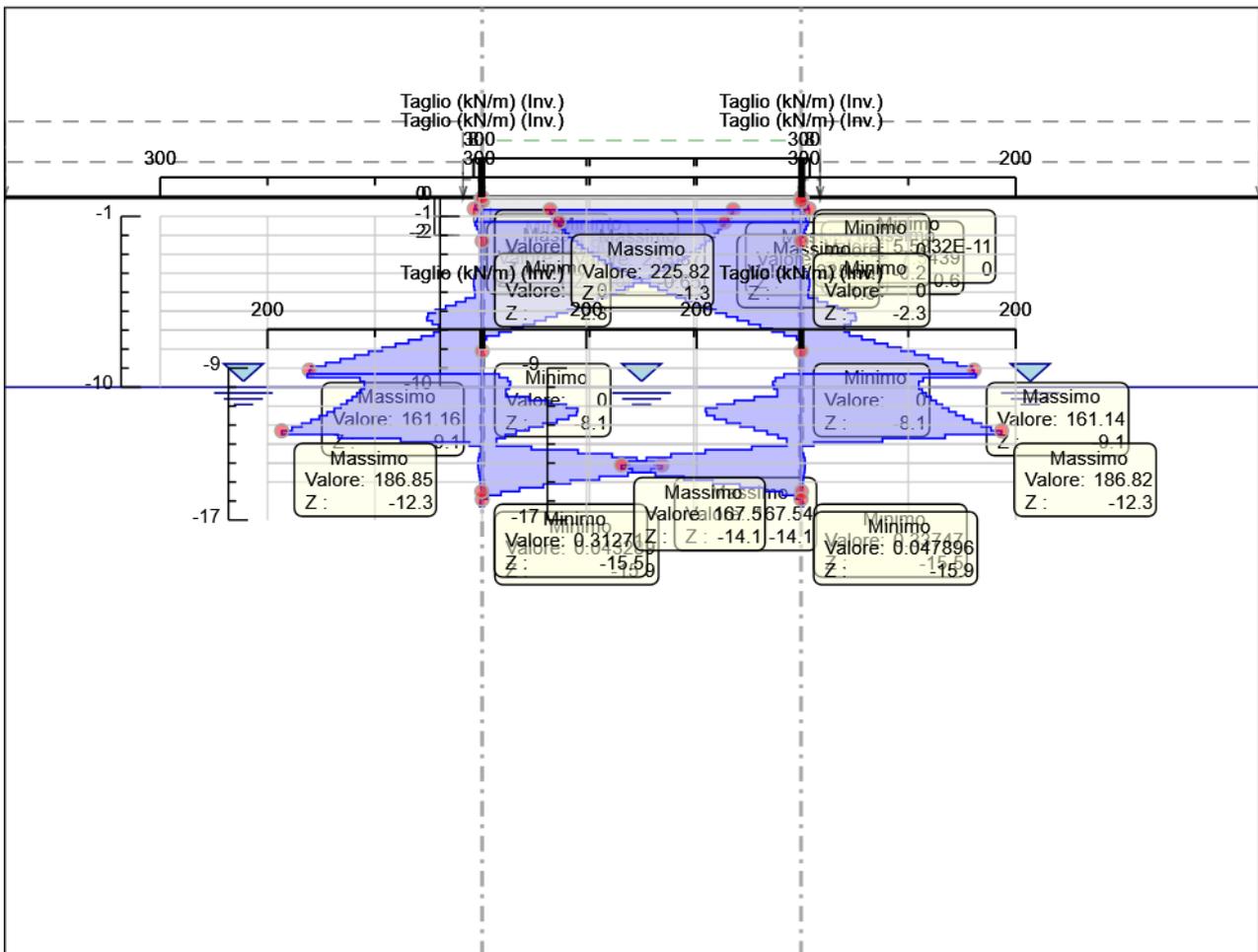
Tabella Inviluppi Taglio WallElement_New_New_New_New

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement_New_New_New_New	
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)	
-9.3	163.076	15.89	
-9.5	163.076	23.884	
-9.7	113.835	26.362	
-9.9	109.79	26.362	
-10.1	112.971	25.271	
-10.3	116.745	22.18	
-10.5	121.111	43.597	
-10.7	126.069	62.234	
-10.9	131.618	78.437	
-11.1	137.759	89.045	
-11.3	144.463	89.045	
-11.5	151.758	88.047	
-11.7	159.644	80.672	
-11.9	168.121	69.641	
-12.1	177.188	56.703	
-12.3	186.845	43.582	
-12.5	186.845	31.662	
-12.7	134.27	21.524	
-12.9	75.937	13.326	
-13.1	11.845	45.919	
-13.3	0.631	89.313	
-13.5	2.544	121.175	
-13.7	3.514	144.177	
-13.9	3.829	160.681	
-14.1	3.829	167.536	
-14.3	3.701	167.536	
-14.5	3.303	157.312	
-14.7	2.766	135.824	
-14.9	2.187	109.241	
-15.1	1.598	82.232	
-15.3	1.075	57.062	
-15.5	0.642	34.809	
-15.7	0.313	17.564	
-15.9	0.907	5.639	
-16.1	2.074	0.043	
-16.3	2.074	0.043	

Tabella Inviluppi Taglio WallElement_New_New_New_New_New

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: WallElement_New_New_New_New_New
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
-9.3	15.851	163.073
-9.5	23.863	163.073
-9.7	26.362	113.825
-9.9	26.362	109.743
-10.1	25.297	112.935
-10.3	22.188	116.718
-10.5	43.587	121.092
-10.7	62.215	126.057
-10.9	78.412	131.611
-11.1	89.047	137.729
-11.3	89.047	144.437
-11.5	88.039	151.735
-11.7	80.657	159.623
-11.9	69.622	168.1
-12.1	56.684	177.167
-12.3	43.565	186.822
-12.5	31.648	186.822
-12.7	21.512	134.245
-12.9	13.318	75.909
-13.1	45.937	11.814
-13.3	89.322	0.62
-13.5	121.18	2.523
-13.7	144.16	3.518
-13.9	160.645	3.856
-14.1	167.496	3.856
-14.3	167.496	3.716
-14.5	157.274	3.305
-14.7	135.8	2.755
-14.9	109.235	2.16
-15.1	82.214	1.586
-15.3	57.034	1.076
-15.5	34.777	0.655
-15.7	17.526	0.337
-15.9	5.627	0.894
-16.1	0.048	2.07
-16.3	0.048	2.07

Grafico Inviluppi Taglio



Taglio

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva %
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Left Wall	LEFT	4.23
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 7	Left Wall	RIGHT	23.79
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 7	Right wall	LEFT	23.78
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Right wall	RIGHT	4.23

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva %
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 7	Left Wall	LEFT	131.82
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Left Wall	RIGHT	305.81
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Right wall	LEFT	305.81
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 7	Right wall	RIGHT	131.84

Inviluppo Risultati Elementi Strutturali

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Soletta Assiale kN/m
Slab	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 7	-241.85

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Soletta Momento-a kN*m/m
Slab	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 7	681.94

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Soletta Momento-b kN*m/m
Slab	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 7	-681.78

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Soletta Taglio-a kN/m
Slab	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 7	853.76

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Soletta Taglio-b kN/m
Slab	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 4	853.75

14.4 Paratia Muri d’Imbocco (Tipologico A)

Descrizione del Software

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

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 3 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -1 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa			kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	Ra	19	19	35		0		Constant		60000	96000									
2	SR	24.5	24.5	40		40		Constant		200000	600000									

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Muro di sinistra

Sezione : D280 Interasse 0.35

Area equivalente : 0.0403865471174962 m

Inerzia equivalente : 0.0002 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.35 m

Diametro : 0.28 m

Efficacia : 1

Materiale acciaio : S355

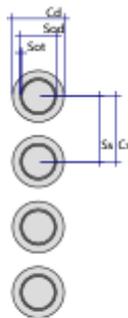
Sezione : CHS193.7*10

Tipo sezione : O

Spaziatura : 0.35 m

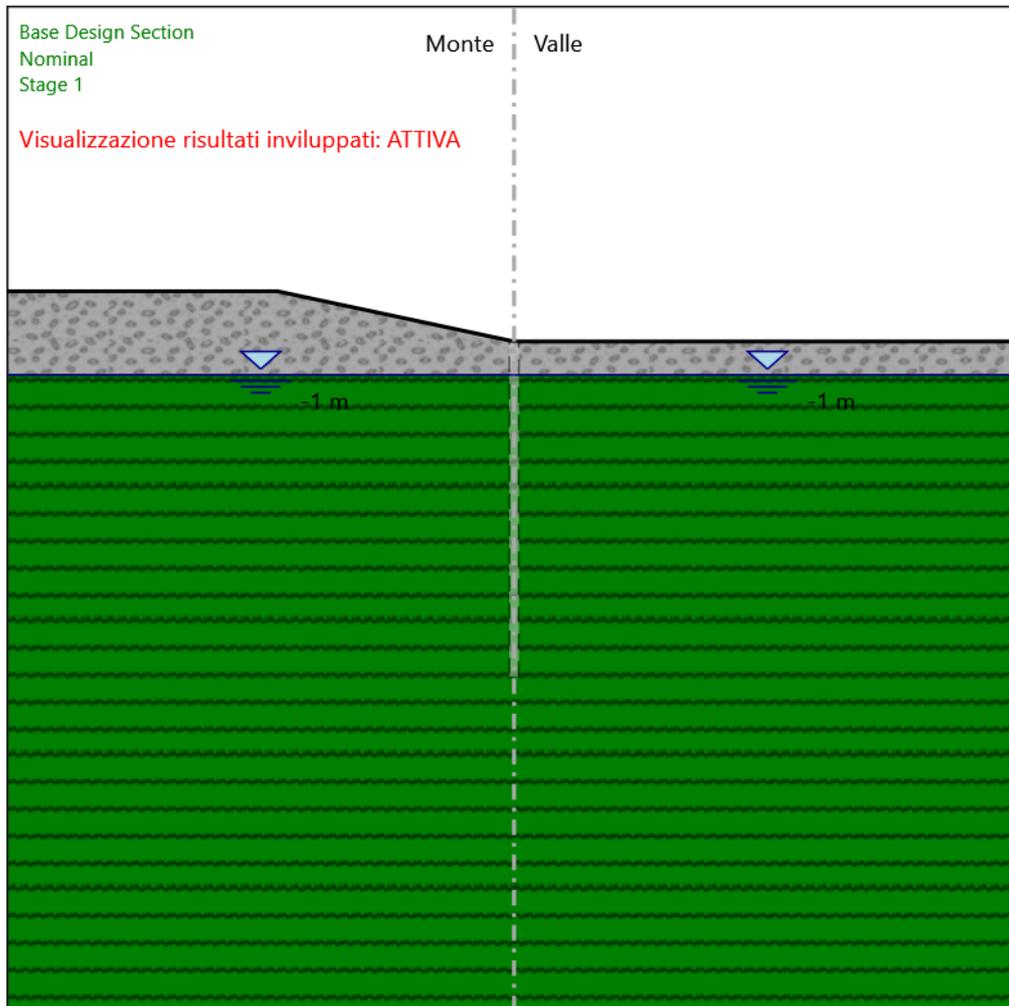
Spessore : 0.01 m

Diametro : 0.1937 m



Fasi di Calcolo

Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;1.5)

(-7;1.5)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

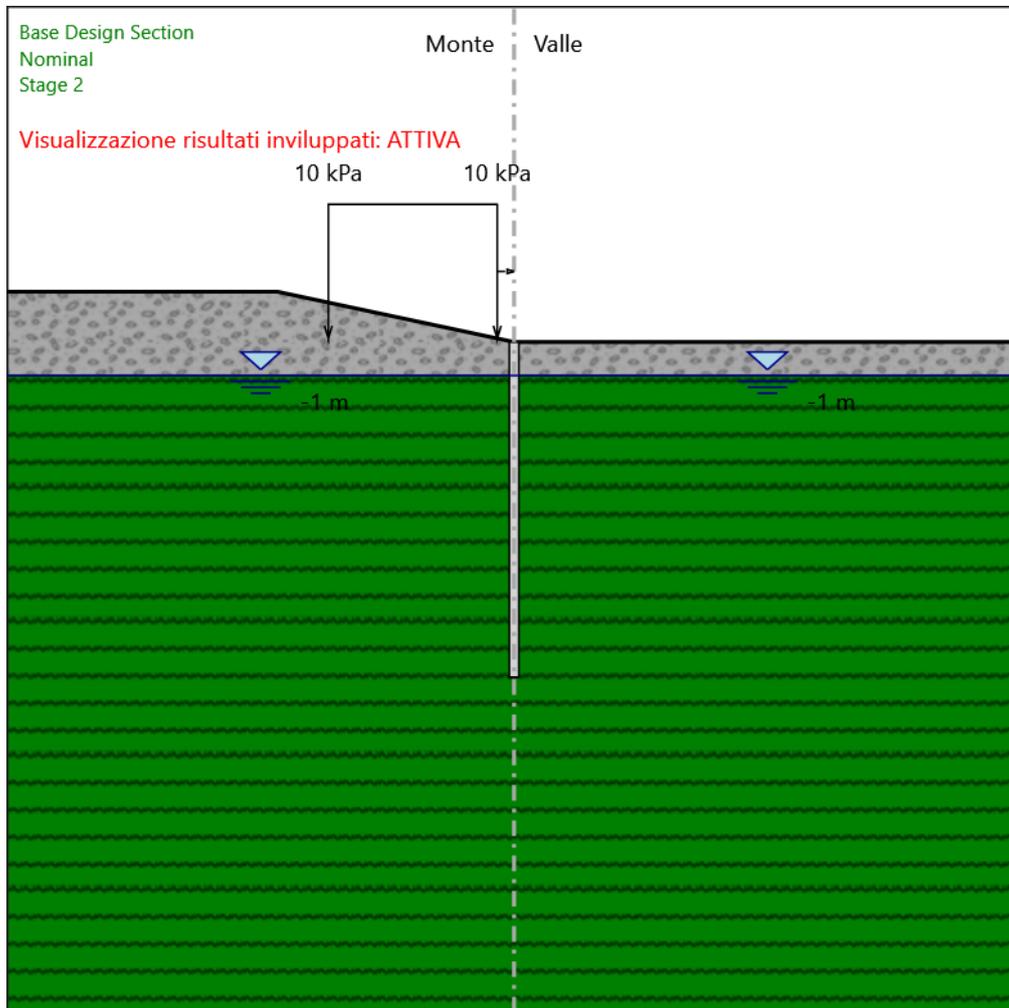
0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1 m

Falda di destra : -1 m

Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;1.5)

(-7;1.5)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1 m

Falda di destra : -1 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

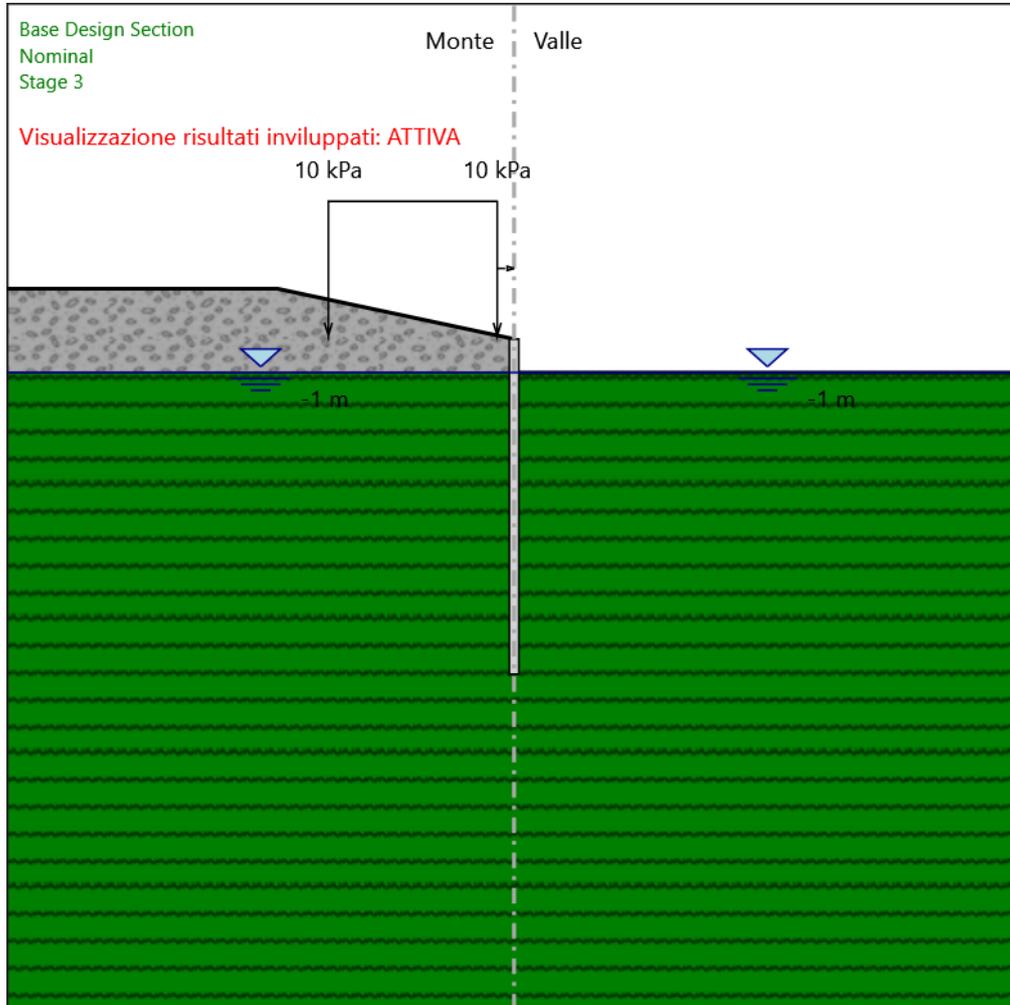
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : D280 Interasse 0.35

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -1 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;1.5)

(-7;1.5)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-1 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1 m

Falda di destra : -1 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

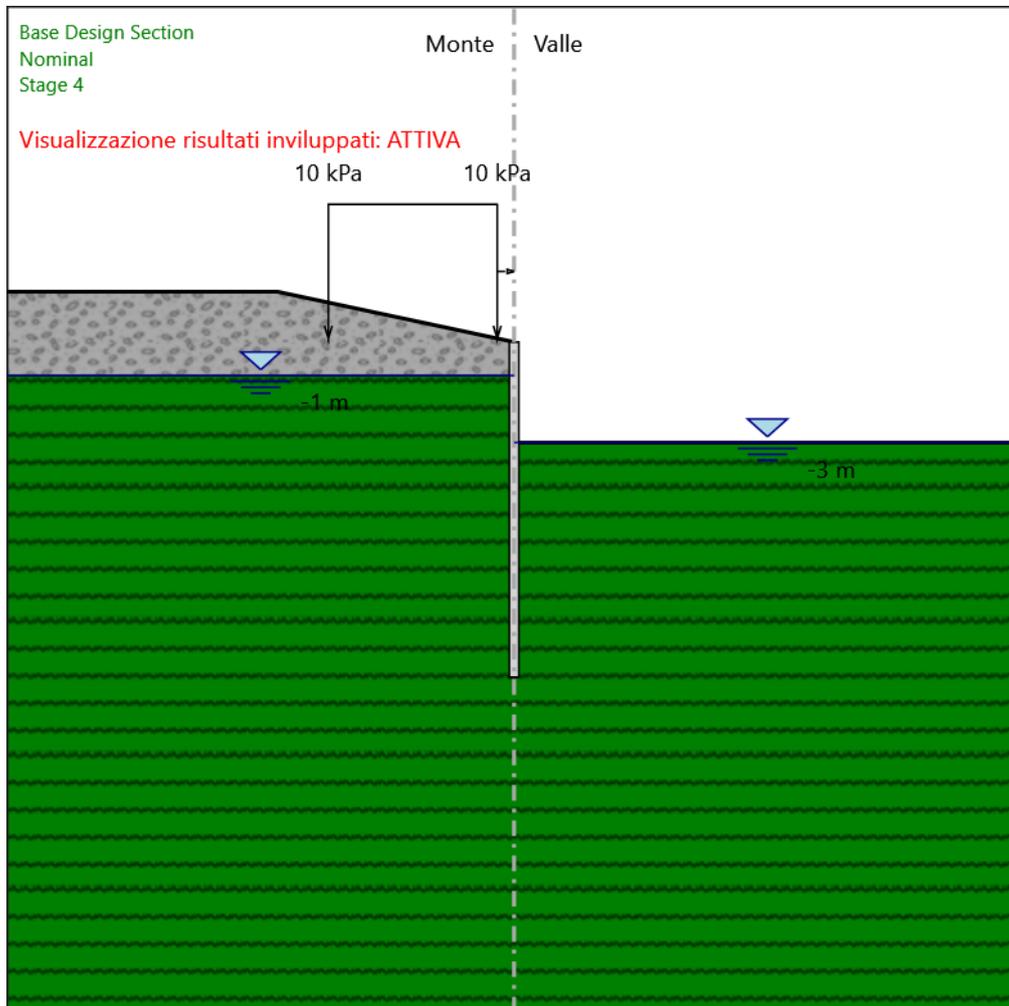
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : D280 Interasse 0.35

Stage 4



Stage 4

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -3 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;1.5)

(-7;1.5)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-3 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1 m

Falda di destra : -3 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

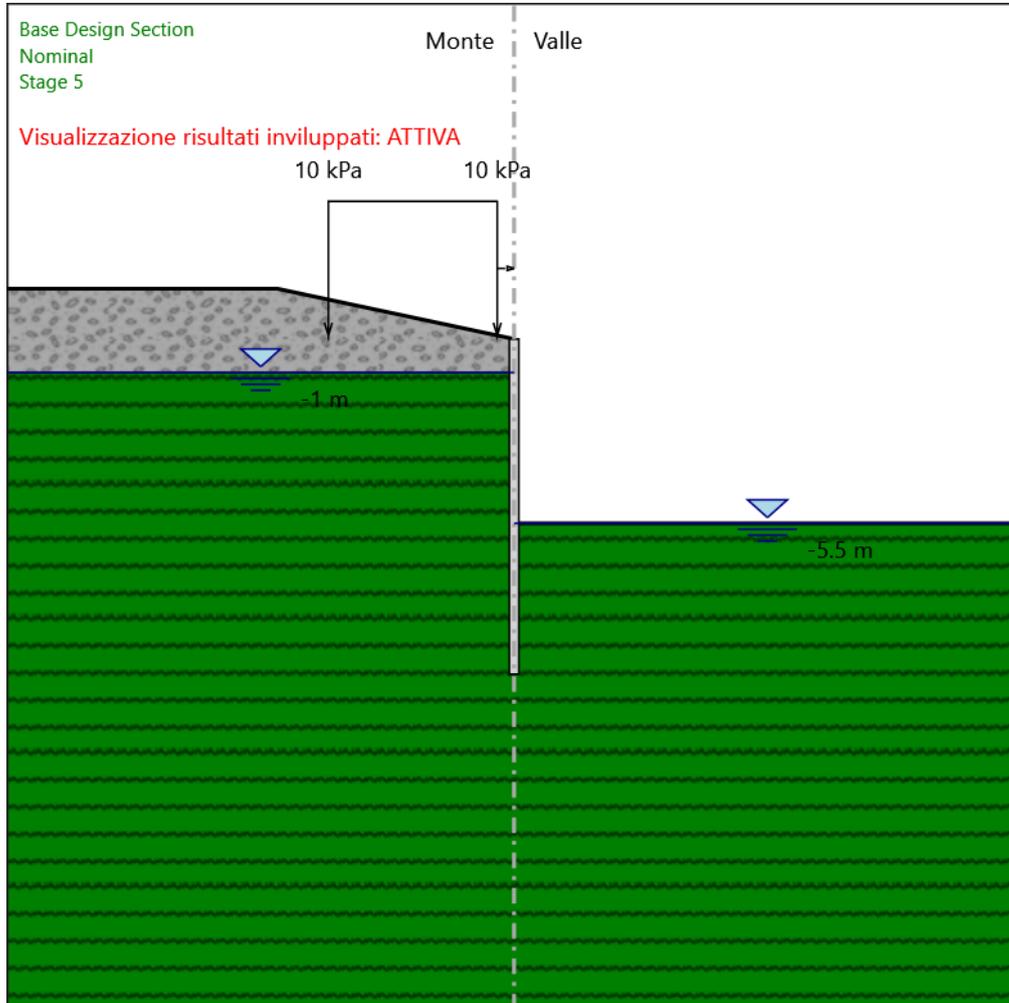
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : D280 Interasse 0.35

Stage 5



Stage 5

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -5.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;1.5)

(-7;1.5)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-5.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -1 m

Falda di destra : -5.5 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

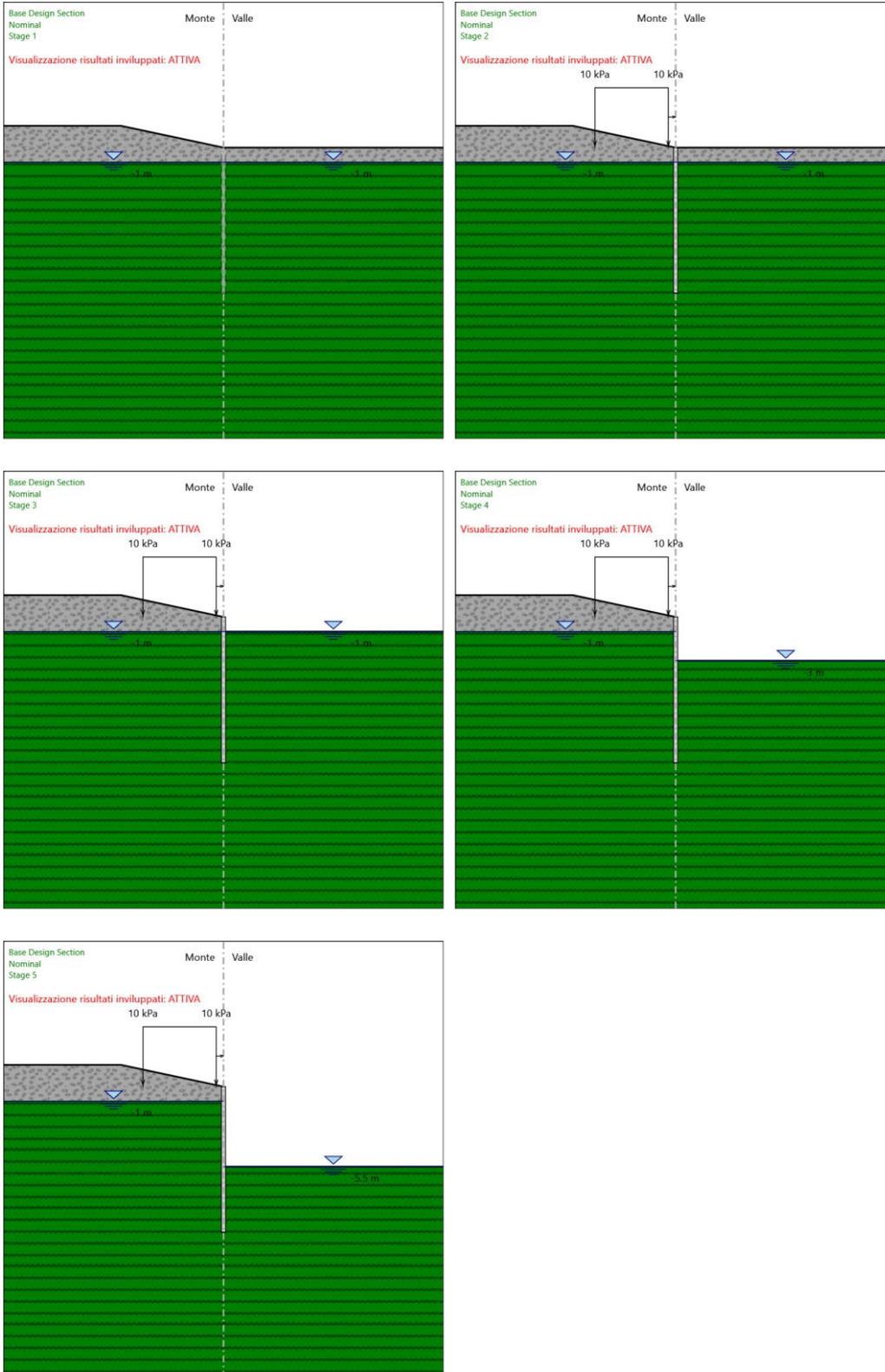
X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -10 m

Sezione : D280 Interasse 0.35

Tabella Configurazione Stage (Nominal)



Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load _unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_loa d_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load _unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_loa d_favour)	Carico Sismico (F_seis m_load)	Pressio ni Acqua Lato Monte (F_Wat erDR)	Pressio ni Acqua Lato Valle (F_Wat erRes)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_UPL_ Gdstab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_UPL_ Gdstab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_UPL_ QDStab)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_HYD_ Gdstab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_HYD_ Gdstab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (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
NTC2018: SLE (Rara/Frequ ente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan(ϕ') (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
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1

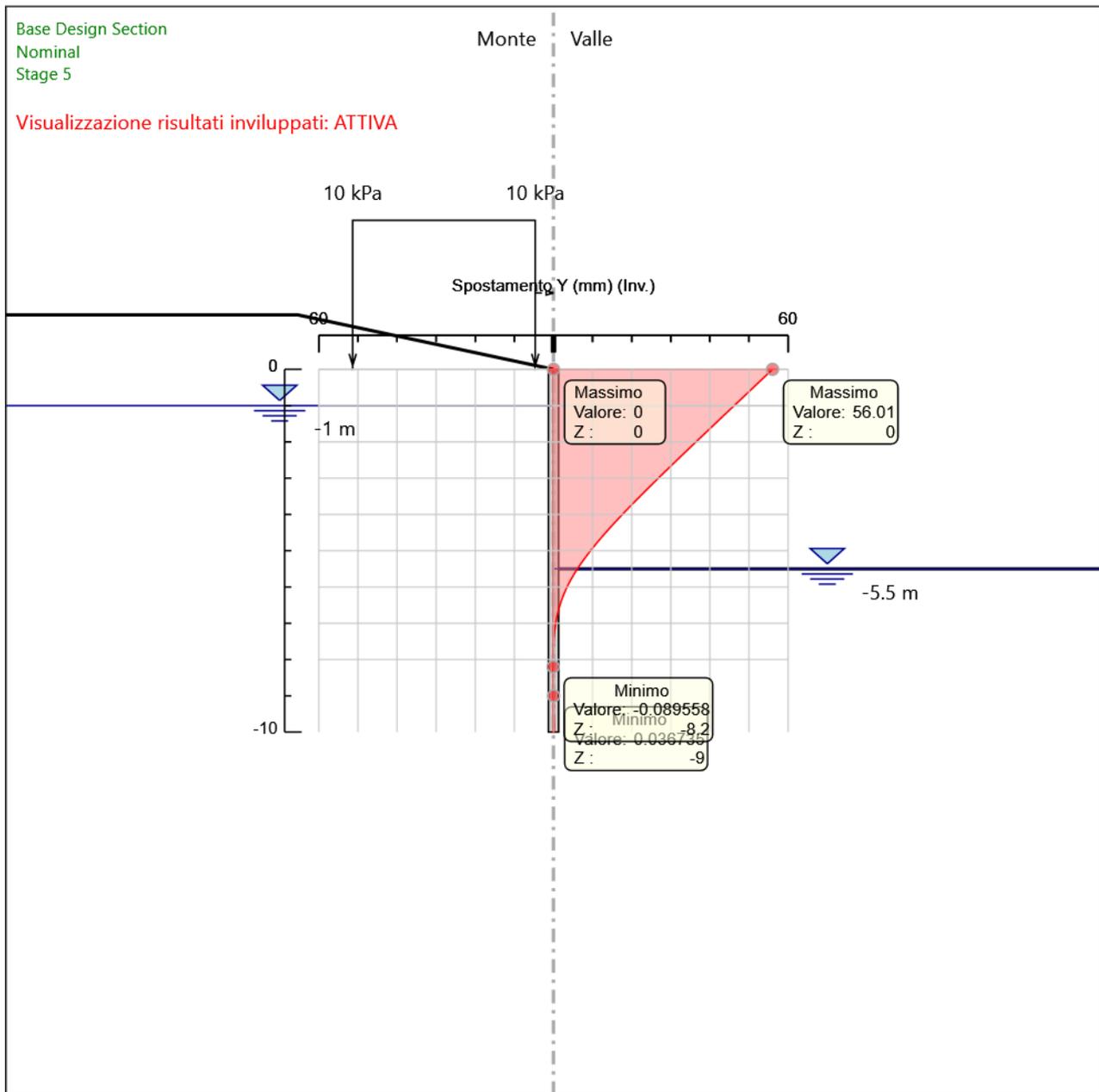
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1					

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Grafico Inviluppi Spostamento

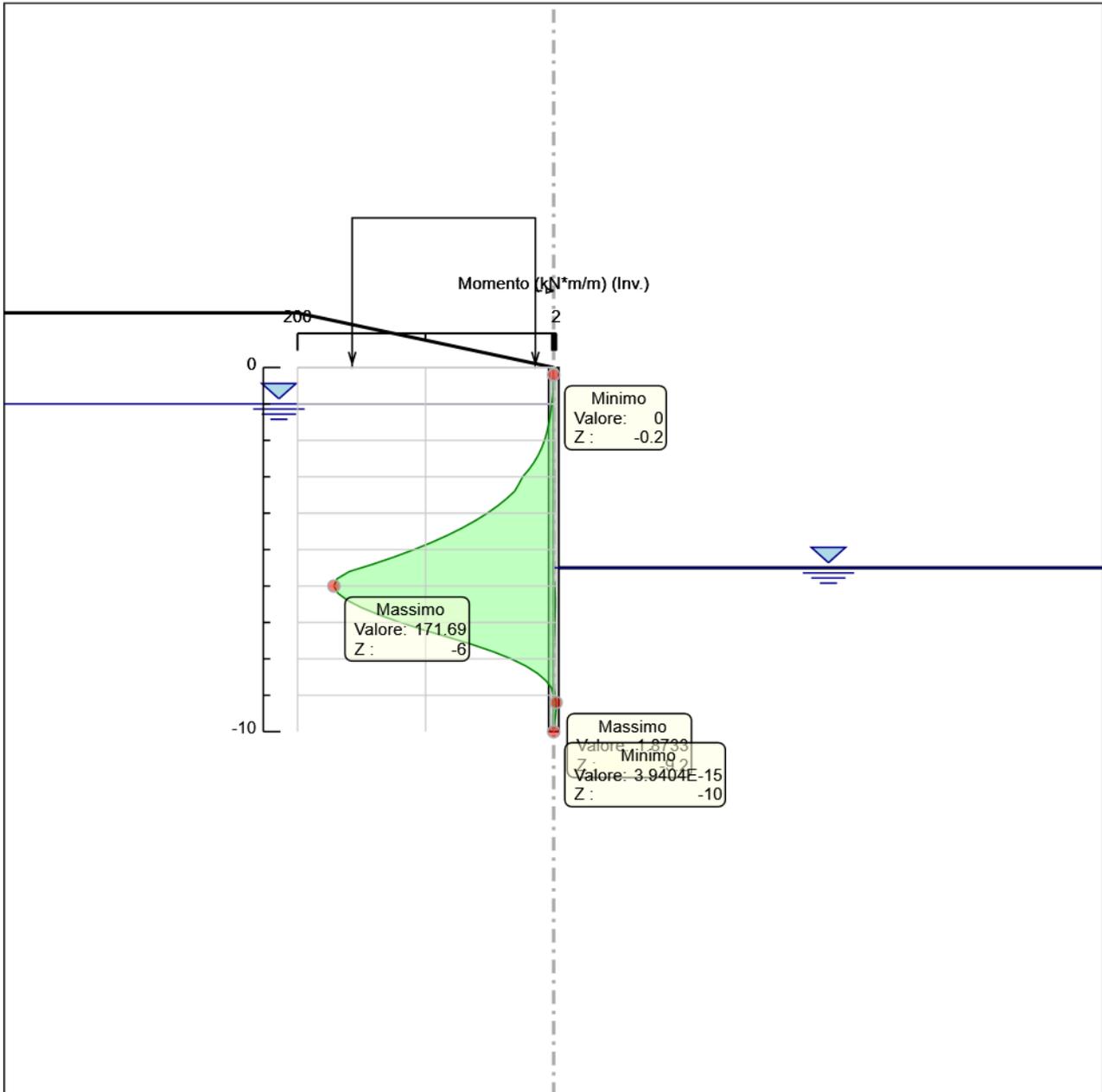


Spostamento

Tabella Involuppi Momento Paratia

Selected Design Assumptions Z (m)	Involuppi: Momento	
	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0	0
-0.4	0.067	0.029
-0.6	0.289	0.047
-0.8	0.749	0.019
-1	1.519	0
-1.2	2.289	0
-1.4	3.151	0
-1.6	4.194	0
-1.8	5.51	0
-2	7.19	0
-2.2	9.325	0
-2.4	12.006	0
-2.6	15.324	0.006
-2.8	19.37	0.053
-3	24.235	0.086
-3.2	27.261	0.092
-3.4	30.589	0.083
-3.6	36.767	0.068
-3.8	43.847	0.05
-4	51.897	0.032
-4.2	60.987	0.017
-4.4	71.186	0.005
-4.6	82.564	0.001
-4.8	95.19	0
-5	109.134	0
-5.2	124.464	0
-5.4	141.25	0
-5.6	159.561	0
-5.8	169.174	0
-6	171.69	0.637
-6.2	168.513	0.963
-6.4	160.838	1.054
-6.6	149.655	0.996
-6.8	135.753	0.856
-7	119.737	0.681
-7.2	102.042	0.505
-7.4	82.956	0.347
-7.6	64.198	0.216
-7.8	47.436	0.115
-8	33.169	0.043
-8.2	21.566	0
-8.4	12.581	0
-8.6	6.029	0
-8.8	1.642	0
-9	0.039	0.885
-9.2	0.03	1.873
-9.4	0.02	1.799
-9.6	0.01	1.152
-9.8	0.003	0.4
-10	0	0

Grafico Involuppi Momento

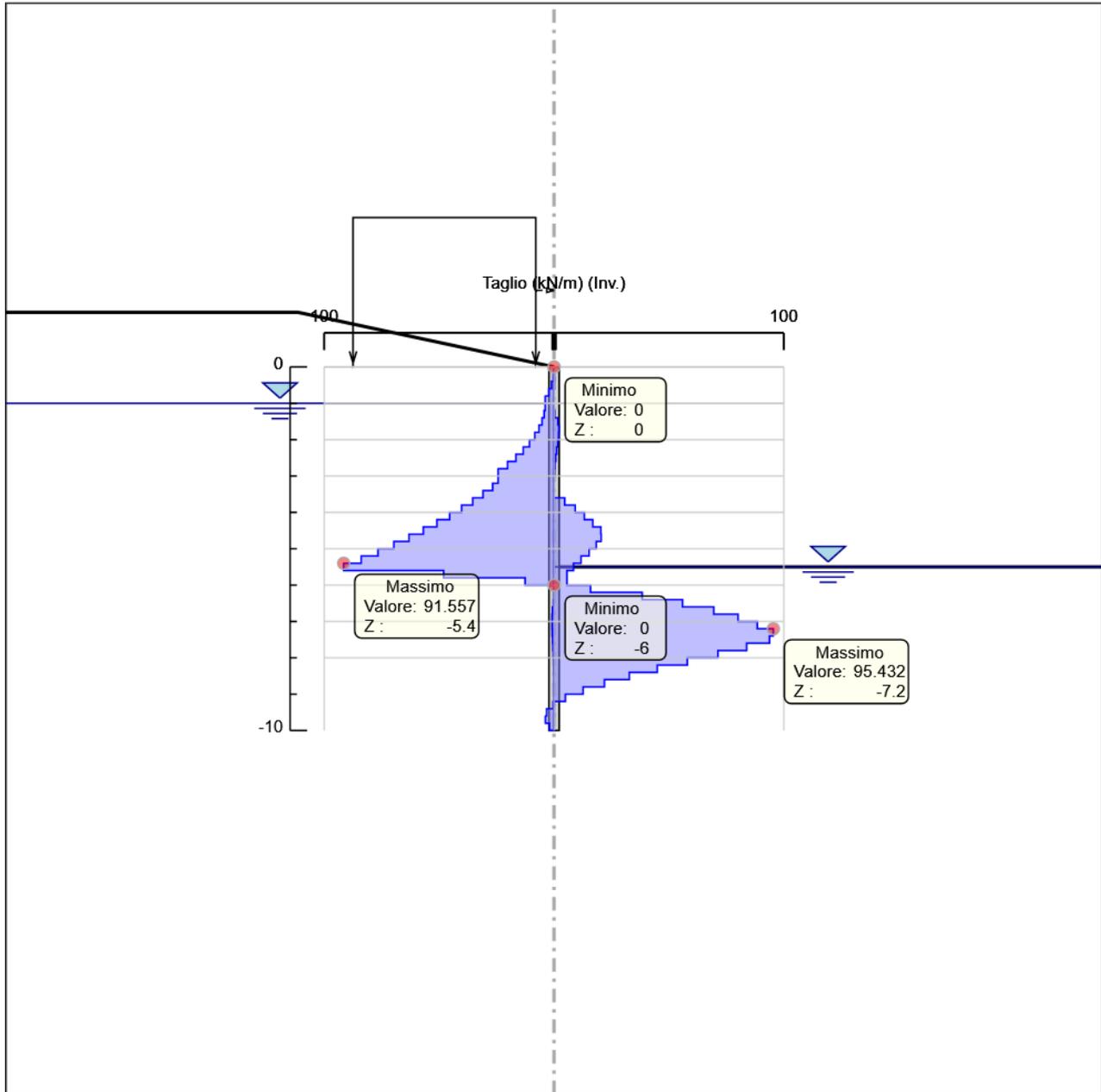


Momento

Tabella Inviluppi Taglio Paratia

Selected Design Assumptions	Inviluppi: Taglio	Muro: Paratia
Z (m)	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	0.001	0
-0.2	0.335	0.145
-0.4	1.11	0.145
-0.6	2.302	0.089
-0.8	3.85	0
-1	3.85	0
-1.2	4.305	0.24
-1.4	5.215	1.646
-1.6	6.58	2.094
-1.8	8.4	2.094
-2	10.675	1.973
-2.2	13.405	1.584
-2.4	16.59	1.132
-2.6	20.23	0.718
-2.8	24.325	0.393
-3	24.325	0.165
-3.2	26.73	0.03
-3.4	30.89	0.013
-3.6	35.397	4.634
-3.8	40.25	9.215
-4	45.45	13.212
-4.2	50.997	16.862
-4.4	56.89	20.38
-4.6	63.13	20.489
-4.8	69.717	20.489
-5	76.65	18.402
-5.2	83.93	15.231
-5.4	91.557	11.75
-5.6	91.557	8.452
-5.8	48.065	5.608
-6	12.579	15.886
-6.2	0	38.372
-6.4	0.291	55.916
-6.6	0.702	69.51
-6.8	0.872	80.082
-7	0.88	88.474
-7.2	0.88	95.432
-7.4	0.792	95.432
-7.6	0.655	93.788
-7.8	0.505	83.813
-8	0.361	71.332
-8.2	0.236	58.015
-8.4	0.136	44.926
-8.6	0.06	32.761
-8.8	0.007	21.932
-9	0	12.638
-9.2	0.37	4.94
-9.4	3.236	0.052
-9.6	3.758	0.048
-9.8	3.758	0.036
-10	2.002	0.015

Grafico Involuppi Taglio



Taglio

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva %
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Left Wall	LEFT	2.79
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 5	Left Wall	RIGHT	12.74

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva %
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 5	Left Wall	LEFT	2289.53
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Left Wall	RIGHT	14846.44

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}	1.8
γ_s	1.15

Riepilogo Stage / Design Assumption per Involuppo

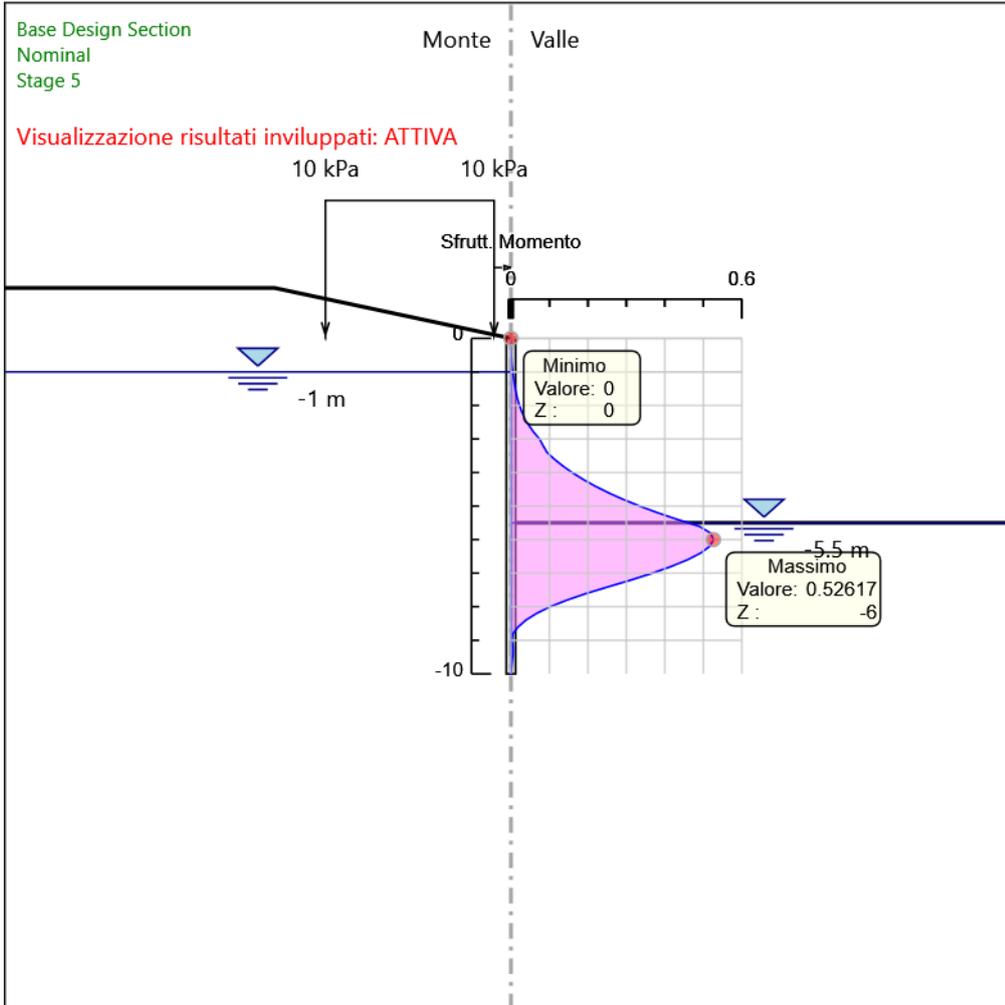
Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1					

Risultati SteelWorld

Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld : LEFT

Z (m)	Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld
0	0
-0.2	0
-0.4	0
-0.6	0.001
-0.8	0.002
-1	0.005
-1.2	0.007
-1.4	0.01
-1.6	0.013
-1.8	0.017
-2	0.022
-2.2	0.029
-2.4	0.037
-2.6	0.047
-2.8	0.059
-3	0.074
-3.2	0.084
-3.4	0.094
-3.6	0.113
-3.8	0.134
-4	0.159
-4.2	0.187
-4.4	0.218
-4.6	0.253
-4.8	0.292
-5	0.334
-5.2	0.381
-5.4	0.433
-5.6	0.489
-5.8	0.518
-6	0.526
-6.2	0.516
-6.4	0.493
-6.6	0.459
-6.8	0.416
-7	0.367
-7.2	0.313
-7.4	0.254
-7.6	0.197
-7.8	0.145
-8	0.102
-8.2	0.066
-8.4	0.039
-8.6	0.018
-8.8	0.005
-9	0.003
-9.2	0.006
-9.4	0.006
-9.6	0.004
-9.8	0.001
-10	0

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld

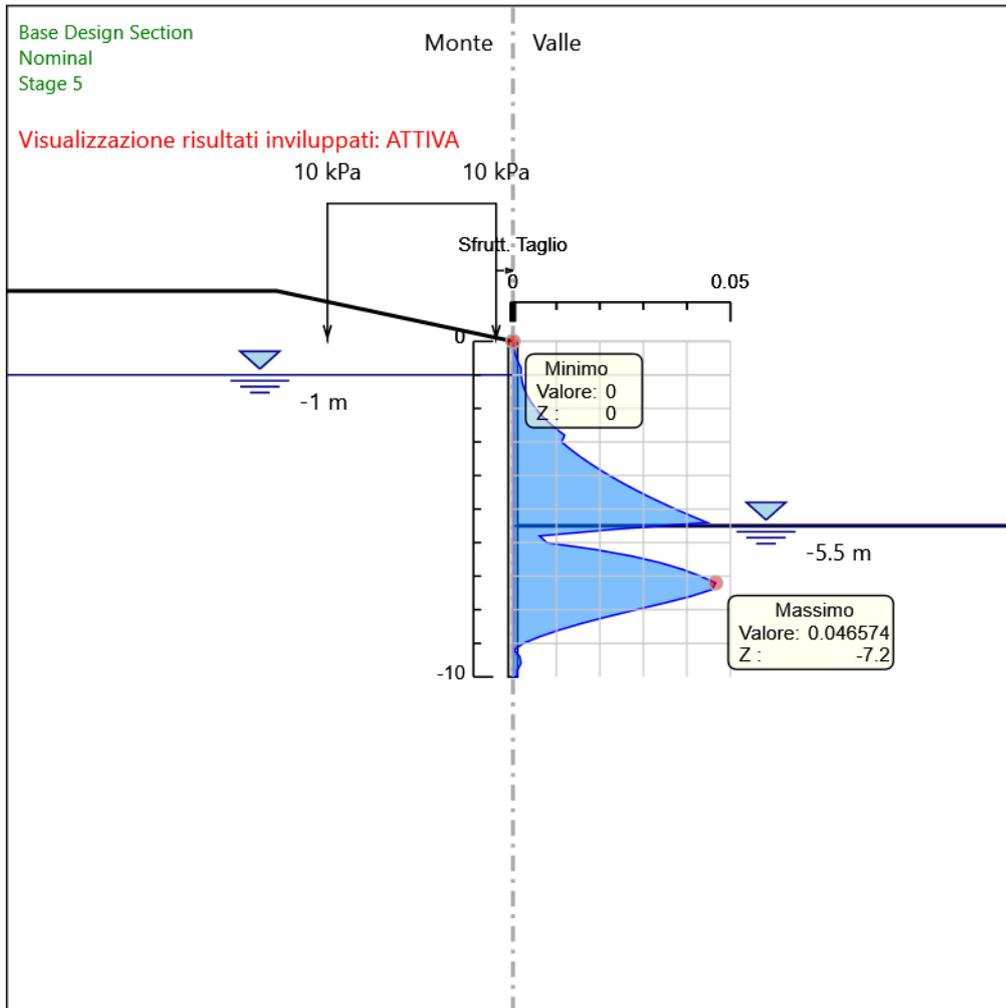


Involuppi
Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld

Tabella 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	0.002
-1.2	0.002
-1.4	0.003
-1.6	0.003
-1.8	0.004
-2	0.005
-2.2	0.007
-2.4	0.008
-2.6	0.01
-2.8	0.012
-3	0.011
-3.2	0.013
-3.4	0.015
-3.6	0.017
-3.8	0.02
-4	0.022
-4.2	0.025
-4.4	0.028
-4.6	0.031
-4.8	0.034
-5	0.037
-5.2	0.041
-5.4	0.045
-5.6	0.023
-5.8	0.006
-6	0.008
-6.2	0.019
-6.4	0.027
-6.6	0.034
-6.8	0.039
-7	0.043
-7.2	0.047
-7.4	0.046
-7.6	0.041
-7.8	0.035
-8	0.028
-8.2	0.022
-8.4	0.016
-8.6	0.011
-8.8	0.006
-9	0.002
-9.2	0
-9.4	0.002
-9.6	0.002
-9.8	0.001
-10	0.001

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld



Involuppi
Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld

14.5 Paratia Muri d’Imbocco (Tipologico B)

Descrizione del Software

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

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 3 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -4.5 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa			kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	Ra	19	19	35		0		Constant		60000	96000									
2	SR	24.5	24.5	40		40		Constant		200000	600000									

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -12 m

Muro di sinistra

Sezione : D280 Interasse 0.35

Area equivalente : 0.0403865471174962 m

Inerzia equivalente : 0.0002 m⁴/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 0.35 m

Diametro : 0.28 m

Efficacia : 1

Materiale acciaio : S355

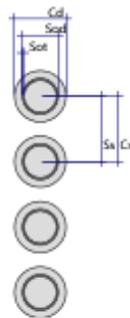
Sezione : CHS193.7*10

Tipo sezione : O

Spaziatura : 0.35 m

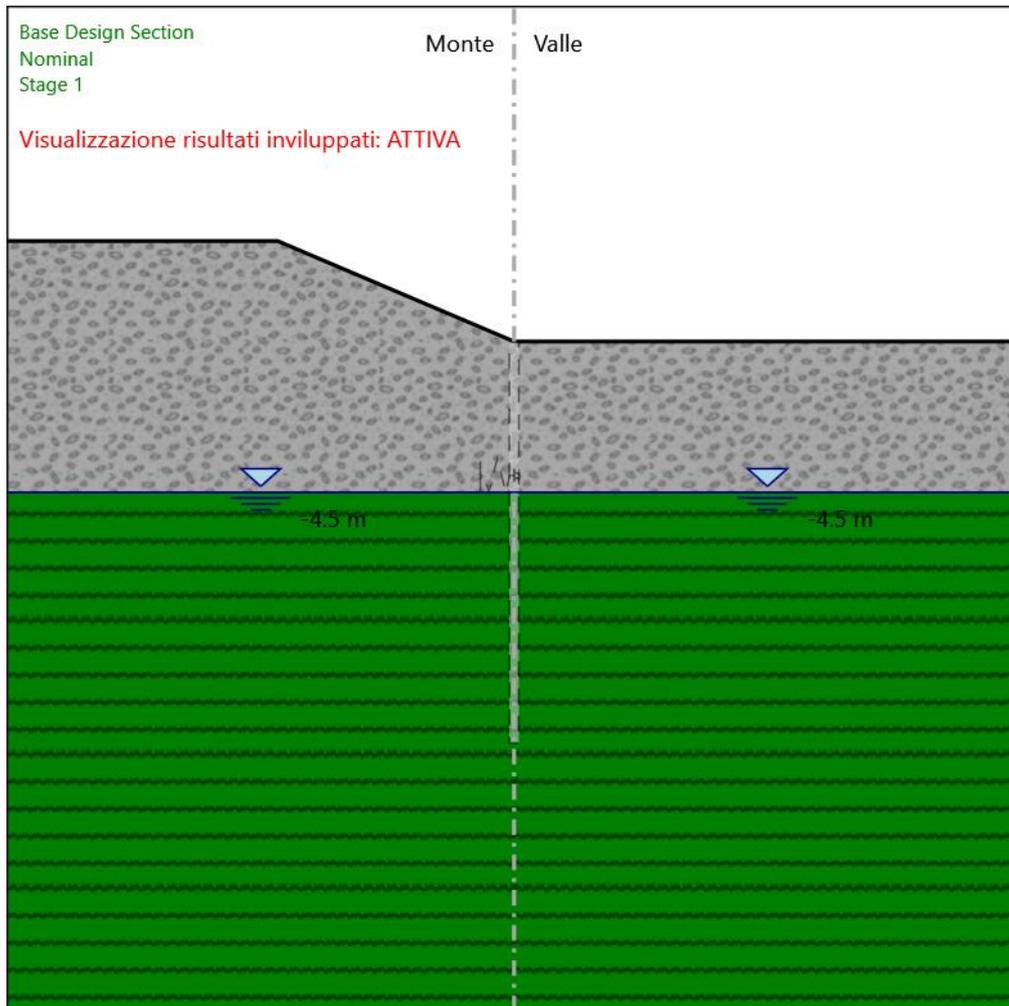
Spessore : 0.01 m

Diametro : 0.1937 m



Fasi di Calcolo

Stage 1



Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;3)

(-7;3)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -4.5 m

Falda di destra : -4.5 m

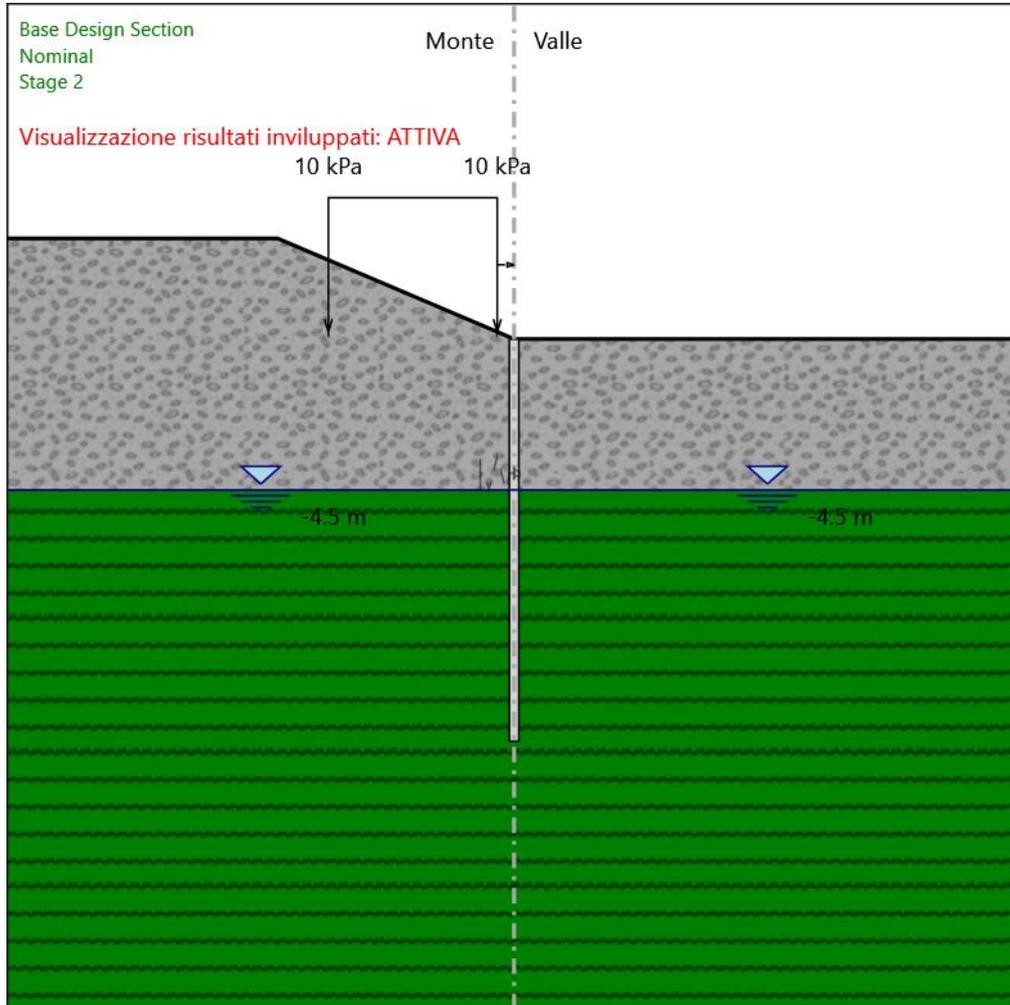
Trave di Ripartizione : Default Waler

Sezione : DOUBLE HE 160B MAT. S355

HE 160B

Materiale : S355

Stage 2



Stage 2

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;3)

(-7;3)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -4.5 m

Falda di destra : -4.5 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -12 m

Sezione : D280 Interasse 0.35

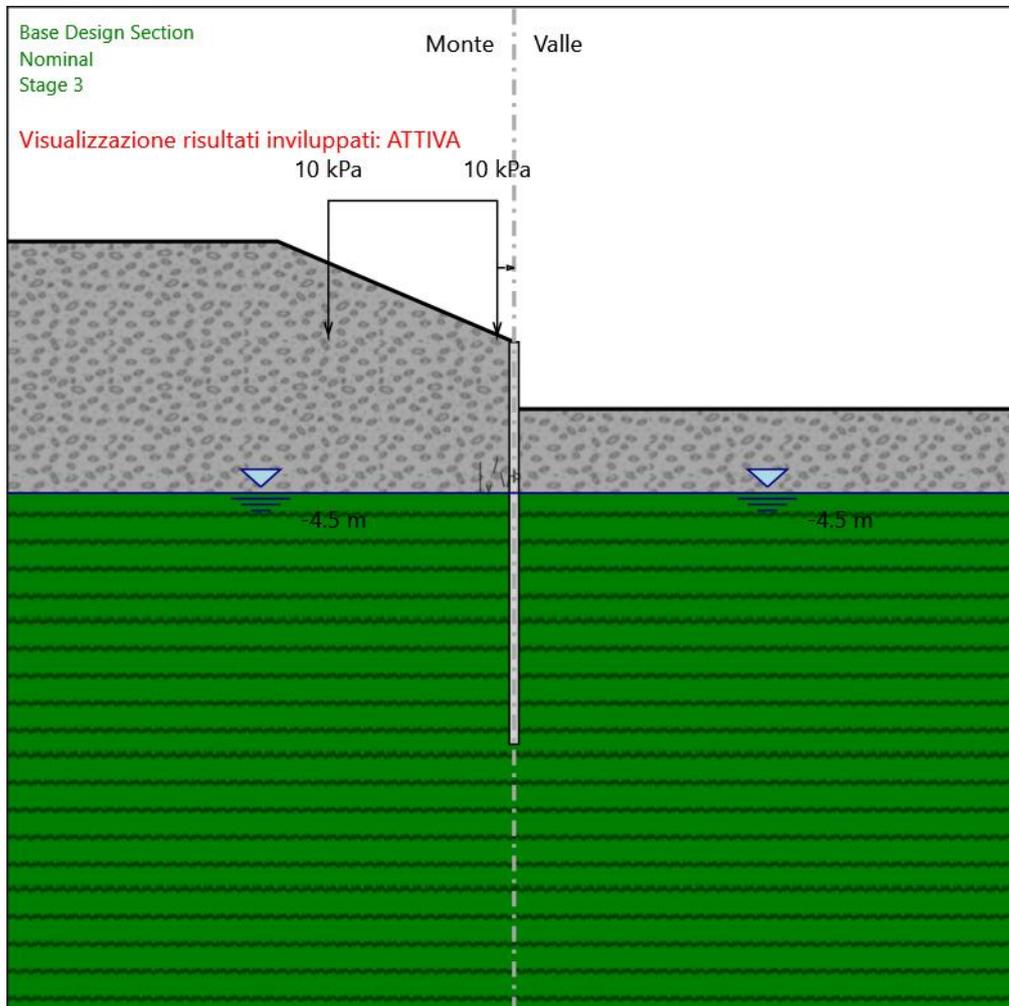
Trave di Ripartizione : Default Waler

Sezione : DOUBLE HE 160B MAT. S355

HE 160B

Materiale : S355

Stage 3



Stage 3

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;3)

(-7;3)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-2 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -4.5 m

Falda di destra : -4.5 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -12 m

Sezione : D280 Interasse 0.35

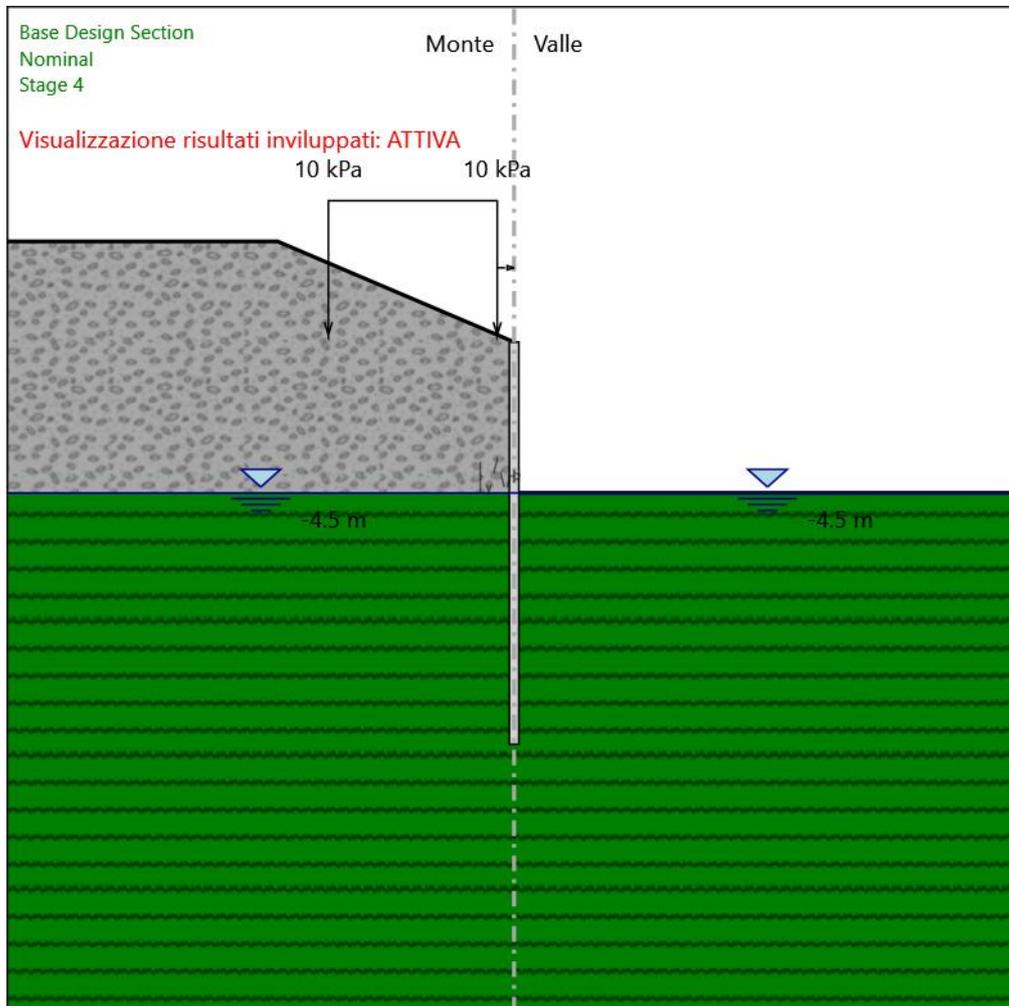
Trave di Ripartizione : Default Waler

Sezione : DOUBLE HE 160B MAT. S355

HE 160B

Materiale : S355

Stage 4



Stage 4

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;3)

(-7;3)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-4.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -4.5 m

Falda di destra : -4.5 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -12 m

Sezione : D280 Interasse 0.35

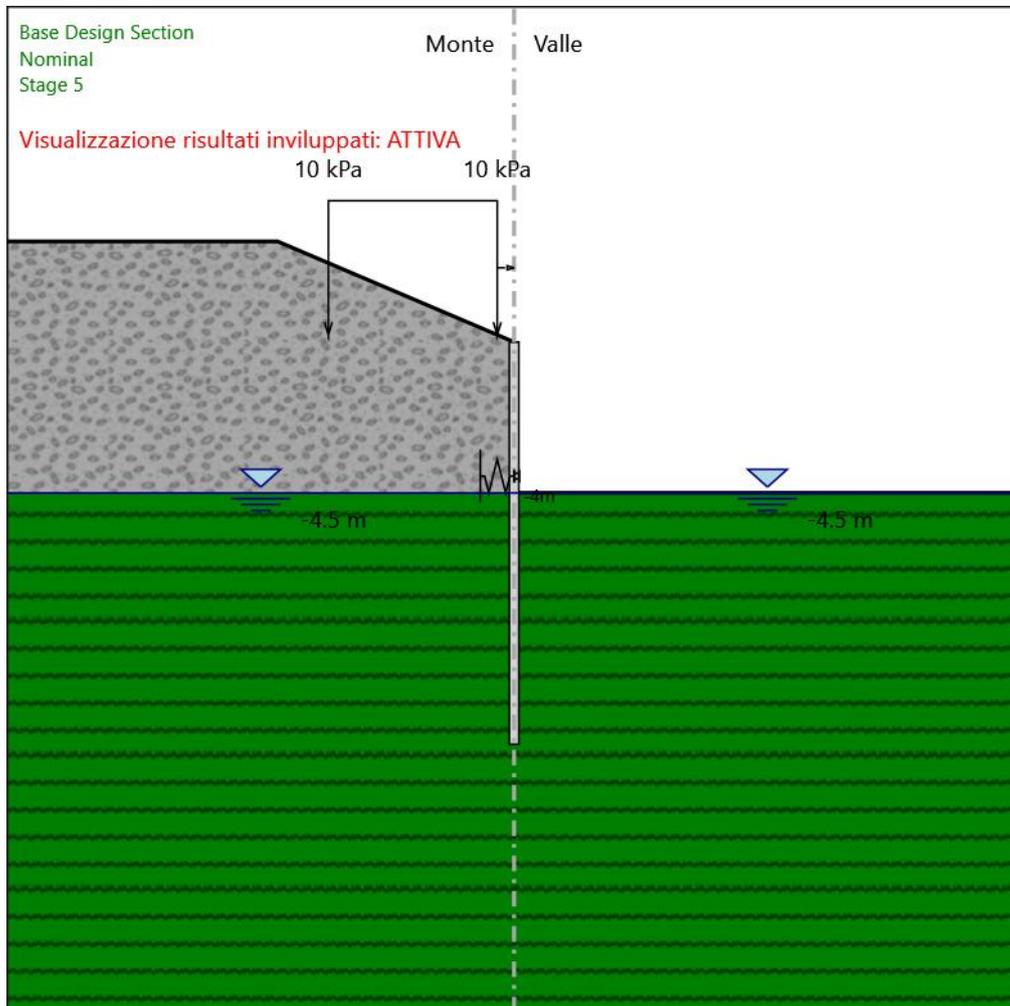
Trave di Ripartizione : Default Waler

Sezione : DOUBLE HE 160B MAT. S355

HE 160B

Materiale : S355

Stage 5



Stage 5

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -4.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;3)

(-7;3)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-4.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -4.5 m

Falda di destra : -4.5 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -12 m

Sezione : D280 Interasse 0.35

Vincolo elastico : Spring

X : 0 m

Z : -4 m

Angolo : 0 °

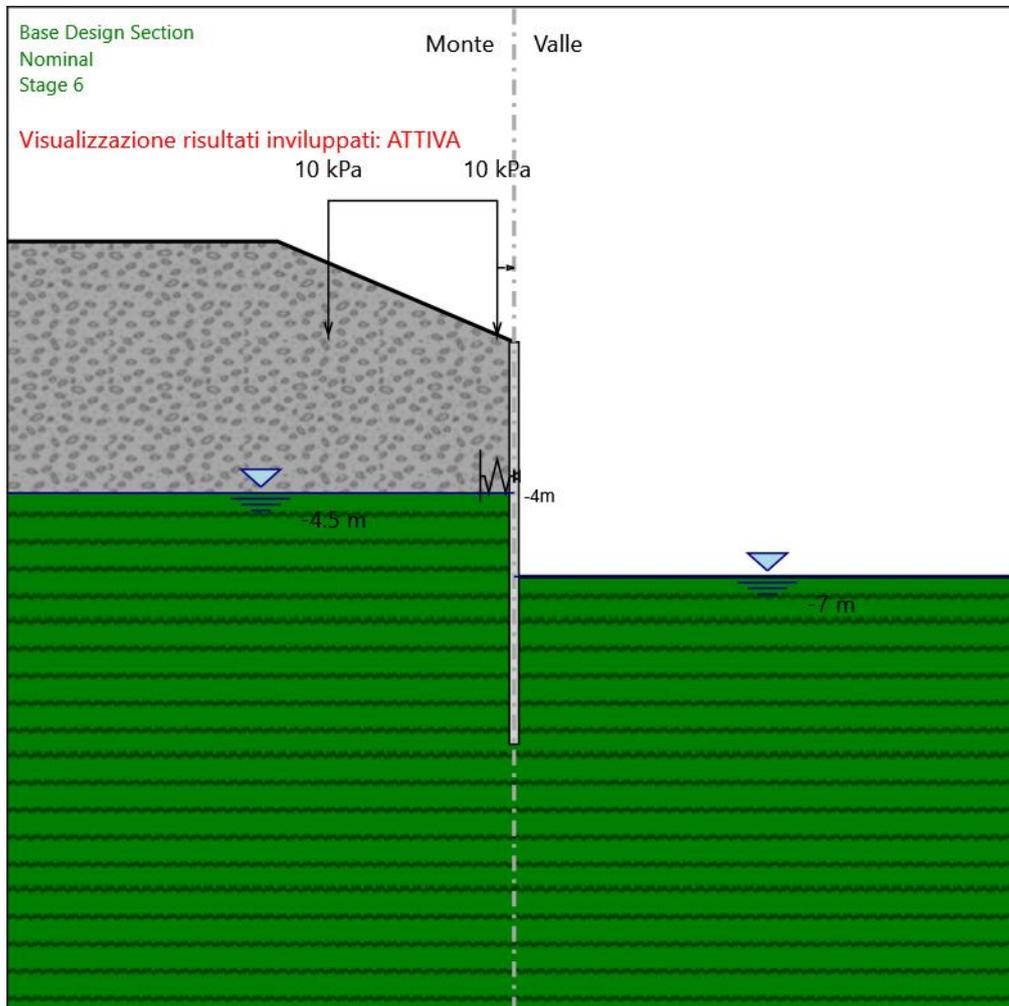
Trave di Ripartizione : Default Waler

Sezione : DOUBLE HE 160B MAT. S355

HE 160B

Materiale : S355

Stage 6



Stage 6

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -7 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;3)

(-7;3)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-7 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -4.5 m

Falda di destra : -7 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -12 m

Sezione : D280 Interasse 0.35

Vincolo elastico : Spring

X : 0 m

Z : -4 m

Angolo : 0 °

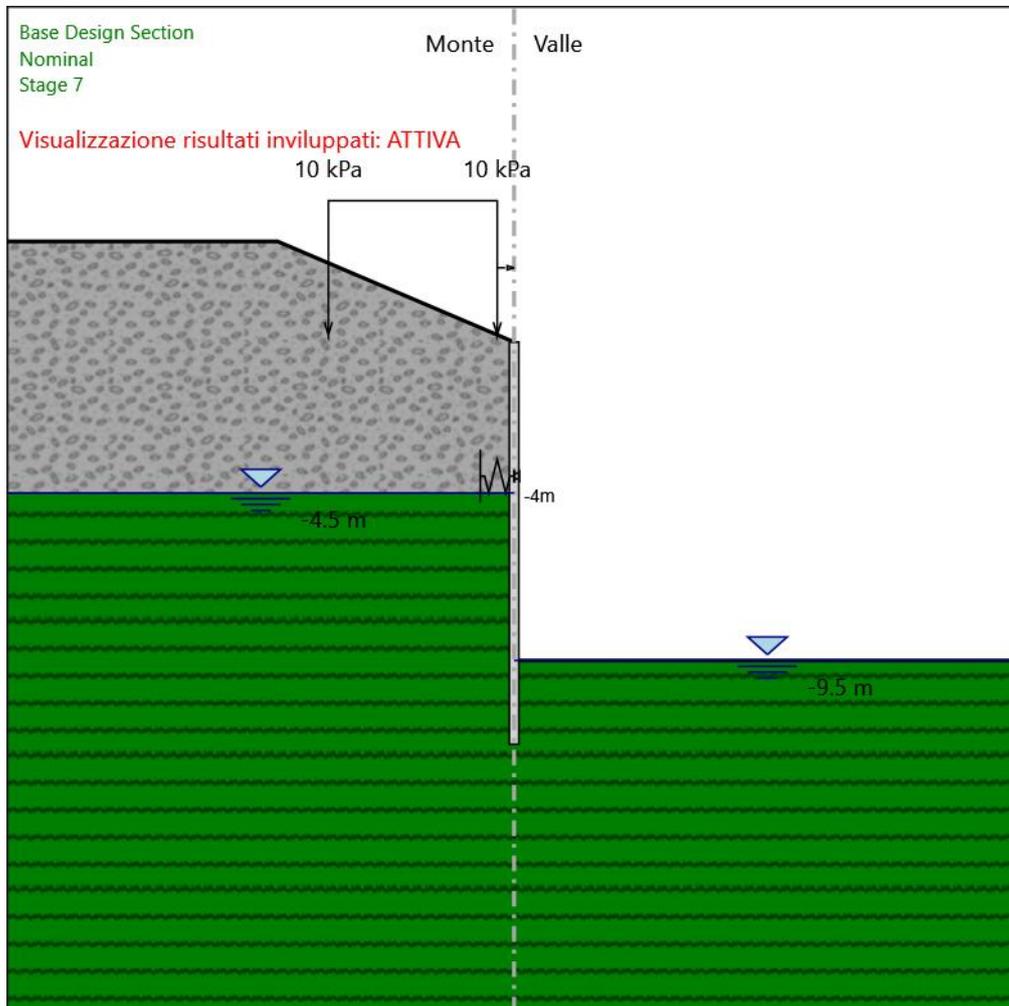
Trave di Ripartizione : Default Waler

Sezione : DOUBLE HE 160B MAT. S355

HE 160B

Materiale : S355

Stage 7



Stage 7

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -9.5 m

Linea di scavo di sinistra (Irregolare)

(-15;3)

(-7;3)

(0;0)

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-9.5 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -4.5 m

Falda di destra : -9.5 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -5.5 m

X finale : -0.5 m

Pressione iniziale : 10 kPa

Pressione finale : 10 kPa

Elementi strutturali

Paratia : Paratia

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -12 m

Sezione : D280 Interasse 0.35

Vincolo elastico : Spring

X : 0 m

Z : -4 m

Angolo : 0 °

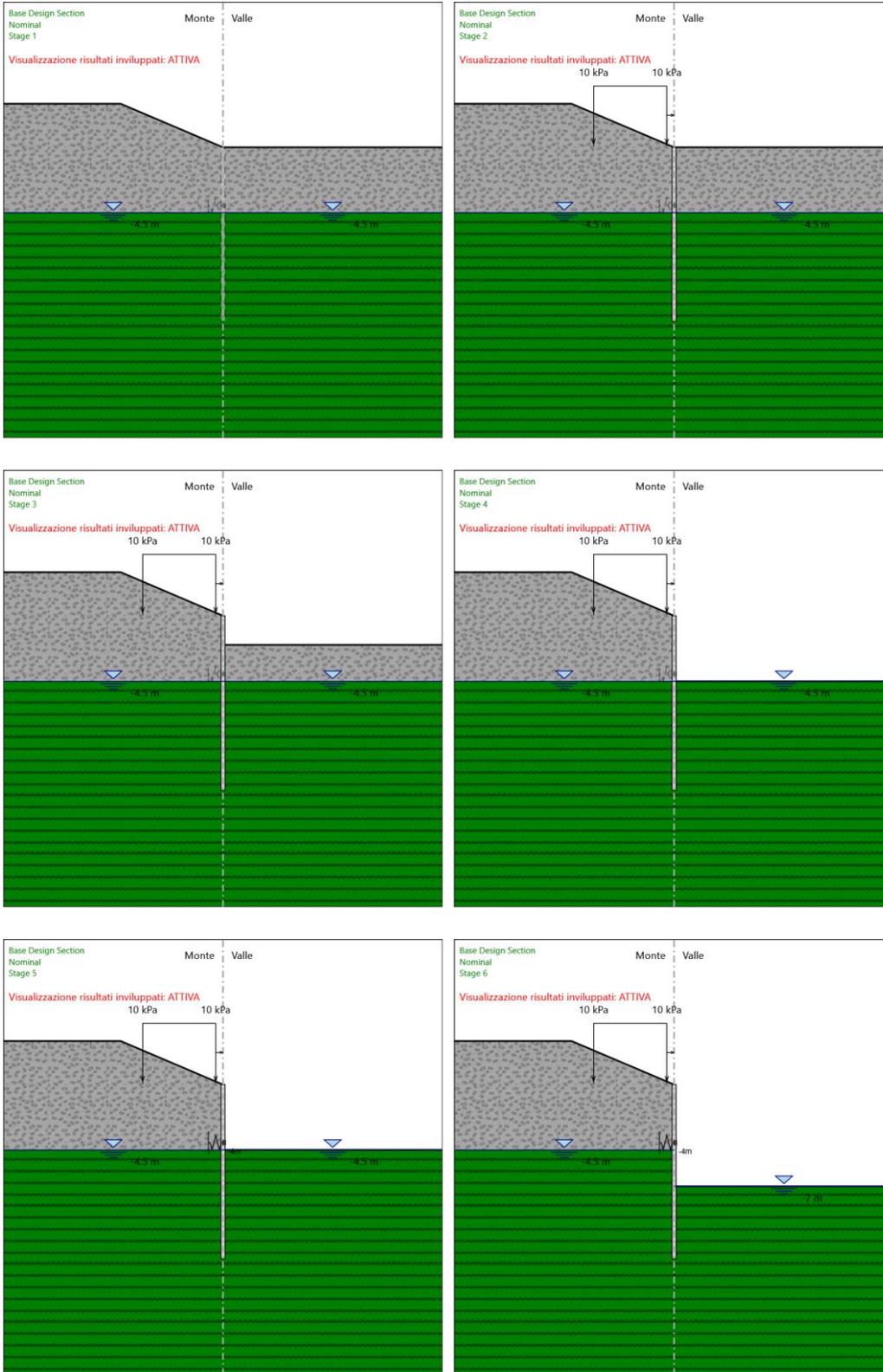
Trave di Ripartizione : Default Waler

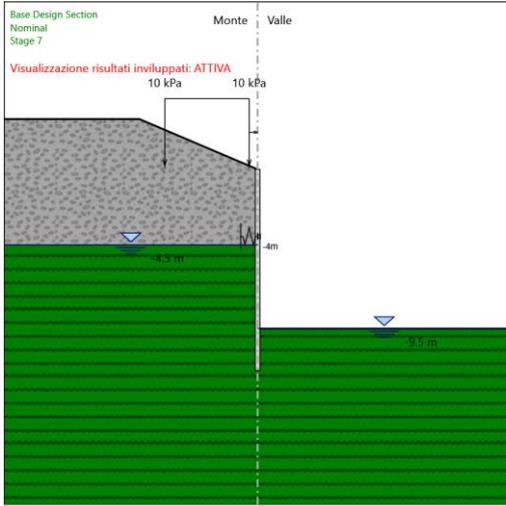
Sezione : DOUBLE HE 160B MAT. S355

HE 160B

Materiale : S355

Tabella Configurazione Stage (Nominal)





Descrizione Coefficienti Design Assumption

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load _unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_loa d_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load _unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_loa d_favour)	Carico Sismico (F_seis m_load)	Pressio ni Acqua Lato Monte (F_Wat erDR)	Pressio ni Acqua Lato Valle (F_Wat erRes)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_UPL_ Gdstab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_UPL_ Gdstab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_UPL_ QDstab)	Carichi Permane nti Destabili zzanti (F_HYD_ Gdstab)	Carichi Perman enti Stabilizz anti (F_HYD_ Gdstab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (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
NTC2018: SLE (Rara/Frequ ente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan(ϕ') (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
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1

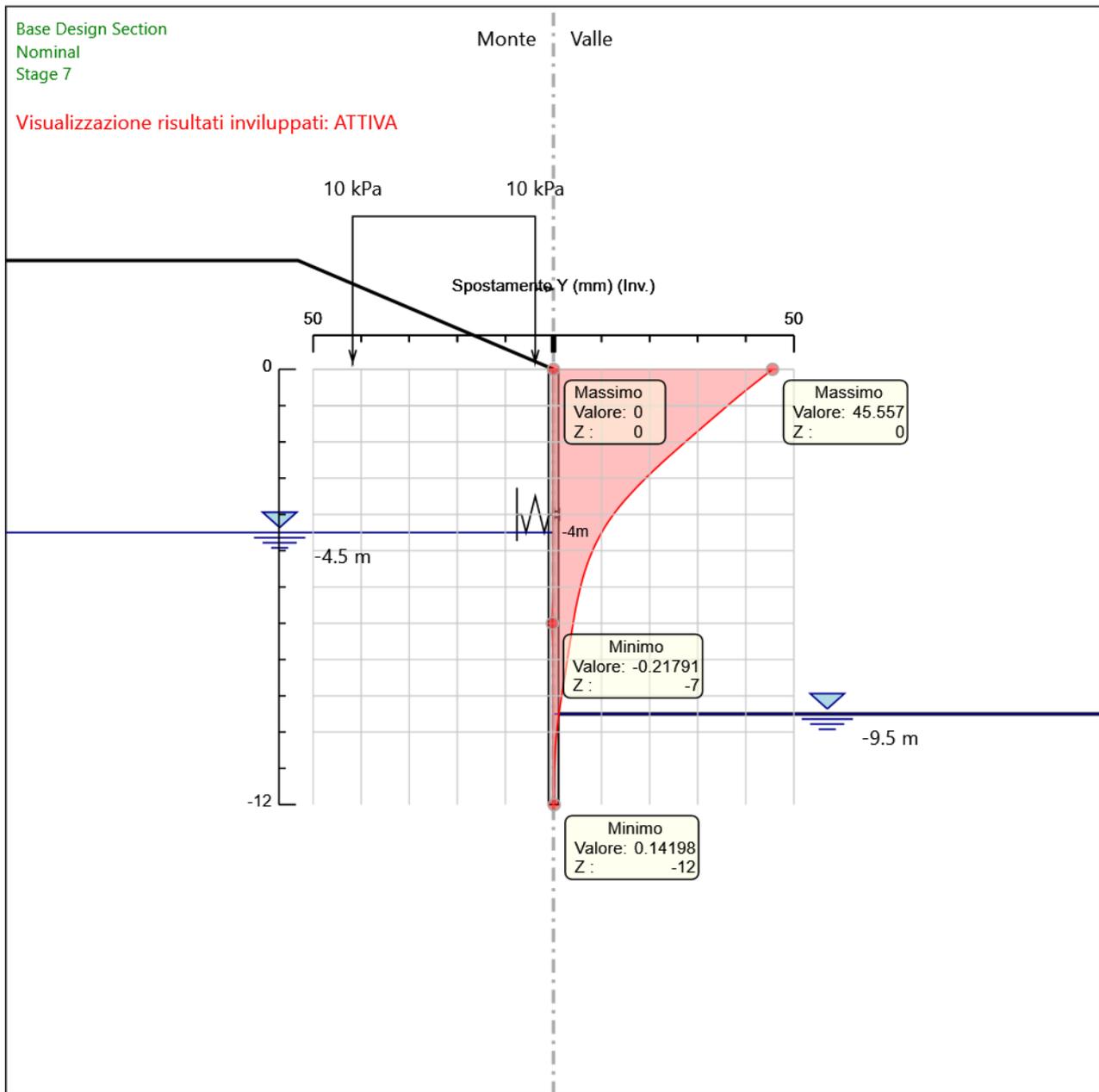
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1

Riepilogo Stage / Design Assumption per Inviluppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 6	Stage 7
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1							

Descrizione sintetica dei risultati delle Design Assumption (Inviluppi)

Grafico Inviluppi Spostamento

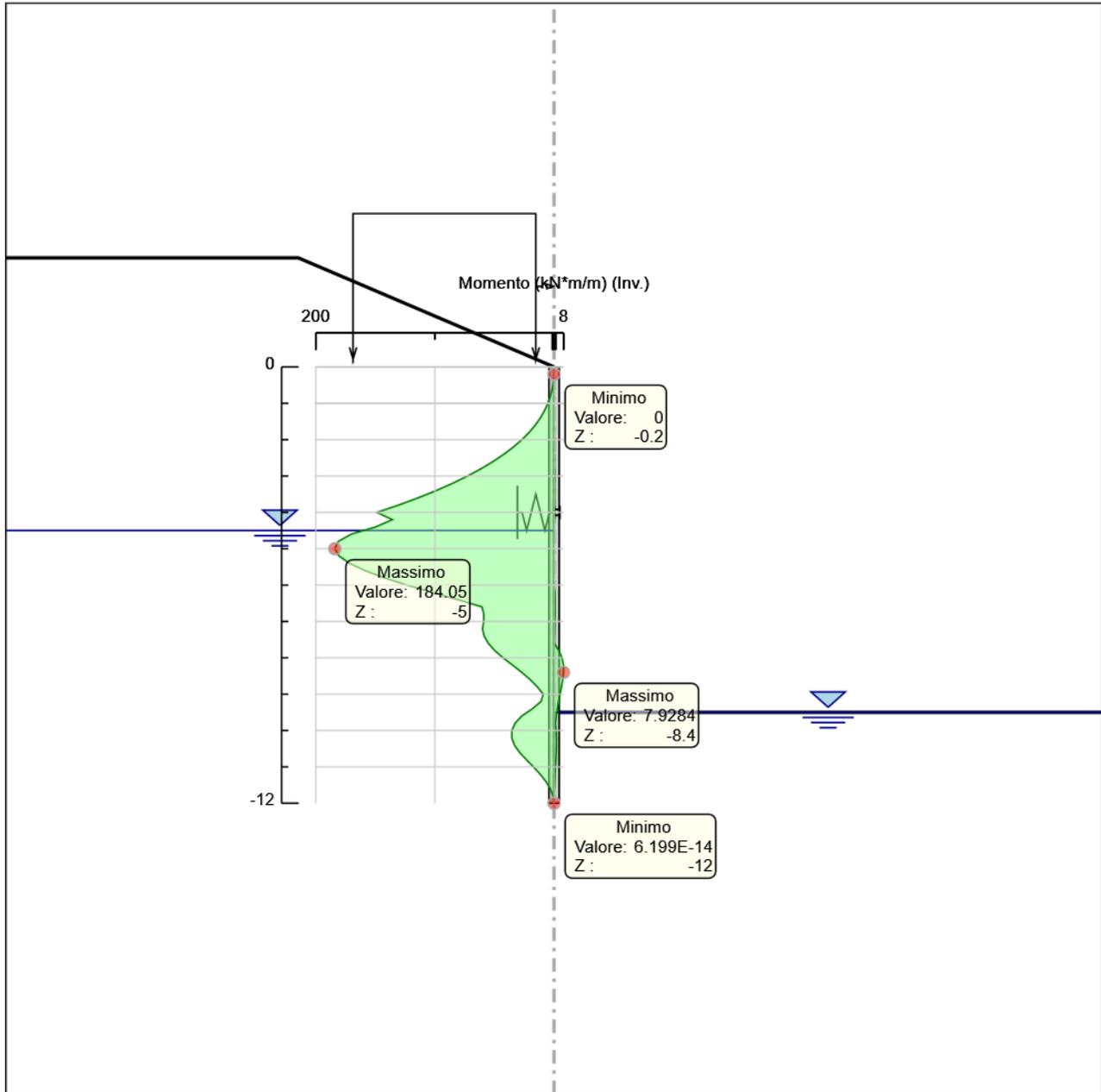


Spostamento

Tabella Involuppi Momento Paratia

Selected Design Assumptions Z (m)	Involuppi: Momento	
	Lato sinistro (kN*m/m)	Lato destro (kN*m/m)
0	0	0
-0.2	0.04	0
-0.4	0.563	0.018
-0.6	1.573	0.036
-0.8	3.096	0.046
-1	5.208	0.05
-1.2	7.982	0.051
-1.4	11.488	0.056
-1.6	15.792	0.068
-1.8	20.95	0.089
-2	27.016	0.117
-2.2	34.044	0.15
-2.4	42.08	0.188
-2.6	51.165	0.229
-2.8	61.328	0.271
-3	72.626	0.309
-3.2	85.132	0.339
-3.4	98.919	0.353
-3.6	114.059	0.344
-3.8	130.627	0.3
-4	148.689	0.214
-4.2	135.775	0.078
-4.4	149.713	0
-4.6	170.315	0
-4.8	181.174	0
-5	184.046	0
-5.2	180.451	0
-5.4	171.672	0
-5.6	158.752	0
-5.8	142.518	0
-6	123.591	0.036
-6.2	102.416	0.601
-6.4	80.774	0.846
-6.6	60.486	0.876
-6.8	59.001	0.782
-7	59.032	0.631
-7.2	60.103	0.466
-7.4	58.729	0.315
-7.6	55.227	0.19
-7.8	49.82	4.012
-8	42.78	6.667
-8.2	34.849	7.871
-8.4	27.097	7.928
-8.6	20.056	7.265
-8.8	14.013	6.212
-9	9.074	5.006
-9.2	10.958	3.813
-9.4	18.184	2.734
-9.6	27.164	1.82
-9.8	32.773	1.093
-10	35.431	1.648
-10.2	35.501	1.961
-10.4	33.273	1.978
-10.6	28.962	1.798
-10.8	23.307	1.504
-11	17.313	1.157
-11.2	11.678	0.806
-11.4	6.864	0.489
-11.6	3.178	0.233
-11.8	0.834	0.063
-12	0	0

Grafico Involuppi Momento

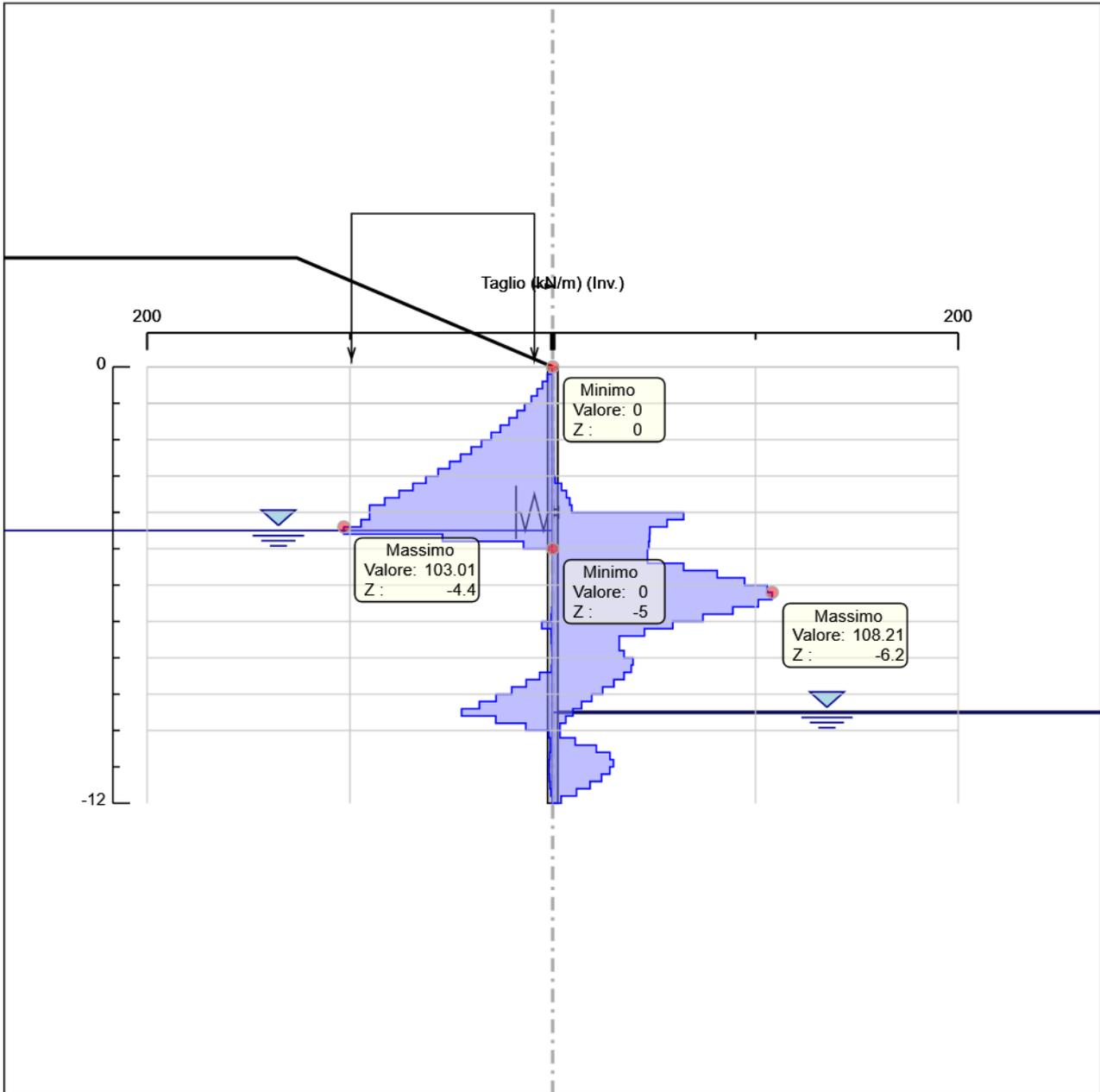


Momento

Tabella Inviluppi Taglio Paratia

Selected Design Assumptions Z (m)	Inviluppi: Taglio	Muro: Paratia
	Lato sinistro (kN/m)	Lato destro (kN/m)
0	0.198	0
-0.2	2.616	0.098
-0.4	5.05	0.098
-0.6	7.617	0.091
-0.8	10.558	0.047
-1	13.869	0.049
-1.2	17.53	0.06
-1.4	21.521	0.066
-1.6	25.791	0.105
-1.8	30.329	0.138
-2	35.139	0.164
-2.2	40.182	0.192
-2.4	45.424	0.208
-2.6	50.816	0.209
-2.8	56.491	0.209
-3	62.528	1.171
-3.2	68.933	4.423
-3.4	75.704	6.793
-3.6	82.837	8.417
-3.8	90.311	9.438
-4	90.311	64.572
-4.2	94.52	64.572
-4.4	103.013	56.42
-4.6	103.013	47.926
-4.8	54.295	47.796
-5	14.356	47.406
-5.2	0	46.756
-5.4	0	64.596
-5.6	0	81.172
-5.8	0	94.634
-6	0	105.878
-6.2	0	108.21
-6.4	0	108.21
-6.6	0.469	101.438
-6.8	0.758	88.867
-7	5.356	74.134
-7.2	5.356	59.211
-7.4	0.757	45.262
-7.6	0.624	32.841
-7.8	0.471	35.2
-8	0.326	39.654
-8.2	0.573	39.654
-8.4	6.44	38.759
-8.6	13.055	35.203
-8.8	20.208	30.217
-9	27.9	24.696
-9.2	36.13	19.255
-9.4	44.898	14.279
-9.6	44.898	9.979
-9.8	28.046	6.44
-10	13.289	3.656
-10.2	1.909	11.136
-10.4	1.216	21.558
-10.6	1.474	28.276
-10.8	1.734	29.966
-11	1.753	29.966
-11.2	1.753	28.178
-11.4	1.587	24.07
-11.6	1.278	18.429
-11.8	0.85	11.721
-12	0.316	4.167

Grafico Inviluppi Taglio



Taglio

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Passiva %
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Left Wall	LEFT	2.96
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 7	Left Wall	RIGHT	17.31

Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva

Design Assumption	Stage	Muro	Lato	Inviluppo Spinta Reale Efficace / Spinta Attiva %
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 7	Left Wall	LEFT	141.37
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	Stage 1	Left Wall	RIGHT	893.31

Inviluppo Risultati Elementi Strutturali

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Cela Forza kN/m
Spring	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 7	162.7

Elemento strutturale	Design Assumption	Stage	Cela Momento kN*m/m
Spring	NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	Stage 7	0

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}	1.8
γ_s	1.15

Riepilogo Stage / Design Assumption per Involuppo

Design Assumption	Stage 1	Stage 2	Stage 3	Stage 4	Stage 5	Stage 6	Stage 7
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	V	V	V	V	V	V	V
NTC2018: A2+M2+R1							

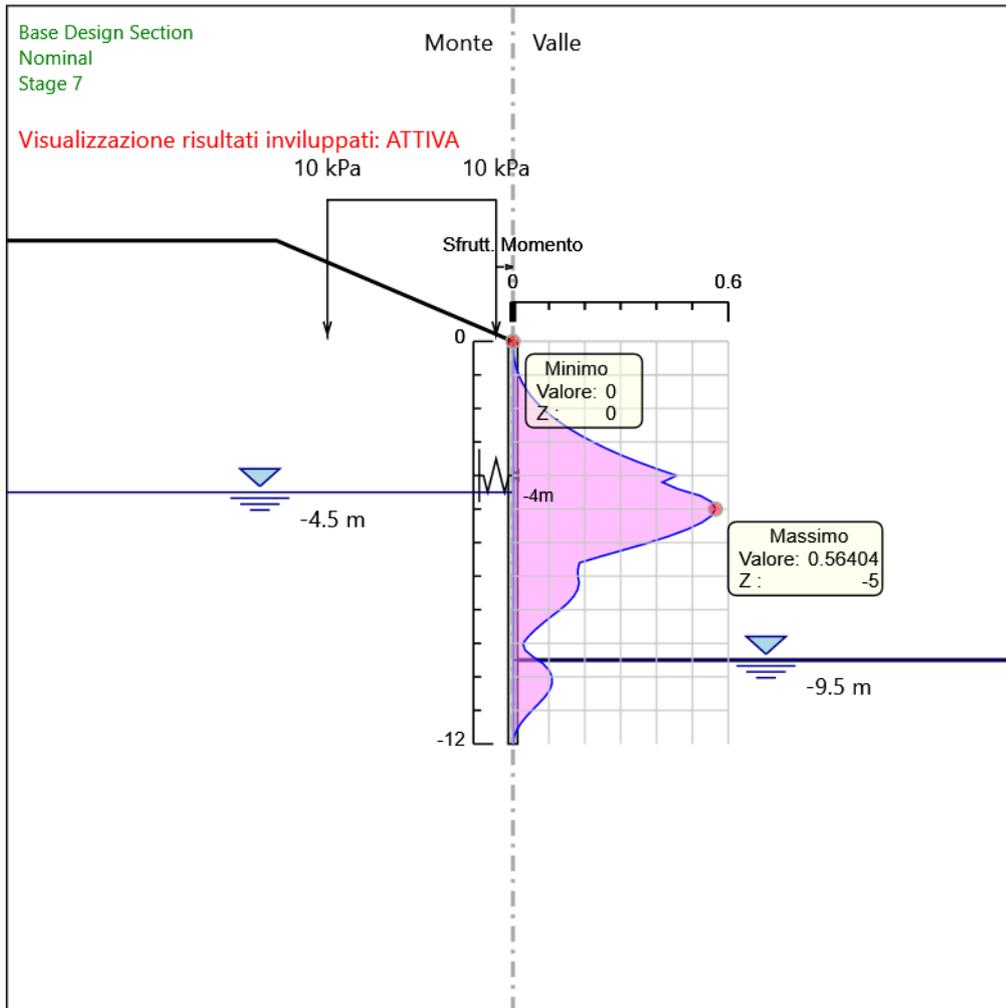
Risultati SteelWorld

Tabella Inviluppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld : LEFT

Z (m)	Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld
0	0
-0.2	0
-0.4	0.002
-0.6	0.005
-0.8	0.009
-1	0.016
-1.2	0.024
-1.4	0.035
-1.6	0.048
-1.8	0.064
-2	0.083
-2.2	0.104
-2.4	0.129
-2.6	0.157
-2.8	0.188
-3	0.223
-3.2	0.261
-3.4	0.303
-3.6	0.35
-3.8	0.4
-4	0.456
-4.2	0.416
-4.4	0.459
-4.6	0.522
-4.8	0.555
-5	0.564
-5.2	0.553
-5.4	0.526
-5.6	0.487
-5.8	0.437
-6	0.379
-6.2	0.314
-6.4	0.248
-6.6	0.185
-6.8	0.181
-7	0.181
-7.2	0.184
-7.4	0.18
-7.6	0.169
-7.8	0.153
-8	0.131
-8.2	0.107
-8.4	0.083
-8.6	0.061
-8.8	0.043
-9	0.028
-9.2	0.034
-9.4	0.056
-9.6	0.083
-9.8	0.1
-10	0.109
-10.2	0.109
-10.4	0.102
-10.6	0.089
-10.8	0.071
-11	0.053
-11.2	0.036
-11.4	0.021
-11.6	0.01
-11.8	0.003

Involuppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld		LEFT
Z (m)	Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld	
-12	0	

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld

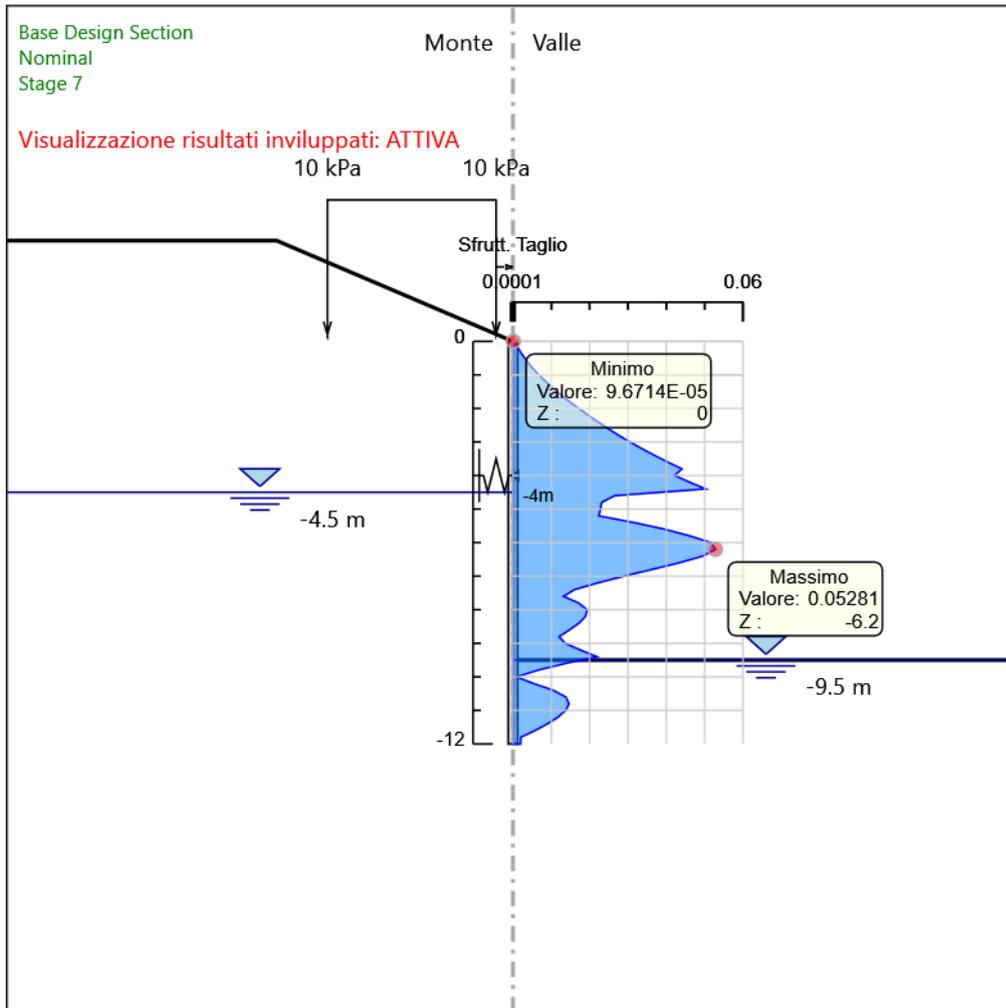


Involuppi
Tasso di Sfruttamento M-N - SteelWorld

Tabella Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld : LEFT

Z (m)	Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld	LEFT
0		0
-0.2		0.001
-0.4		0.002
-0.6		0.004
-0.8		0.005
-1		0.007
-1.2		0.009
-1.4		0.011
-1.6		0.013
-1.8		0.015
-2		0.017
-2.2		0.02
-2.4		0.022
-2.6		0.025
-2.8		0.028
-3		0.031
-3.2		0.034
-3.4		0.037
-3.6		0.04
-3.8		0.044
-4		0.042
-4.2		0.046
-4.4		0.05
-4.6		0.026
-4.8		0.023
-5		0.023
-5.2		0.022
-5.4		0.032
-5.6		0.04
-5.8		0.046
-6		0.052
-6.2		0.053
-6.4		0.05
-6.6		0.043
-6.8		0.036
-7		0.029
-7.2		0.022
-7.4		0.016
-7.6		0.013
-7.8		0.017
-8		0.019
-8.2		0.019
-8.4		0.017
-8.6		0.015
-8.8		0.012
-9		0.014
-9.2		0.018
-9.4		0.022
-9.6		0.014
-9.8		0.006
-10		0.001
-10.2		0.005
-10.4		0.011
-10.6		0.014
-10.8		0.015
-11		0.014
-11.2		0.012
-11.4		0.009
-11.6		0.006
-11.8		0.002
-12		0.002

Grafico Involuppi Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld



Involuppi
Tasso di Sfruttamento a Taglio - SteelWorld

Verifiche Travi di Ripartizione Nominal

Design Assumption: Nominal	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione								
Trave di Ripartizione	Elemento strutturale	Sezione	Materiale	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M- N	Ratio taglio	Instabilità
Default Waler	Spring	HE 160B	S355	Stage 5	0	0	0	0	0
Default Waler	Spring	HE 160B	S355	Stage 6	103.543	0	0	0	0
Default Waler	Spring	HE 160B	S355	Stage 7	123.487	0	0	0	0

Verifiche Travi di Ripartizione NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)

Design Assumption: NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)		Tipo Risultato: Verifiche NTC2018									
Trave di Ripartizione		Travi di Ripartizione		Elemento strutturale							
		Elemento strutturale		Sezione	Materiale	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M-N	Ratio taglio	Instabilità
Default Waler	Spring	HE 160B	S355	Stage 5		0	0	0	0	0	
Default Waler	Spring	HE 160B	S355	Stage 6		103.543	0	0.258	0.253	0	
Default Waler	Spring	HE 160B	S355	Stage 7		123.487	0	0.308	0.301	0	

Verifiche Travi di Ripartizione NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti) Trave di Ripartizione	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione Elemento strutturale	NTC2018 (ITA)		Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M-N	Ratio taglio	Instabilità
		Sezione	Materiale Stage					
Default Waler	Spring	HE 160B	S355 Stage 5	0	0	0	0	0
Default Waler	Spring	HE 160B	S355 Stage 6	136.671	0	0.34	0.333	0
Default Waler	Spring	HE 160B	S355 Stage 7	162.695	0	0.405	0.397	0

Verifiche Travi di Ripartizione NTC2018: A2+M2+R1

Design Assumption: NTC2018: A2+M2+R1 Trave di Ripartizione	Tipo Risultato: Verifiche Travi di Ripartizione Elemento strutturale	NTC2018 (ITA)		Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio M-N	Ratio taglio	Instabilità
		Sezione	Materiale						
Default Waler	Spring	HE 160B	S355	Stage 5	0.001	0	0	0	0
Default Waler	Spring	HE 160B	S355	Stage 6	146.836	0	0.366	0.358	0
Default Waler	Spring	HE 160B	S355	Stage 7	193.455	0	0.482	0.472	0