



# Autostrada Asti-Cuneo

TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)  
LOTTO 6 RODDI-DIGA ENEL

STRALCIO a  
TRA IL LOTTO II.7 E LA PK. 5+000

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE GEOTECNICHE

Trincee  
Relazione di calcolo delle trincee

IMPRESA 	PROGETTISTA 	INTEGRATORE ATTIVITA' SPECIALISTICHE Dott. Ing. Salvatore Sguazzo Albo degli Ingegneri provincia di Salerno n. 5031 	COMMITTENTE Autostrada Asti-Cuneo S.p.A. Direzione e Coordinamento: S.A.L.T. p.A. (Gruppo ASTM) Via XX Settembre, 98/E 00187 Roma
--	--	--	---

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
A	05-2021	EMISSIONE	M.Trezzi	S.Corti	Ing. Sguazzo	Ing. Sguazzo	MAGGIO 2021	-
							N. Progr.	
							06.01.01	

CODIFICA	PROGETTO	LIV	DOCUMENTO	REV	WBS
	P017	D	OPG RC 001	A	A33126A000
					CUP
					G31B20001080005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

Il presente documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato, in tutto od in parte, senza il consenso scritto dell' Autostrada ASTI - CUNEO S.p.A.. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge. This document may not be copied, reproduced or published, either in part or in its entirety, without the written permission of Autostrada Asti - Cuneo S.p.A.. Unauthorized use will be persecute by law.

**INDICE**

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVE E RIFERIMENTI .....</b>	<b>4</b>
2.1. NORMATIVA .....	4
2.2. SOFTWARE UTILIZZATI .....	4
<b>3. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI .....</b>	<b>5</b>
<b>4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>8</b>
4.1. CALCESTRUZZO .....	8
4.2. ACCIAIO .....	8
<b>5. MODELLAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>9</b>
5.1. INTRODUZIONE .....	9
5.2. STRATIGRAFIA DI PROGETTO E PARAMETRI DI CALCOLO .....	9
5.2.1. <i>Paratie</i> .....	9
5.2.2. <i>Trincee</i> .....	10
5.3. FALDA .....	11
<b>6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA .....</b>	<b>12</b>
<b>7. CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE .....</b>	<b>13</b>
7.1. COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - SLU .....	13
7.2. COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO - SLE .....	13
7.3. PARATIE .....	13
7.4. TRINCEE .....	14
<b>8. CRITERI E CODICI DI CALCOLO.....</b>	<b>16</b>
8.1. PARATIE .....	16
8.1.1. <i>Metodologia di calcolo</i> .....	16
8.1.2. <i>Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera</i> .....	17
8.1.3. <i>Stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno</i> .....	17
8.1.4. <i>Verifica strutturale della paratia</i> .....	17
8.2. TRINCEE E VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE .....	17
8.2.1. <i>Metodologia di calcolo</i> .....	17
<b>9. VERIFICHE DI SICUREZZA.....</b>	<b>19</b>
9.1. ANALISI DEI CARICHI .....	19
9.1.1. <i>Spinte in condizioni statiche</i> .....	19
9.1.2. <i>Spinte in condizioni sismiche</i> .....	20
9.2. SEZIONI DI CALCOLO .....	22
9.2.1. <i>Trincea T1</i> .....	22

9.2.2. Trincea T2 .....	24
9.2.3. Trincea T3 .....	26
9.2.4. Trincea T4 .....	29
9.3. VERIFICHE DI SICUREZZA .....	32
9.3.1. Trincea T1 .....	32
9.3.1. Trincea T2 .....	47
9.3.1. Trincea T3 .....	60
9.3.2. Trincea T4 .....	73
<b>10. MONITORAGGIO .....</b>	<b>86</b>
10.1. FINALITÀ DEL MONITORAGGIO .....	86
10.2. MISURA DEGLI SPOSTAMENTI DEL TERRENO .....	86
10.2.1. Scopo .....	86
10.2.2. Descrizione della strumentazione e modalità di installazione .....	86
10.2.3. Frequenza dei rilevamenti .....	87
10.2.4. Modalità di misura .....	87
10.2.5. Restituzione dati .....	87
10.3. MISURA DEGLI SPOSTAMENTI DELL'OPERA DI SOSTEGNO .....	88
10.3.1. Scopo .....	88
10.3.2. Descrizione della strumentazione e modalità di installazione .....	88
10.3.3. Frequenza dei rilevamenti .....	88
10.3.4. Modalità di misura .....	88
10.3.5. Restituzione dati .....	88
10.4. MISURA DELLE VARIAZIONI DI LIVELLO DELLA FALDA .....	89
10.4.1. Scopo .....	89
10.4.2. Descrizione della strumentazione e modalità di installazione .....	89
10.4.3. Frequenza dei rilevamenti .....	89
10.4.4. Modalità di misura .....	89
10.4.5. Restituzione dati .....	89

## 1. INTRODUZIONE

La presente *Relazione* riporta le verifiche geotecniche e strutturali delle opere a sostegno delle trincee stradali previste nel Progetto Definitivo del collegamento autostradale A33: Asti-Cuneo, Tronco II – Lotto 6a.

Dimensionamenti e verifiche delle opere sono eseguiti in ottemperanza alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni emanate il 17 gennaio 2018 e pubblicate nella G.U. n. 42 del 20/02/2018 Suppl. Ord., con riferimento quindi alle condizioni di stato limite ultimo (SLU) e di stato limite di esercizio (SLE).

Il documento è così articolato:

- nel Cap. 2 si riportano i documenti di riferimento e la normativa citati nel testo;
- nel Cap. 3 si riporta la descrizione delle opere e degli interventi previsti;
- nel Cap. 4 si riportano le caratteristiche dei materiali;
- nel Cap.5 si riportano le indicazioni sulle stratigrafie di calcolo e sui parametri geotecnici adottati;
- nel Cap. 6 si definisce l'azione sismica di progetto;
- nel Cap. 7 si descrivono i criteri generali di progettazione in accordo alla Normativa vigente (Doc. Rif. [6.]);
- nei Cap. 8 si descrivono i criteri di verifica ed i codici di calcolo adottati;
- nel Cap. 9 si espongono i risultati delle analisi e delle verifiche effettuate.

## **2. NORMATIVE E RIFERIMENTI**

### **2.1. NORMATIVA**

Ai fini della redazione del presente progetto si è fatto riferimento alle seguenti normative e circolari:

- [1.] D.G.R. 3 febbraio 2012, n. 7-3340: Modifiche e integrazioni alle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011.
- [2.] D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084: D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese.
- [3.] D.G.R. 18 febbraio 2011, n. 8-1517: Modifica del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese come approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 8 del 24/02/2011.
- [4.] D.G.R. 1 marzo 2010, n. 28-13422: Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese approvata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 10 del 11/03/2010.
- [5.] D.G.R. 19 gennaio 2010, n. 11-13058: Aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006) pubblicato su Bollettino Ufficiale Regione Piemonte n. 7 del 18/02/2010.
- [6.] N.T.C. 2018: Testo unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni.
- [7.] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- [8.] O.P.C.M. 3519 del 28/04/2006 (G.U. 11.5.2006 n.108). Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.
- [9.] O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003 (Supplemento ordinario alla G.U. 8.5.2003 n.105). Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

### **2.2. SOFTWARE UTILIZZATI**

Per il calcolo delle opere in esame si sono utilizzati i seguenti software:

- [10.] Group ver 2016.10.11, Ensoft Inc-
- [11.] Paratie Plus 2020 v.20.0.1 (Ce.A.S. S.r.l., <https://harpaceas.it/paratie-plus/>)
- [12.] SLOPEW, GeoStudio 2007 version 7.23 (GeoSlope, [www.geo-slope.com](http://www.geo-slope.com))

### 3. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI

Lungo il tracciato, l'infrastruttura in progetto presenta diversi tratti in trincea. Tra questi, in particolare, ve ne sono quattro in cui l'altezza di scavo per realizzare la piattaforma stradale è piuttosto importante, arrivando fino a 10-11 m dal piano campagna originario. In tali tratti è prevista la realizzazione di opere di sostegno di controripa (paratie) a contenimento del pendio a monte del tracciato. Date le scadenti caratteristiche geotecniche delle formazioni in sito, le paratie permettono di evitare profilature del pendio che, per poterne garantire la stabilità, dovrebbero necessariamente coinvolgere una fascia di terreno molto ampia.

Nella Figura 1 seguente è mostrato lo sviluppo del tracciato, con indicate le progressive a cui è previsto che le trincee siano realizzate a parete verticale sostenuta da paratie.

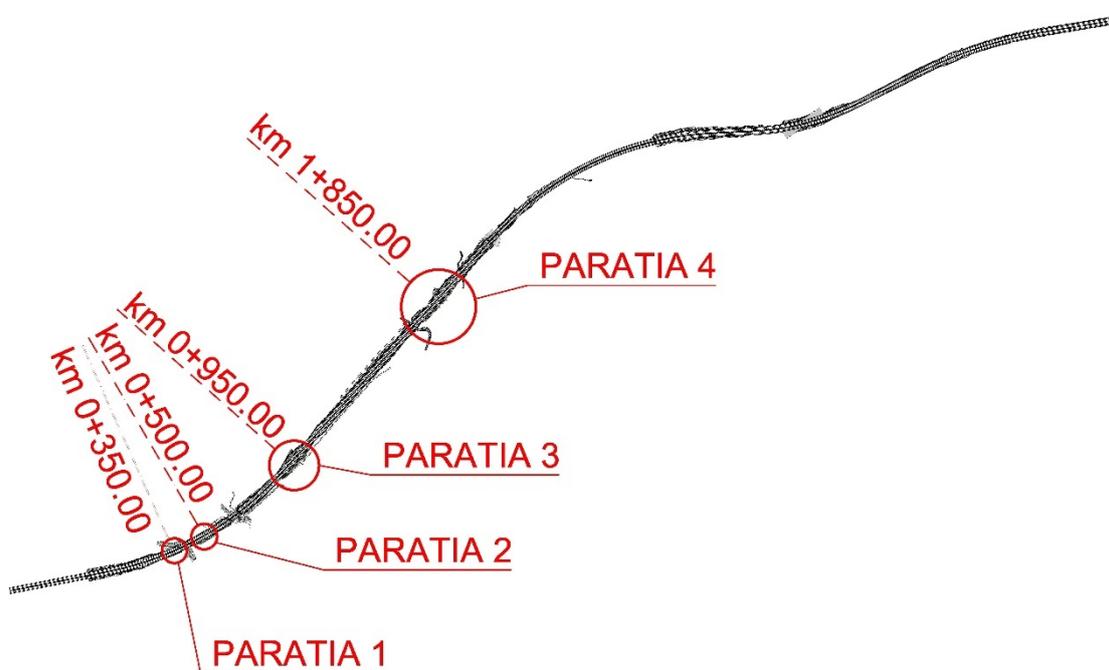


Figura 1 Pianta chiave con indicazione delle progressive di ubicazione delle paratie

In corrispondenza delle paratie 2, 3 e 4, tra l'asse della paratia e la sede stradale sarà interposta una banca di larghezza 3.0 m e altezza compresa tra 2 m e 5 m, con scarpata finale di pendenza 2/3. La banca ha funzione di migliorare la stabilità e ridurre le sollecitazioni sull'opera.

Per il consolidamento della banca e la sistemazione finale è prevista la stesura di terreno vegetale, geostuoia e sistema di rinforzo superficiale costituito da chiodatura ('nailing') e rete elettrosaldata a doppia torsione.

Immediatamente a monte delle paratie è infine prevista la realizzazione di trincee drenanti fino a 2÷3 m di profondità, al fine di evitare l'innalzamento temporaneo eccessivo della falda in corrispondenza di episodi piovosi intensi e prolungati.

Nella Figura 2 seguente è mostrata una sezione rappresentativa degli interventi descritti.

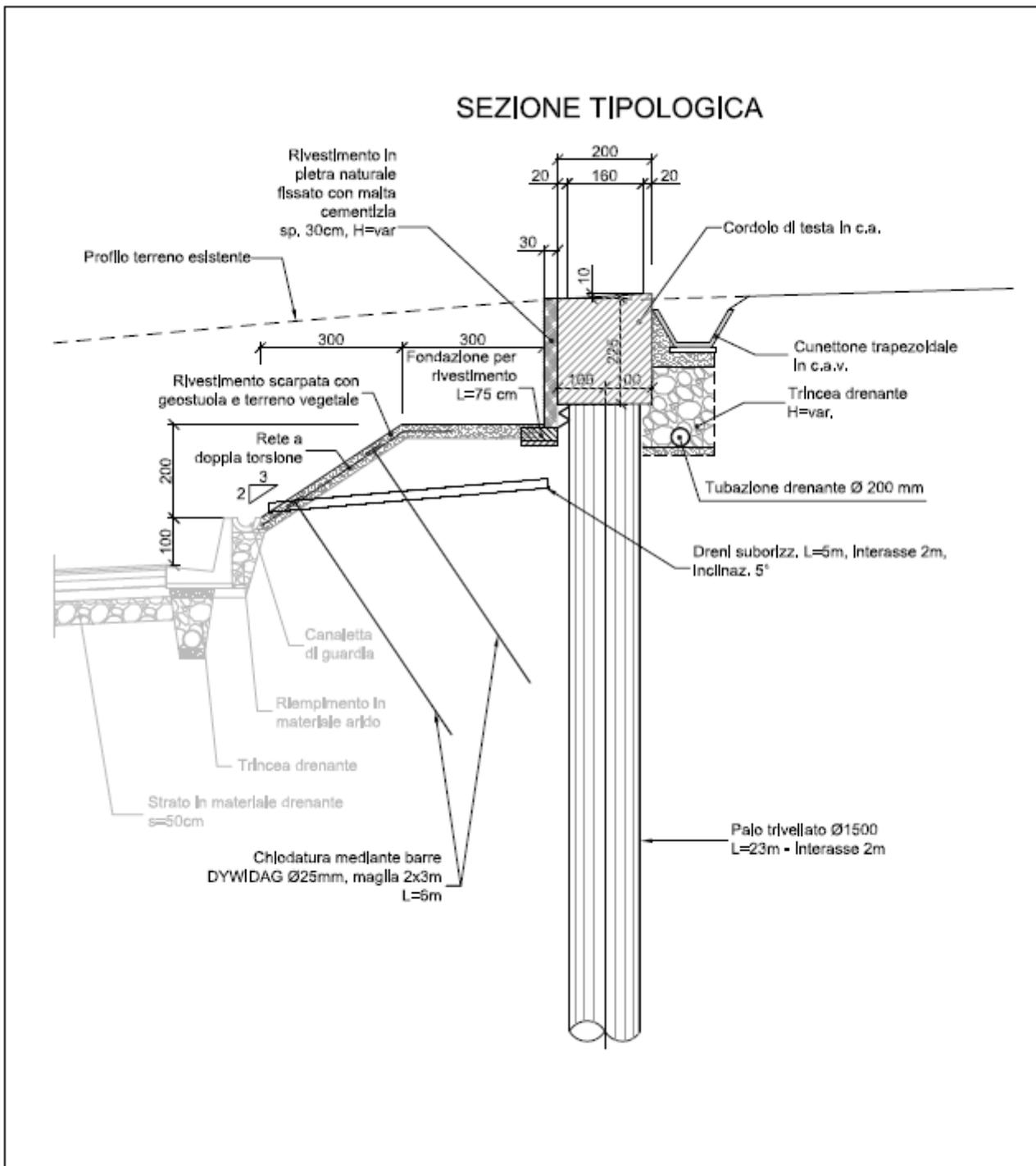


Figura 2: Sezione tipo paratia di pali

La sezione tipica dell'opera di sostegno è costituita da una paratia di pali trivellati Ø1500 mm disposti ad interasse longitudinale di 2 m, collegati in sommità da una trave di coronamento in c.a. delle dimensioni 200x200 cm. La lunghezza dei pali varia da 23 a 30 m.

Ove le trincee hanno le altezze maggiori (trincee 3 e 4), anche per cautelarsi rispetto a possibili malfunzionamenti dei sistemi di drenaggio nel lungo termine, le paratie sono state integrate da speroni, ciascuno costituito da 3 pali disposti in direzione ortogonale all'asse della paratia. L'interasse tra gli

speroni è pari a 10 m per la trincea 3 (uno ogni 5 pali della paratia) e a 20 m per la trincea 4 (uno ogni 10 pali della paratia).

La trave e la paratia saranno mascherate con una parete di rivestimento finita a pietra.

Per maggiori dettagli si rimanda alla descrizione dei singoli tratti.

## 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in oggetto si prevede di utilizzare i materiali descritti dalle proprietà di seguito elencate. Ove necessario, nelle verifiche di calcolo si farà perciò riferimento ai valori caratteristici qui riportati.

### 4.1. CALCESTRUZZO

#### Calcestruzzo per magrone

- Classe di resistenza: C12/15
- Classe di esposizione per superfici interne: X0

#### Calcestruzzo per pali e cordolo di coronamento

- Classe di resistenza: C30/37
- Resistenza caratt. cubica a compressione:  $R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratt. cilindrica a compressione:  $f_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cilindrica a compressione:  $f_{cm} = 38.71 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico:  $E_{cm} = 33019 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = 17.40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione semplice:  $f_{ctm} = 2.94 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione:  $f_{ctk} = 2.06 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione:  $f_{ctd} = 1.37 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione: XC2+XA2

Di seguito sono riportati i valori del copriferro da adottare in fase progettuale:

- Per pali:  $c = 70 \text{ mm}$
- Per cordolo in c.a.:  $c = 45 \text{ mm}$

### 4.2. ACCIAIO

- Tipo: B450C
- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento di calcolo:  $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico:  $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

## 5. MODELLAZIONE GEOTECNICA

### 5.1. INTRODUZIONE

Nel tratto in trincea, fino alle profondità di interesse per gli interventi e le opere qui in oggetto, la successione stratigrafica è essenzialmente costituita da due litotipi: la formazione di Cassano-Spinola (CCS), caratterizzata da materiali sabbioso-ghiaiosi in matrice limosa, e la formazione gessosa (GES), che è caratterizzata da limi argillosi ed argille marnose con intercalazioni di gesso e che, a profondità maggiori di 25 m, assume generalmente la consistenza di una roccia tenera.

La formazione CCS presenta caratteristiche meccaniche e di resistenza scadenti negli strati più superficiali, così che nei periodi stagionali in cui la soggiacenza della falda è prossima al piano campagna si possono manifestare dissesti determinati da lenti scorrimenti di strati presumibilmente dell'ordine di 2÷3 m di spessore. Con l'aumentare della profondità, la formazione migliora le proprietà meccaniche, alternandosi in certi casi con la formazione gessosa più fine.

In linea generale, per i due litotipi descritti i valori caratteristici dei parametri da introdurre nei calcoli sono basati sulla caratterizzazione presentata nella Relazione geotecnica di progetto.

D'altro canto, come espressamente previsto dalle Norme (punto C.6.2.2.4 della Circolare esplicativa), l'identificazione dei parametri geotecnici più appropriati non può prescindere dal riferimento alle verifiche da effettuare. Pertanto, all'interno dei campi di variazione dei parametri individuati in sede di caratterizzazione, nel calcolo degli SLU relativi ai meccanismi di rottura locale si terrà conto del possibile disturbo indotto localmente agli strati di terreno interessati dall'esecuzione delle paratie. Nel calcolo degli SLU relativi a instabilità globale, in cui il volume di terreno coinvolto è molto più ampio (fino ad interessare la scala di versante), si farà riferimento a valori medi, individuati, come meglio descritto più avanti, anche in considerazione delle attuali condizioni di stabilità dei versanti nell'area.

### 5.2. STRATIGRAFIA DI PROGETTO E PARAMETRI DI CALCOLO

#### 5.2.1. Paratie

La stratigrafia di progetto è sostanzialmente costituita da unità geotecniche di qualità crescente con la profondità e caratterizzate dai valori dei parametri geotecnici di seguito riportati, desunti dalla Relazione geotecnica generale a cui si rimanda per maggiori dettagli.

La successione stratigrafica e gli spessori degli strati in corrispondenza di ciascuna paratia sono ricavati dagli elaborati di geologia e dall'analisi dei sondaggi disponibili. Per facilità di lettura si riportano di seguito gli spessori indicativi e le caratteristiche di ciascuno strato. Si tenga però presente che soprattutto gli spessori sono molto variabili sia lungo il profilo dell'autostrada, sia lungo ciascuna sezione.

- Unità 1a (CCS, strati superficiali soggetti a scorrimenti):
  - Profondità: 0÷5 m dal p.c.
  - Peso unità di volume:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
  - Angolo di attrito interno:  $\varphi' = 21^\circ$
  - Coesione drenata:  $c' = 0 \text{ kPa}$
  - Modulo elastico operativo:  $E = 7 \text{ MPa}$
- Unità 1b (CCS, strati profondi):
  - Profondità: >5 m dal p.c.

- Peso unità di volume:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno:  $\varphi' = 21^\circ$
- Coesione drenata:  $c' = 5 \text{ kPa}$
- Modulo elastico operativo:  $E = 15 \text{ MPa}$
- Unità 2 (GES 2, strati superiori della formazione gessosa):
  - Profondità: 6÷40 m dal p.c.
  - Peso unità di volume:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
  - Angolo di attrito interno:  $\varphi' = 21^\circ$
  - Coesione drenata:  $c' = 10 \text{ kPa}^*$
  - Modulo elastico operativo:  $E = 30 \text{ MPa}$
- \* Eccetto trincea 1 (vedi discussione al paragrafo 5.2.2).
- Unità 3 (GES 1, strati inferiori della formazione gessosa):
  - Profondità: 25÷50 m dal p.c.
  - Peso unità di volume:  $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
  - Angolo di attrito interno:  $\varphi' = 21^\circ$
  - Coesione drenata:  $c' = 20 \text{ kPa}$
  - Modulo elastico operativo:  $E = 60 \text{ MPa}$
- Unità 4 (SAF, Marne di Sant'Agata):
  - Profondità: > 35 m dal p.c.
  - Peso unità di volume:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
  - Angolo di attrito interno:  $\varphi' = 21^\circ$
  - Coesione drenata:  $c' = 25 \text{ kPa}$
  - Modulo elastico operativo:  $E = 40 \text{ MPa}$

### 5.2.2. Trincee

Nell'ambito della variabilità riscontrata in sede di caratterizzazione, la scelta sui valori dei parametri da assegnare ai materiali non può prescindere dal considerare la condizione di stabilità attuale. Con riferimento specifico alla trincea 1 e alla paratia 1, infatti, in corrispondenza dell'incisione naturale formata dal Rio dei Deglia il tracciato attraversa un tratto in pendio caratterizzato da un affioramento della formazione gessosa (GES2 in Tabella 1 seguente). Poiché tale tratto di versante non è catalogato fra le aree soggette a fenomeni franosi (si veda la tavola di "Ubicazione aree in frana", elaborato rif. P017\_D\_STU\_GEO01\_SD\_002\_A), è ragionevole supporre che esso sia in condizione di stabilità con fattore di sicurezza almeno pari all'unità. Pertanto, nello spirito delle NTC2018 e dell'Eurocodice 7, secondo cui il "valore caratteristico" di un parametro geotecnico deve costituire una stima "ragionevolmente cautelativa" di quel parametro, è stata eseguita un'analisi preliminare finalizzata a determinare i valori dei parametri di resistenza a taglio rappresentativi di una situazione di stabilità con coefficiente di sicurezza non inferiore all'unità. L'analisi è condotta con la medesima metodologia con cui sono eseguite le verifiche di stabilità globale (si veda il par. 8.2.1), ma senza prendere in conto i coefficienti parziali sulle resistenze dei terreni o sulle azioni.

I risultati di tale analisi preliminare sono esposti al par. 9.3.1.2; i valori caratteristici e di progetto assegnati ai materiali in sito nelle verifiche delle trincee sono riassunti in Tabella 1 e tengono quindi conto sia dei risultati della caratterizzazione sia di quelli delle valutazioni sulla stabilità nelle condizioni attuali.

Nelle analisi di stabilità globale, le verifiche geotecniche di stabilità globale in campo statico richiedono l'adozione della sola Combinazione 2 dell'Approccio 1 e pertanto l'applicazione dei soli coefficienti parziali M2, mentre per le verifiche in campo sismico sono richiesti i parametri caratteristici.

Tabella 1 Parametri geotecnici e relativi valori caratteristici  
 per le analisi di stabilità globale delle trincee

STRATO	Peso di volume	Angolo di resistenza al taglio			Coesione efficace		
	$g_d$	$f'_k$	$f'_d M1$	$f'_d M2$	$c'_k$	$c'_d M1$	$c'_d M2$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]
<b>CCS</b>	19	21	21	17.1	0 5(*)	0 5	0 4
<b>GES2</b>	19	21	21	17.1	10 18(**)	10 18	8 14,4
<b>GES1</b>	21	21	21	17.1	20	20	16
<b>SAF</b>	19	21	21	17.1	25	25	20
* valori relativi alla porzione più profonda dello strato							
** valori relative alla trincea 1 ricavati da analisi a ritroso (vedi par. 9.3.1.2)							

### 5.3. FALDA

La falda di progetto è stata assunta nei calcoli per le verifiche agli stati limite ultimi in condizioni statiche in prossimità del piano campagna, tenendo comunque conto della presenza delle opere drenanti (trincee e microdreni) che ne limitano la risalita. Tale assunzione è basata sui risultati del monitoraggio piezometrico attuale e storico, che evidenziano escursioni di falda anche di 8÷10m, a dimostrazione del fatto che la bassa permeabilità dei materiali che formano le unità geotecniche ne determina la rapida saturazione in occasione degli eventi piovosi di una certa entità. Per le verifiche in condizioni sismiche la falda di progetto viene invece considerata come rappresentata sui profili e le sezioni geotecniche. I dettagli sono poi mostrati nelle figure relative ai risultati dei vari calcoli esposti ai paragrafi successivi.

## 6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

Alle opere in oggetto, come indicato nella “Relazione Sismica” di progetto (elaborato P017\_D\_STU\_SMC00\_RH\_001\_A), si assegna:

- vita nominale  $V_N = 100$  anni
- classe d'uso IV

Da tali attribuzioni derivano i parametri seguenti:

- coefficiente d'uso  $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R = V_N \times C_U = 200$  anni
- periodo di ritorno  $T_R = 1898$  anni

In accordo al par. 7.11.6.3.2 delle NTC2018, ai fini della presente relazione le analisi in condizioni sismiche sono effettuate prendendo in considerazione lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

- categoria di suolo  $C$ ;
- coefficiente di amplificazione stratigrafica:  $S_S = 1.500$ ;
- coefficiente di amplificazione topografica:  $S_T = 1.000$ ;
- accelerazione orizzontale massima per sito rigido e superficie orizzontale:  $a_g/g = 0.076$ .

Per maggiori dettagli sulla definizione dell'azione sismica si rimanda alla “Relazione Sismica” sopra citata.

## 7. CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

### 7.1. COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - SLU

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto dell'azione:

$$E_d = \gamma_E \cdot E[F_k; X_k/\gamma_M; a_d]$$

e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = 1/\gamma_R \cdot R[\gamma_F \cdot F_k; X_k/\gamma_M; a_d]$$

Gli effetti delle azioni e della resistenza sono espressi in funzione delle azioni di progetto  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . Nella formulazione della resistenza compare esplicitamente il coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza.

### 7.2. COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO - SLE

Le opere ed i sistemi geotecnici devono essere verificati anche nei confronti degli stati limite di esercizio. Per ciascuno stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Nello specifico le analisi dovranno valutare gli spostamenti dell'opera per consentire di verificarne la compatibilità con la funzionalità attesa per l'opera stessa.

### 7.3. PARATIE

Ai sensi delle NTC2018, il progetto e la verifica delle paratie in oggetto richiede la verifica dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
  - collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido)
  - stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno
- SLU di tipo strutturale (STR):
  - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia

La stabilità globale del complesso opera – terreno deve essere verificata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, prendendo in conto i valori dei coefficienti parziali di sicurezza riportati alle tabelle seguenti. Le altre verifiche sono effettuate secondo l'Approccio 1, considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

ponendo pari all'unità i coefficienti relativi al set R1.

Tabella 2 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_f$ (o $\gamma_g$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G3}$

Tabella 3 Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

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

Tabella 4 Coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Poiché le paratie in progetto costituiscono opere definitive, devono essere dimensionate anche nei confronti degli effetti provocati dal sisma. Le verifiche degli stati limite in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto (par. 7.11.1 delle NTC).

Sarà quindi  $\gamma_R = 1$  tranne che per la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno, in cui si dovrà considerare  $\gamma_R = 1,2$  (par. 7.11.6.3.2 e 7.11.4 delle NTC2018).

#### 7.4. TRINCEE

Ai sensi delle NTC2018, le trincee ricadono fra le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, per le quali sono da eseguire le verifiche di stabilità globale secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) come specificato al Par. 6.8.2.

La verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

essendo  $R$  resistenza globale del sistema calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto ( $R = R \left[ \gamma_F \cdot F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d \right]$ ).

In campo statico, i coefficienti parziali sulle azioni (set A), sui materiali (set M) ed il coefficiente parziale sulla resistenza ( $\gamma_R$ ) sono quelli già indicati in **Tabella 2** e **Tabella 3** e **Tabella 4**; in campo sismico, analogamente a quanto visto per la stabilità globale dell'insieme opera – terreno nel caso delle paratie, si pone  $\gamma_R = 1,2$ .

## 8. CRITERI E CODICI DI CALCOLO

### 8.1. PARATIE

#### 8.1.1. Metodologia di calcolo

Per ogni struttura, le verifiche di sicurezza nelle varie fasi di realizzazione sono effettuate attraverso analisi di interazione, mediante l'ausilio del programma Paratie Plus 2014.1 sviluppato dalla CeAS S.r.l. (rif. [11.]).

All'interno del codice, l'interazione tra paratia e terreno schematizza:

- la paratia come una serie di elementi il cui comportamento è descritto dalla rigidezza flessionale  $EJ$ ;
- il terreno come una serie di molle elasto - plastiche connesse ai nodi della paratia.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia viene valutata in ciascuna fase attraverso un'analisi statica incrementale, in cui ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una data quota di scavo e da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché la legge costitutiva adottata per le molle è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi.

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto – plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno. I parametri di spinta del terreno sono:

- il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , corrispondente alla condizione iniziale indeformata e calcolato mediante l'espressione  $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ ;
- i coefficienti di spinta attiva  $K_a$  e passiva  $K_p$ , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb (1776) e di Caquot e Kerisel (1948), tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia pari a  $1/3 \div 2/3$  dell'angolo di attrito del terreno stesso;
- i parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidezza delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo operativo ( $E_{op}$ ) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidezza in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico. In particolare, il modulo in compressione vergine è stato assunto pari al limite inferiore dell'intervallo di caratterizzazione (vedi moduli dichiarati al paragrafo 5.2.1), mentre il modulo in scarico-ricarico è assunto pari a 3 volte il valore del modulo in compressione vergine.

Nel programma viene introdotta una funzione di plasticità dipendente dalle componenti di sforzo verticale ed orizzontale, che definisce i confini della regione entro la quale è determinato lo stato tensionale. A seconda dello stato tensionale in cui l'elemento di terreno si trova, questo reagisce con caratteristiche di rigidezza differenti. Sono possibili tre situazioni:

- fase elastica (identificata con la sigla UL-RL, Unloading-Reloading): corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati. L'elemento si comporta elasticamente;
- fase incrudente (identificata dalla sigla V – C, Virgin Compression): l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai sperimentati precedentemente;
- collasso (identificato attraverso la parola "Active" o "Passive"): il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo possibili in base alla resistenza del materiale. Questa fase corrisponde a quella che solitamente viene chiamata condizione di "spinta attiva" o di "resistenza passiva".

### **8.1.2. Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera**

La verifica al collasso per qualunque meccanismo di moto rigido è automaticamente soddisfatta se l'analisi di interazione terreno struttura, condotta mediante il programma di calcolo descritto al paragrafo precedente, converge.

### **8.1.3. Stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno**

Le verifiche di stabilità globale dell'insieme opera di sostegno – terreno sono effettuate con la metodologia descritta al par. 8.2.1.

### **8.1.4. Verifica strutturale della paratia**

Si valuterà l'incidenza dell'armatura necessaria a verificare gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza strutturale.

## **8.2. TRINCEE E VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE**

### **8.2.1. Metodologia di calcolo**

Le analisi di stabilità globale delle paratie e delle trincee sono eseguite con il metodo cosiddetto "dell'equilibrio limite", che consiste nell'ipotizzare diverse possibili superfici di scorrimento che coinvolgono uno o più materiali e nell'analizzare, per ciascuna di esse, l'equilibrio allo scorrimento del volume soprastante, considerato come se fosse un corpo rigido.

I vari metodi di calcolo all'equilibrio limite riportati in letteratura si basano tutti sulle ipotesi seguenti:

- il coefficiente di sicurezza è definito come rapporto tra resistenza al taglio e sforzo di taglio mobilitato lungo un'ipotetica superficie di scorrimento;
- la rottura avviene per il raggiungimento, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento, della resistenza limite;
- il coefficiente di sicurezza FS è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.

Il coefficiente di sicurezza FS, in un'analisi con i valori dei carichi e dei parametri del terreno opportunamente fattorizzati, corrisponde al coefficiente parziale sulla resistenza del sistema geotecnico previsto dalle NTC2018 ( $\gamma_R = 1,1$ , Tabella 4).

In campo sismico, l'analisi è eseguita con metodo pseudo statico, in cui le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente all'azione dinamica del sisma sono espresse come  $F_h = k_h \cdot W$  ed  $F_v = k_v \cdot W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti dalle espressioni (par. 7.11.3.5.2 delle NTC2018):

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

L'accelerazione massima di progetto è:

$$a_{max} = 0.114g \text{ (Cap. 6).}$$

mentre il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito  $\beta_s$  ha valore di 0,38 (Par. 7.11.4 delle NTC2018).

Pertanto, per questo tipo di verifiche, in accordo alle espressioni sopra riportate, si ottengono i coefficienti per la verifica di fronti di scavo e rilevati riportati in Tabella 5.

Tabella 5: Valori dei coefficienti sismici per le verifiche dei fronti di scavo e rilevati

STATO LIMITE	$T_R$	$k_h$	$k_v$
	[anni]	[g]	[g]
SLV	1898	0.044	$\pm 0.022$

Le verifiche si eseguono ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$  (Par. 7.11.4 delle NTC2018).

I calcoli sono stati svolti in condizioni di deformazione piana mediante il programma Slope/W (rif. [12.]). Fra i metodi di calcolo disponibili in letteratura ed implementati all'interno del software, è stato utilizzato il metodo di Morgenstern e Price (1965), che soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di rottura di forma qualsiasi.

## 9. VERIFICHE DI SICUREZZA

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico considerate nell'analisi di verifica delle opere e degli interventi.

### 9.1. ANALISI DEI CARICHI

#### 9.1.1. Spinte in condizioni statiche

I carichi sulla paratia sono determinati dalla spinta del terreno sulla parete, calcolata come risultante delle pressioni orizzontali a loro volta stimate mediante l'espressione:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K \cdot \cos \delta$$

dove:

$\sigma_h$  = pressione orizzontale;

$\sigma_v$  = pressione verticale;

K = coefficiente di spinta dello strato di calcolo;

$\delta$  = coeff. di attrito terreno-parete;

La pressione verticale,  $\sigma_v$ , è data dal peso del terreno sovrastante, ossia:

- in termini di tensioni totali da:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

in cui:

$\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno

$z$  = generica quota di calcolo della pressione a partire dal piano campagna

- in termini di tensioni efficaci in assenza di filtrazione da:

$$\sigma_v = \gamma' \cdot z$$

in cui

$\gamma'$  = peso dell'unità di volume efficace del terreno

- in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione da:

$$\sigma_v = [\gamma - \gamma_w \cdot (1 + l_w)] \cdot z$$

in cui:

$l_w$  = gradiente idraulico.

Il coefficiente di spinta a riposo,  $K_0$ , per terreni normalconsolidati, è valutato con le espressioni:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen}(\phi'_{peak}) \quad \text{nelle sabbie}$$

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen}(\phi'_{CV}) \quad \text{nelle argille}$$

Nel caso di depositi di terreni sovraconsolidati, il coefficiente di spinta a riposo è valutato con l'espressione:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot OCR^n$$

con  $n = 0.5$  come valore tipico valido sia per argille che per sabbie.

Il coefficiente di spinta attiva,  $K_a$ , dipende da  $\varphi'$ , dall'angolo di attrito  $\delta$  fra terreno e muro e dall'inclinazione del terreno a monte. La stima di  $K_a$  è effettuata mediante le formule di Coulomb – Rankine, che ipotizzano una superficie di scorrimento piana:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

avendo indicato con:

$\beta = 90^\circ$  inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale;

$\varphi$  = angolo di resistenza a taglio del terreno;

$\delta$  = angolo di attrito muro – terreno;

$\varepsilon$  = angolo di inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

Nel caso di regime di spinta attivo, la presenza della coesione determina una riduzione di spinta sulla parete, che vale:

$$\sigma_h = -2 \cdot c \cdot (K_a)^{0.5}$$

essendo  $c$  la coesione dello strato.

Il coefficiente di spinta passiva,  $K_p$ , è uno dei parametri che più influenzano i risultati, soprattutto nel caso di paratie a mensola o monotirantate; come  $K_a$ , anch'esso è legato a  $\delta$ ,  $\varphi'$  e all'inclinazione del terreno. La sua stima è effettuata mediante le formule di Caquot e Kerisel, basate sull'ipotesi di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica, poiché questa risulta essere quella che più si avvicina alle evidenze sperimentali.

Nel caso di regime di spinta passivo, la presenza della coesione determina un incremento di spinta sulla parete, che vale:

$$\sigma_h = 2 \cdot c \cdot (K_p)^{0.5}$$

### 9.1.2. Spinte in condizioni sismiche

Per la valutazione delle spinte in condizioni sismiche, condotte mediante metodi semplificati di tipo pseudo statico, si possono distinguere due condizioni estreme:

- la rigidità dell'opera consente spostamenti tali per cui il terreno raggiunge le condizioni limite, in cui i coefficienti di spinta possono perciò valutarsi con le note espressioni di Mononobe – Okabe;
- la rigidità dell'opera, di fatto, è tale da non consentire spostamenti, perciò la spinta di può valutare in accordo alla teoria di Wood.

Generalmente, le paratie si trovano in una condizione intermedia fra queste due. Pertanto, l'analisi è effettuata con la procedura automatica del programma, che permette di legare l'entità delle spinte alla deformabilità della parete.

Il coefficiente di accelerazione sismica  $k_h$  viene valutato come:

$$k_h = \alpha \beta a_{\max}/g$$

dove:

$a_{\max}$  = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

$g$  = accelerazione di gravità

$\alpha$  = coefficiente di deformabilità funzione dell'altezza complessiva  $H$  della paratia e della categoria di sottosuolo, si desume dal grafico della Figura 3 (figura 7.11.2 della normativa vigente qui di seguito riprodotto)

$\beta$  = coefficiente funzione dello spostamento massimo  $u_s$  tollerabile dall'opera e viene desunto dal grafico della Figura 4 (figura 7.11.3 della normativa vigente riprodotto qui di seguito)

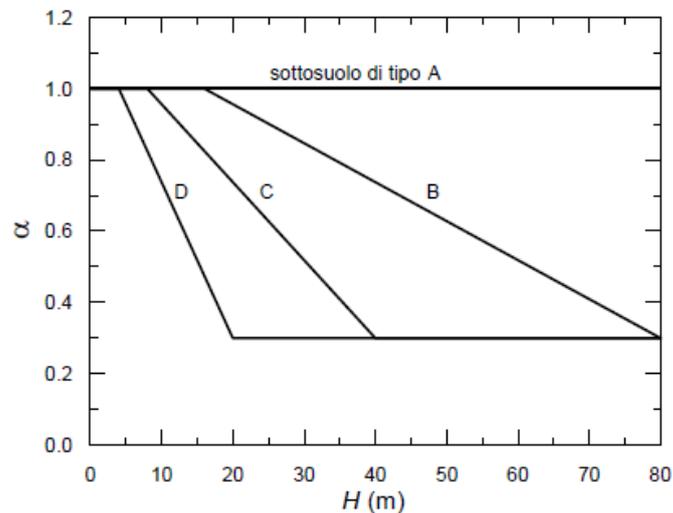


Figura 3: Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$

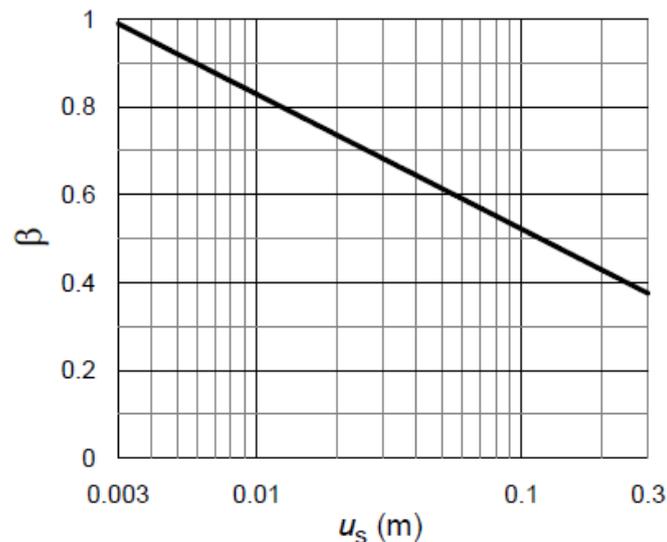


Figura 4: Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$

Ai fini della valutazione di  $\beta$ , lo spostamento tollerabile deve comunque assumersi  $u_s \leq 0.005 H$ . Inoltre, deve sempre risultare  $\alpha \beta > 0.2$ , altrimenti si dovrà assumere  $k_h = 0.20 a_{max}/g$ .

L'accelerazione massima è valutata come:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$$

in cui:

- $a_g$  = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido
- $S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica

- $S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica

Come previsto dalla normativa, si è posto  $k_v = 0$  e si sono trascurate le forze inerziali agenti sulla struttura della paratia.

## **9.2. SEZIONI DI CALCOLO**

In ciascuna paratia, i calcoli di verifica sono riferiti alla sezione in cui è massima l'altezza fuori terra dell'opera. Per tutti e quattro i casi, tale sezione è ubicata in prossimità della progressiva mediana fra quelle di inizio e di fine della rispettiva opera.

### **9.2.1. Trincea T1**

La trincea stradale in esame è compresa tra la pk 0+342 e la pk 0+393; l'altezza fuori terra, dalla sede carrabile al piano campagna del terrapieno (testa paratia), raggiunge un massimo di circa 5.50 m. L'altezza del terreno da sostenere è invece dell'ordine di 4.6m.

L'opera è prevista a ridosso del muretto marginale della sede stradale e consiste in una paratia di pali trivellati  $\varnothing 1500$  mm di lunghezza  $L_p = 26$  m, disposti ad interasse longitudinale di 2 m e collegati in sommità da una trave di coronamento in c.a. delle dimensioni 200x200 cm (Figura 5).

La paratia avrà un tratto a vista di altezza massima 5.50 m mascherato da un paramento finito a pietra.

A tergo della paratia è prevista la realizzazione di una trincea drenante per evitare l'innalzamento della falda contro l'opera in corrispondenza di eventi piovosi intensi e prolungati.

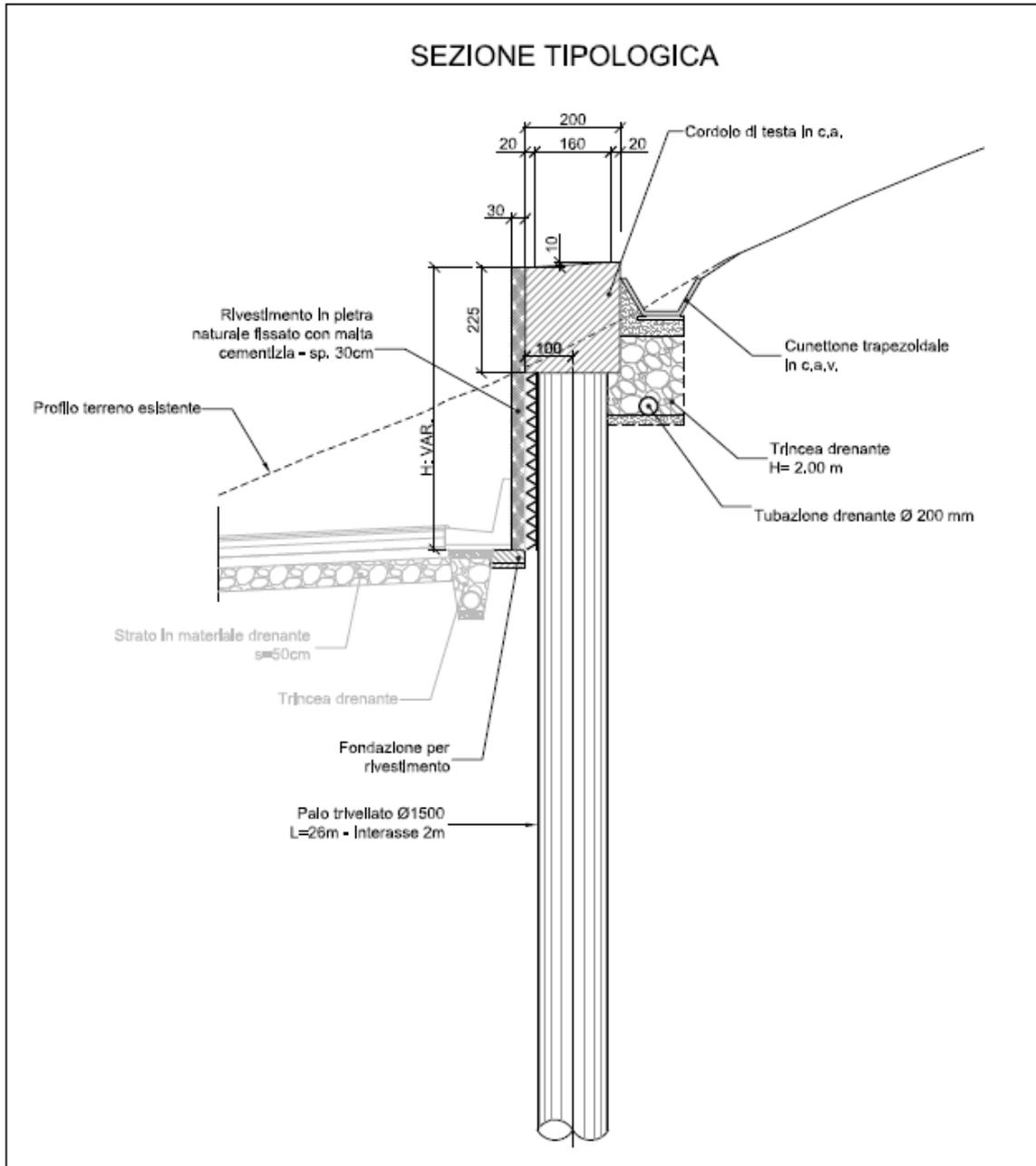


Figura 5: Sezione trasversale Paratia 1

### 9.2.2. Trincea T2

La trincea stradale in esame è compresa tra le progressive pk 0+469 e pk 0+534; l'altezza misurata da sede carrabile a piano campagna del terrapieno (testa paratia), raggiunge un massimo di circa 5.85 m.

L'opera consiste in una paratia di pali trivellati  $\varnothing 1500$  mm di lunghezza pali  $L_p = 23$  m, disposti ad interasse longitudinale di 2 m e collegati in sommità da una trave di coronamento in c.a. delle dimensioni 200x200 cm. La paratia avrà un tratto a vista di altezza massima 2.85 m mascherato da un paramento finito a pietra.

Al piede del tratto a vista è lasciata una banca di larghezza 3 m, che si raccorda alla sede stradale con una scarpata di pendenza 3H:2V e altezza costante 2 m (Figura 6). La scarpata è rinforzata con intervento di 'soil naling' mediante chiodatura, rete a doppia torsione, geostuoia e terreno vegetale per il rinverdimento scarpate. L'intervento serve ad assicurare la stabilità della scarpata e della banca, che a sua volta fornisce un contributo di stabilità alla paratia. E' prevista anche l'installazione di un'ordine di microdreni suborizzontali, ma di lunghezza limitata a protezione della sola scarpata a valle della paratia.

A tergo della paratia è prevista la realizzazione di una trincea drenante per evitare l'innalzamento della falda contro l'opera in corrispondenza di eventi piovosi intensi e prolungati.

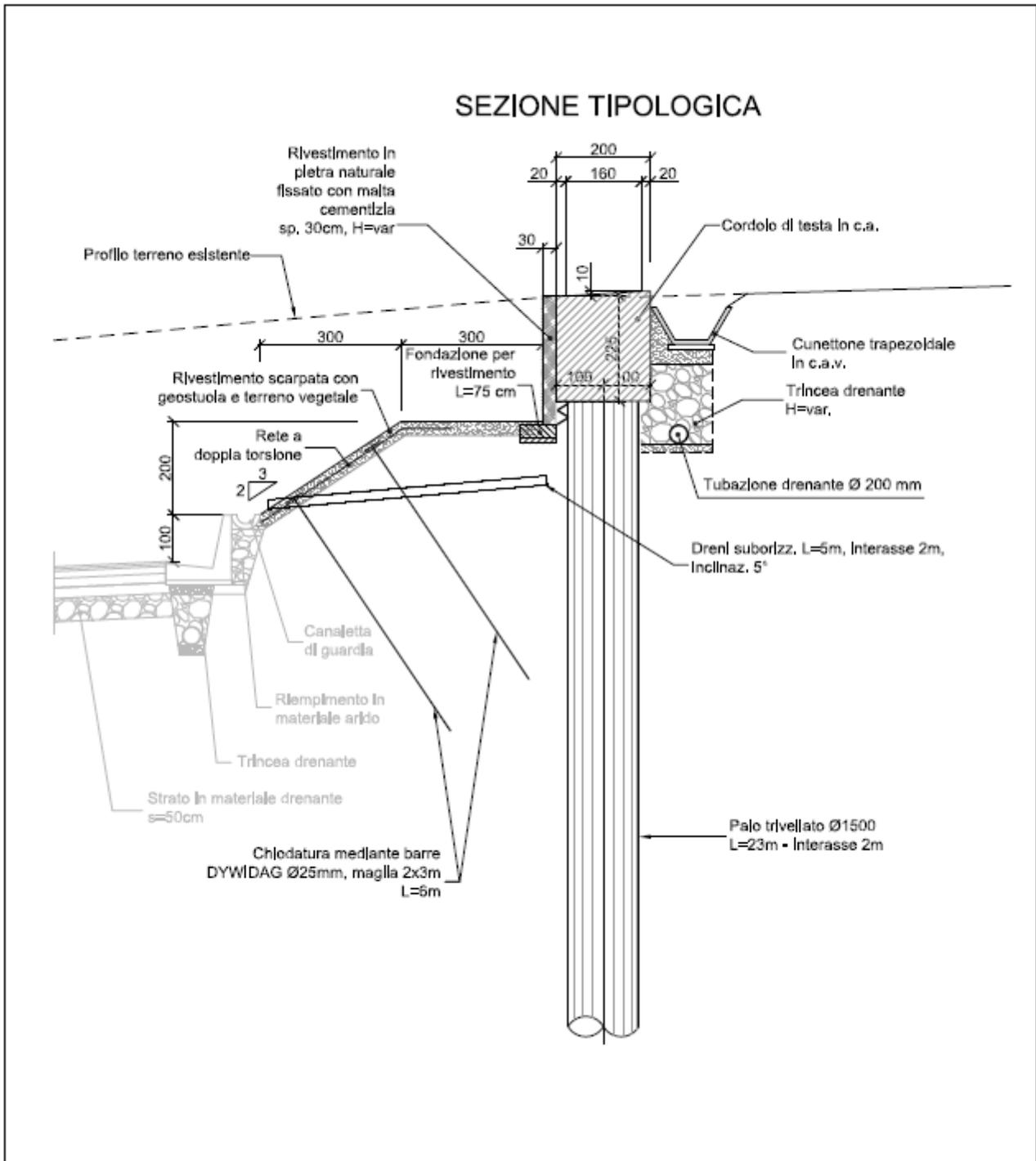


Figura 6: Sezione trasversale Paratia 2

### 9.2.3. Trincea T3

La trincea stradale in esame è compresa tra le progressive pk 0+902 e pk 1+026; l'altezza misurata da sede carrabile al piano campagna del terrapieno (testa paratia), raggiunge un massimo di circa 9.05 m.

L'opera consiste in una paratia di pali trivellati  $\varnothing 1500$  mm di lunghezza pali  $L_p = 30$  m, disposti ad interasse longitudinale di 2 m e collegati in sommità da una trave di coronamento in c.a. delle dimensioni 200x200 cm. La paratia avrà un tratto a vista di altezza massima 4.05 m mascherato da un paramento finito a pietra.

Alla luce della considerevole altezza fuori terra dell'opera, al fine di garantirne la stabilità e di minimizzare gli spostamenti, è stata prevista una "nervatura" della paratia, ovvero uno sperone posteriore ad interasse di 10 m, costituito da 3 pali disposti perpendicolarmente all'opera e solidarizzati ad essa mediante il cordolo di coronamento suddetto di dimensioni 2x2 m.

Nel calcolo della paratia, la presenza delle nervature è tenuta in conto applicando al livello dell'asse della trave di coronamento un vincolo elastico (molla) la cui rigidità è stata valutata come segue:

- Modellazione di un gruppo di tre pali allineati e caricati orizzontalmente in direzione longitudinale con un carico fittizio pari a 100 kN (ordine di grandezza delle spinte che il gruppo può ricevere dal terreno a monte per le altezze di scavo in questione). Il calcolo è stato effettuato con il codice di calcolo Group [10.], sulla base di stratigrafia e parametri geotecnici dichiarati al paragrafo 5.2 e in Relazione Geotecnica Generale (P017\_D\_STU\_GEO02\_RB\_001\_A).
- I pali della nervatura sono stati considerati "fuori terra" fino a metà dell'altezza della scarpa di terreno di fronte alla paratia. La testa palo è stata considerata 2 m al di sotto rispetto alla testa della trave, quindi 2 m al di sotto della testa della paratia modellata in Paratie.
- Valutazione dello spostamento orizzontale e calcolo della molla equivalente da applicare in Paratie al livello dell'asse della trave di coronamento (quindi 1 m al di sotto della testa della paratia modellata in Paratie). La molla viene valutata come rapporto tra carico e spostamento diviso per l'interasse tra le nervature.
- Nel caso in esame la molla equivalente si stima dell'ordine di 27.000 kN/m/m.

Al piede del tratto a vista è lasciata una banca di larghezza 3 m, che si raccorda alla sede stradale con una scarpata di pendenza 3H:2V e altezza costante 5 m (Figura 7 e Figura 8). La scarpata è rinforzata con intervento di 'soil naling' mediante chiodatura, rete a doppia torsione, geostuoia e terreno vegetale per il rinverdimento scarpate. L'intervento serve ad assicurare la stabilità della scarpata e della banca, che a sua volta fornisce un contributo di stabilità alla paratia.

A tergo della paratia è prevista la realizzazione di una trincea drenante più l'inserimento di due ordini di microdreni suborizzontali attraverso i pali della paratia per evitare l'innalzamento della falda contro l'opera in corrispondenza di eventi piovosi intensi e prolungati.



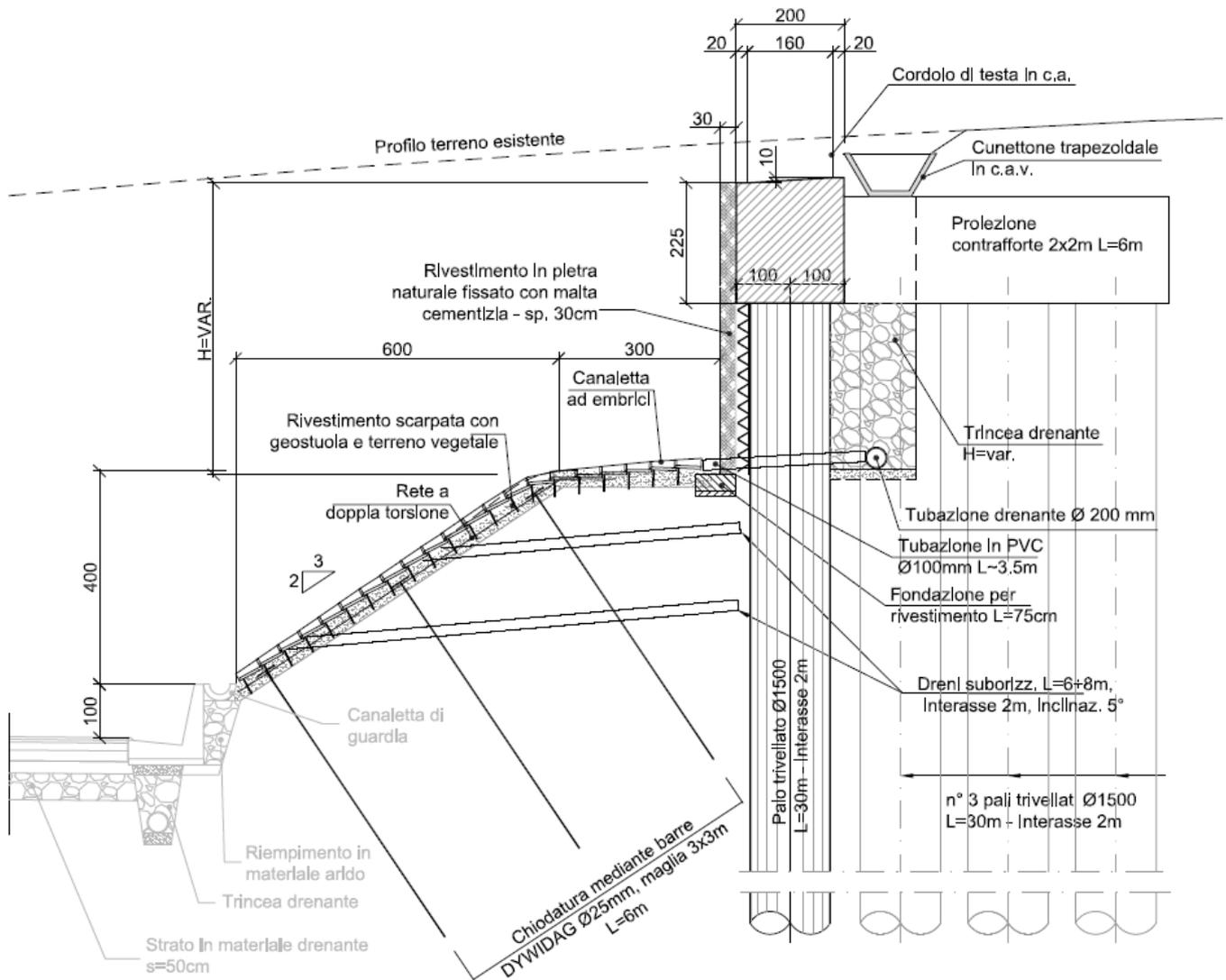
**SEZIONE TIPOLOGICA "B"**


Figura 8: Sezione trasversale Paratia 3 – Tipologica B

#### 9.2.4. Trincea T4

La trincea stradale in esame è compresa tra le progressive pk 1+750 e pk 1+902; l'altezza misurata da sede carrabile al piano campagna del terrapieno (testa paratia), raggiunge un massimo di circa 7.8 m.

L'opera consiste in una paratia di pali trivellati  $\varnothing 1500$  mm di lunghezza pali  $L_p = 28$  m, disposti ad interasse longitudinale di 2 m e collegati in sommità da una trave di coronamento in c.a. delle dimensioni 200x200 cm. La paratia avrà un tratto a vista di altezza massima 3.8 m mascherato da un paramento finito a pietra.

Alla luce della considerevole altezza fuori terra dell'opera, al fine di garantirne la stabilità e di minimizzare gli spostamenti, è stata prevista una "nervatura" della paratia, ovvero uno sperone posteriore ad interasse di 20 m, costituito da 3 pali disposti perpendicolarmente all'opera e solidarizzati ad essa mediante il cordolo di coronamento suddetto di dimensioni 2x2 m.

Nel calcolo della paratia, la presenza delle nervature è tenuta in conto applicando al livello dell'asse della trave di coronamento un vincolo elastico (molla) la cui rigidità è stata valutata come segue:

- Modellazione di un gruppo di tre pali allineati e caricati orizzontalmente in direzione longitudinale con un carico fittizio pari a 100 kN (ordine di grandezza delle spinte che il gruppo può ricevere dal terreno a monte per le altezze di scavo in questione). Il calcolo è stato effettuato con il codice di calcolo Group [10.], sulla base di stratigrafia e parametri geotecnici dichiarati al paragrafo 5.2 e in Relazione Geotecnica Generale (P017\_D\_STU\_GEO02\_RB\_001\_A).
- I pali della nervatura sono stati considerati "fuori terra" fino a metà dell'altezza della scarpa di terreno di fronte alla paratia. La testa palo è stata considerata 2 m al di sotto rispetto alla testa della trave, quindi 2 m al di sotto della testa della paratia modellata in Paratie.
- Valutazione dello spostamento orizzontale e calcolo della molla equivalente da applicare in Paratie al livello dell'asse della trave di coronamento (quindi 1 m al di sotto della testa della paratia modellata in Paratie). La molla viene valutata come rapporto tra carico e spostamento diviso per l'interasse tra le nervature.
- Nel caso in esame la molla equivalente si stima dell'ordine di 13.000 kN/m/m.

Al piede del tratto a vista è lasciata una banca di larghezza 3 m, che si raccorda alla sede stradale con una scarpata di pendenza 3H:2V e altezza costante 4 m (Figura 9 e Figura 10). La scarpata è rinforzata con intervento di 'soil naling' mediante chiodatura, rete a doppia torsione, geostuoia e terreno vegetale per il rinverdimento scarpate. L'intervento serve ad assicurare la stabilità della scarpata e della banca, che a sua volta fornisce un contributo di stabilità alla paratia.

A tergo della paratia è prevista la realizzazione di una trincea drenante più l'inserimento di due ordini di microdreni suborizzontali attraverso i pali della paratia per evitare l'innalzamento della falda contro l'opera in corrispondenza di eventi piovosi intensi e prolungati.



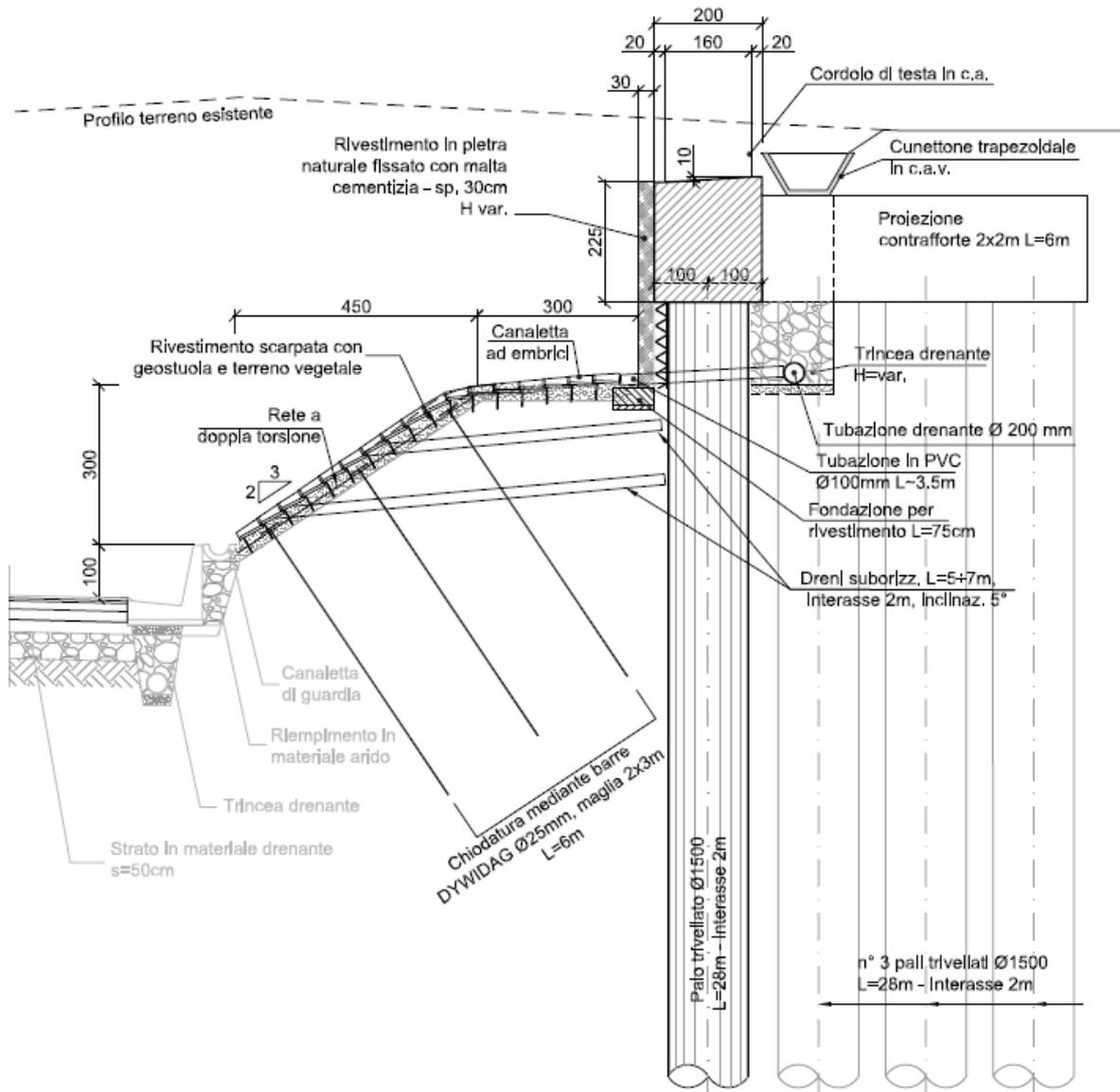
**SEZIONE TIPOLOGICA "B"**


Figura 10: Sezione trasversale Paratia 4 – Tipologica B

### 9.3. VERIFICHE DI SICUREZZA

#### 9.3.1. Trincea T1

##### 9.3.1.1. Verifica della paratia

Le verifiche di stati limite ultimi geotecnici ed il calcolo delle sollecitazioni di progetto sono stati effettuati con il programma di calcolo descritto al par. 8.1.1. Nella Figura 11 è mostrato il modello di calcolo, riferito alla configurazione di progetto finale in condizioni statiche, considerando anche l'innalzamento della falda.

Per questa paratia, in condizioni statiche si considera anche la fase di scavo per il collettore idraulico a ciglio strada (fase temporanea), in concomitanza della quale però si considera la falda "standard" come mostrata su profili e sezione geotecnica.

Anche per le condizioni sismiche non si considera il possibile innalzamento temporaneo della falda.

I risultati sono mostrati nelle figure da Figura 12 a Figura 18, in termini sia di spostamenti (per verifiche SLE) che di sollecitazioni interne per verifiche SLU. Gli spostamenti vengono cautelativamente valutati considerando la condizione di innalzamento della falda anche se tale condizione è transitoria. Le azioni interne vengono mostrate considerando i massimi che si sviluppano durante tutte le fasi di costruzione dell'opera (si noti che i massimi non avvengono durante la fase di innalzamento della falda). Gli spostamenti stimati sono dell'ordine di 2.1 cm a testa paratia, che si considerano accettabili anche in considerazione del fatto che non ci sono strutture sensibili agli spostamenti a monte della paratia.

In Figura 19 e Figura 20 sono invece mostrate le verifiche sulla resistenza del terreno al piede della paratia, le quali risultano soddisfatte.

I massimi valori in termini di sollecitazioni di progetto sono riepilogati nella seguente Tabella 6 per il singolo palo.

Tabella 6 Paratia 1, sollecitazioni massime di progetto sul singolo palo

Combinazione	Momento (kN/m)	Taglio (kN)
SLU A2+M2	3248.6	513.3

Per la verifica di resistenza della sezione si ipotizza un'armatura formata da n 34 barre  $\phi 26$  mm ( $A_s/A_c = 1,02\% > 0,25\%$ , armatura minima secondo EN 1536 per pali di area  $A_c > 1$  m<sup>3</sup>).

L'incidenza della gabbia di armatura, comprensiva di spirale e di anelli di irrigidimento, è stimata in 100 kg/m<sup>3</sup>.

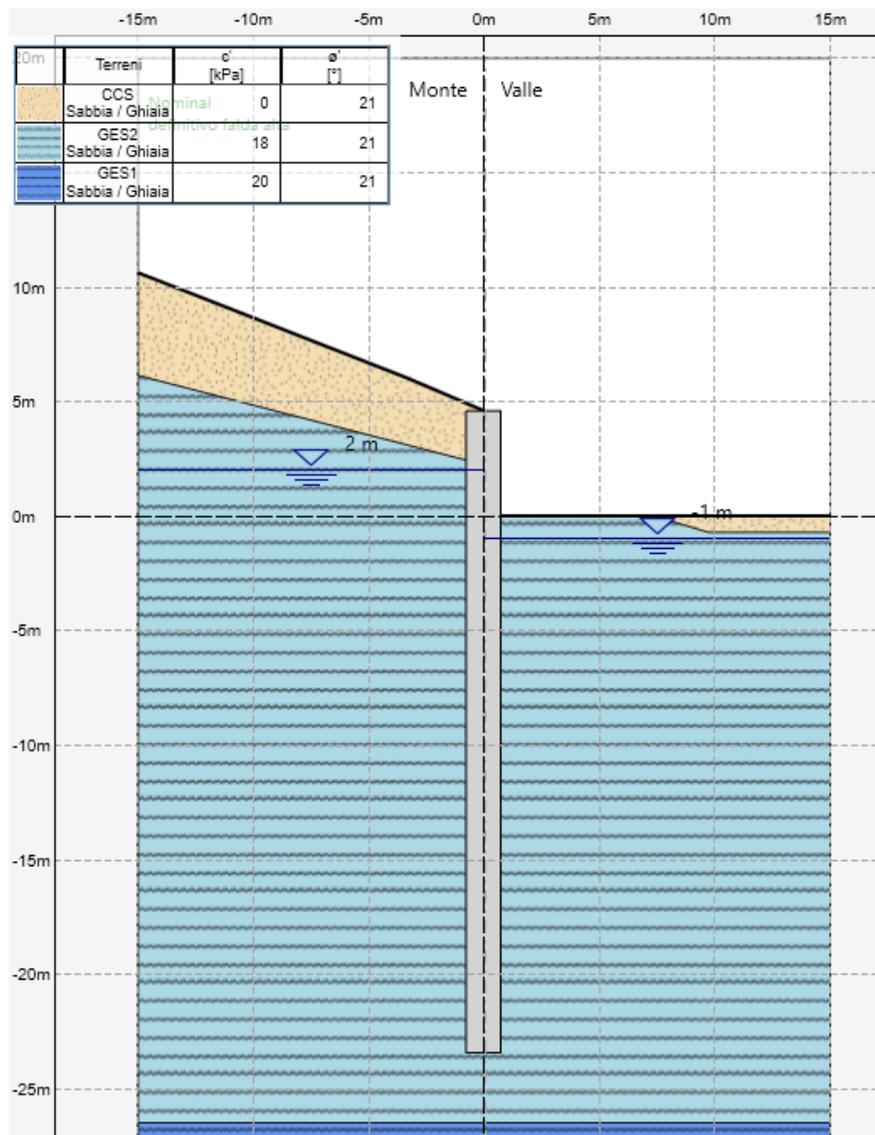


Figura 11: Paratia 1, modello di calcolo nella configurazione finale

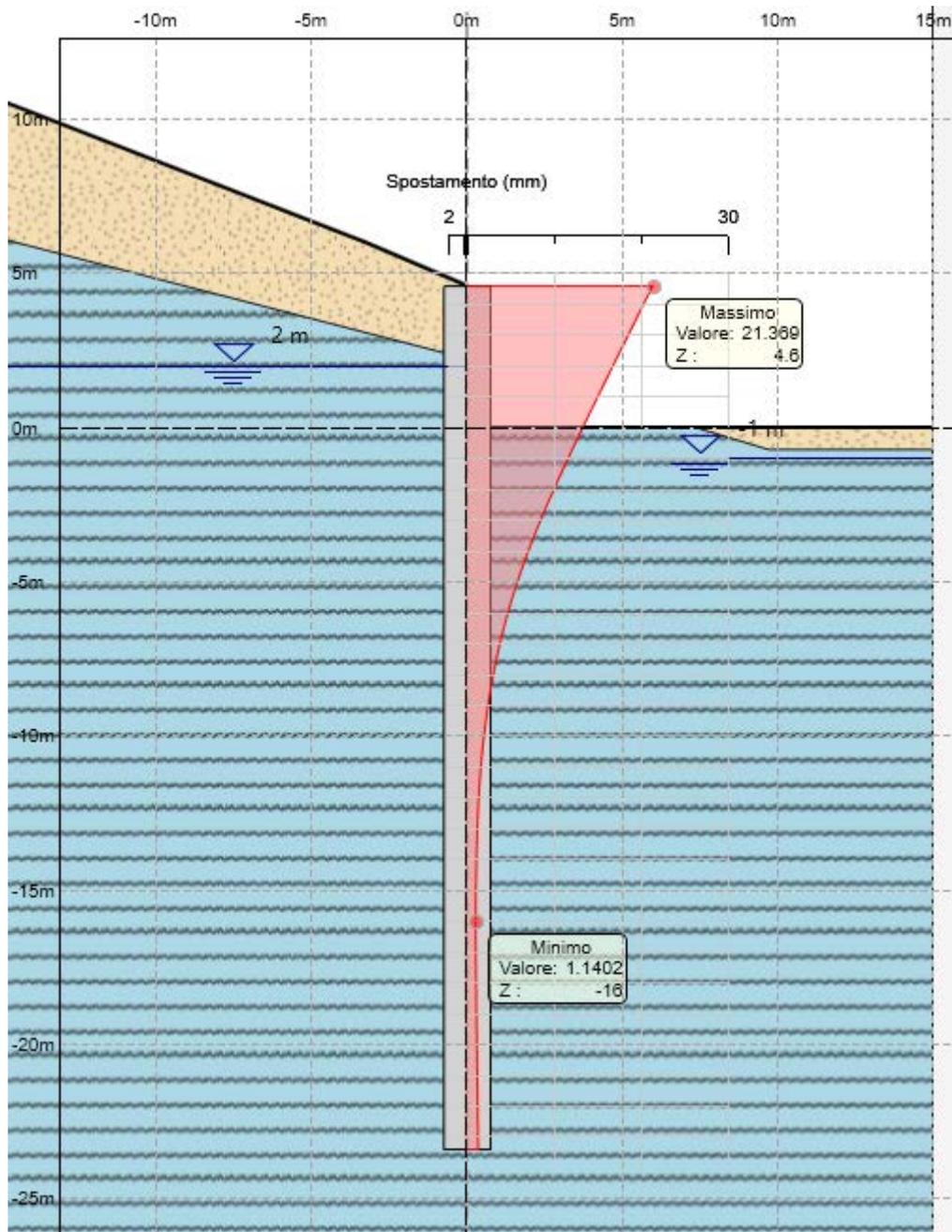


Figura 12: Paratia 1 – SLE – spostamenti orizzontali

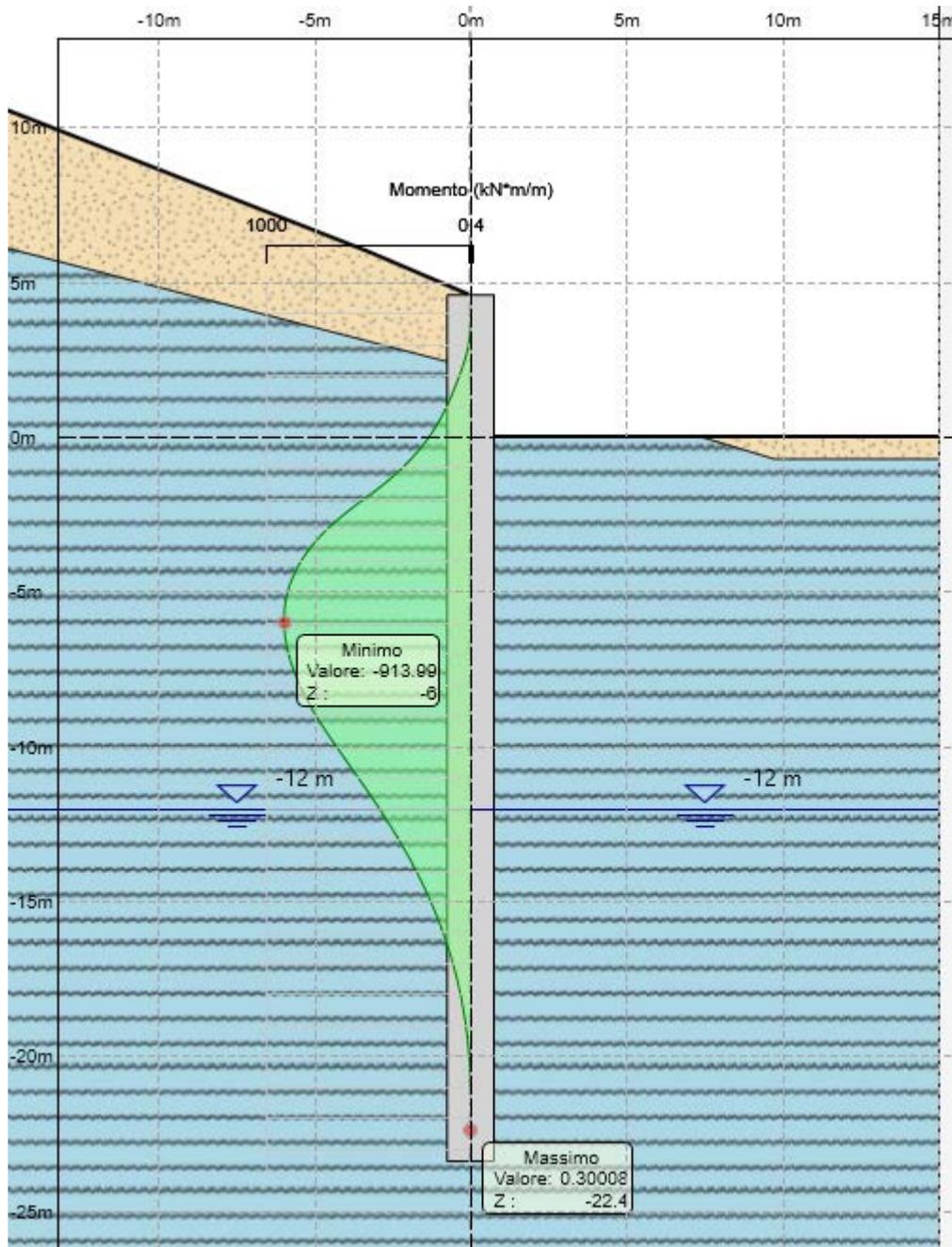


Figura 13: Paratia 1 – SLU A1+M1 condizioni statiche – momento flettente

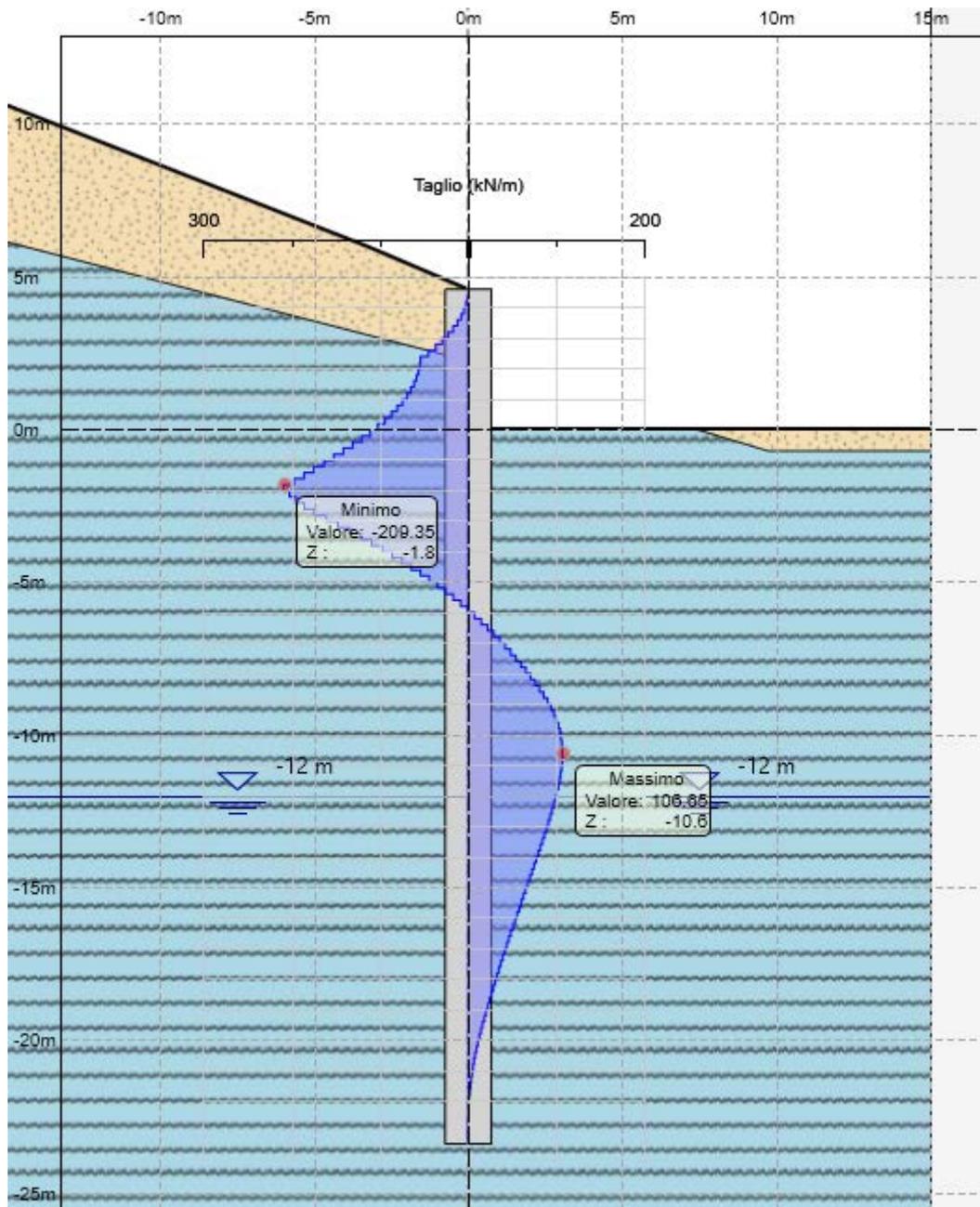


Figura 14: Paratia 1 – SLU A1+M1 condizioni statiche – taglio

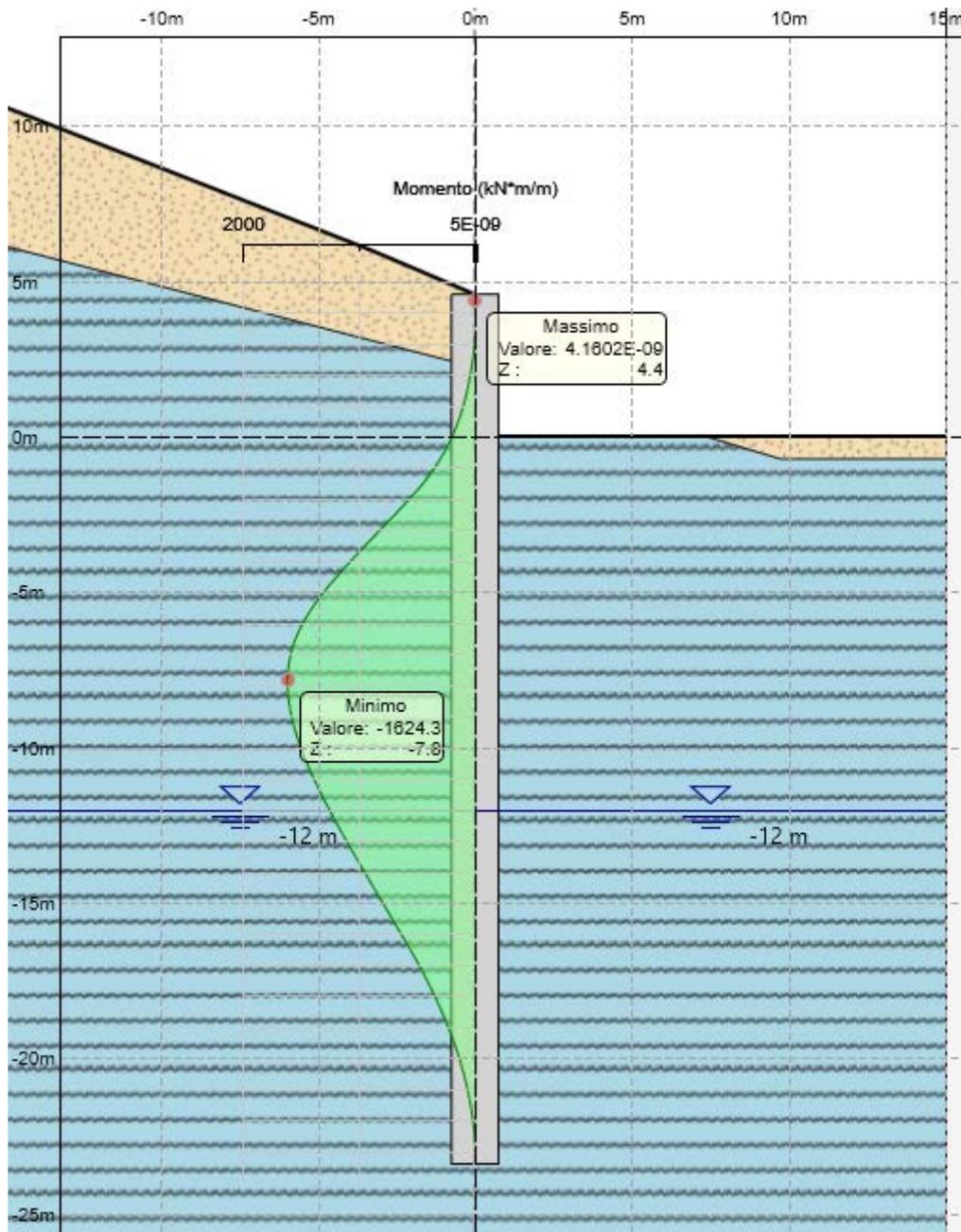


Figura 15: Paratia 1 – SLU A2+M2 condizioni statiche – momento flettente

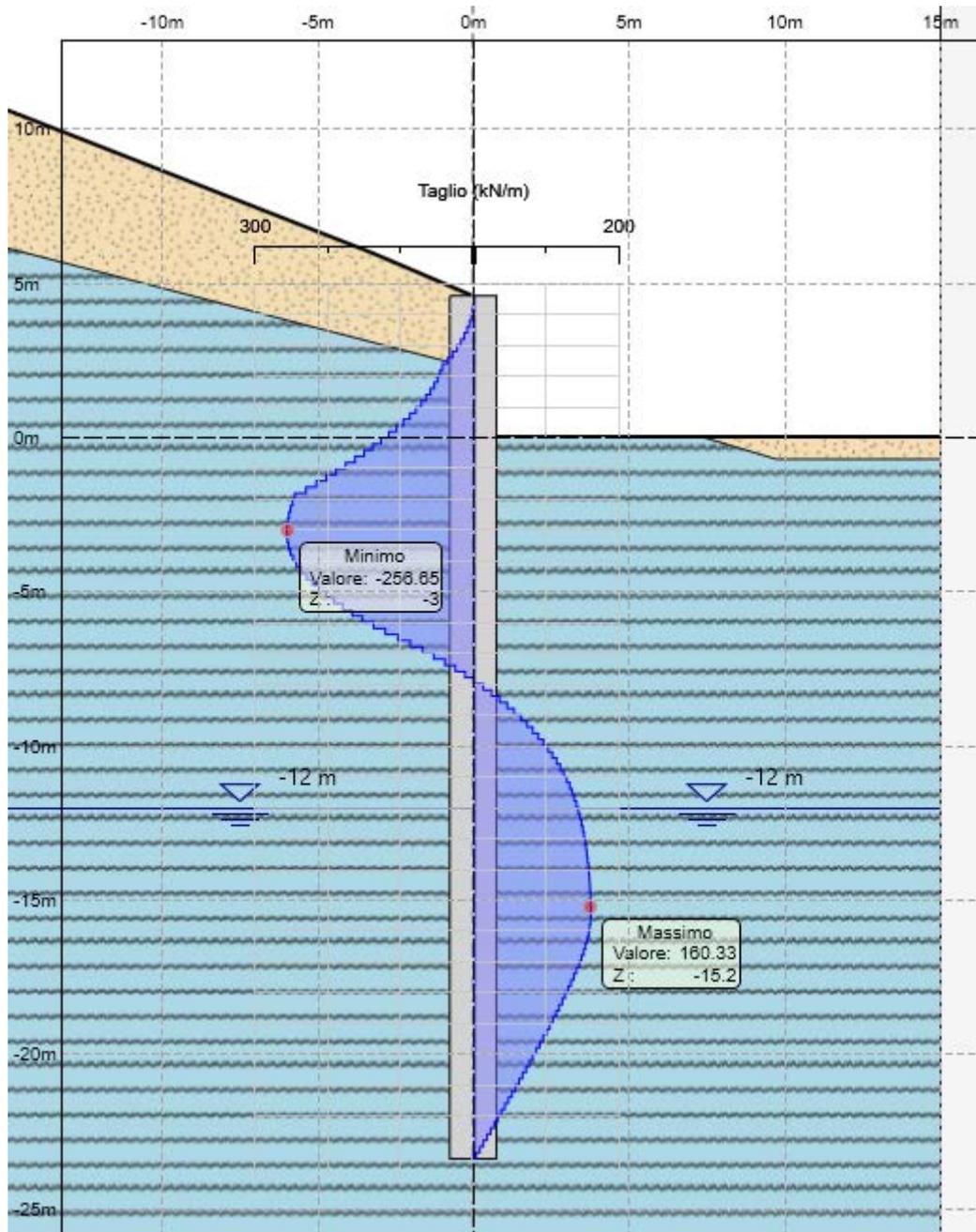


Figura 16: Paratia 1 – SLU A2+M2 condizioni statiche – taglio

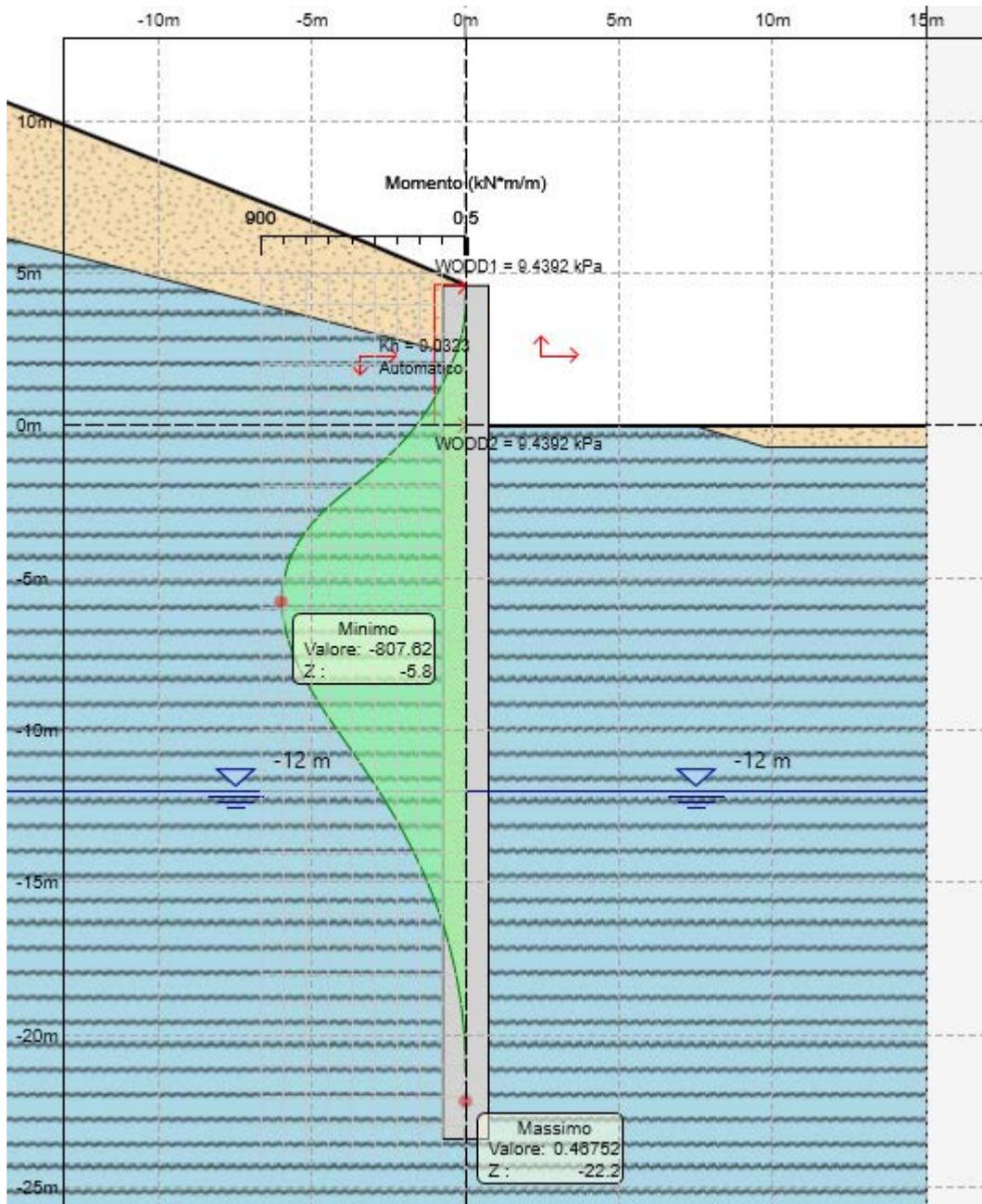


Figura 17: Paratia 1 – SLV condizioni sismiche – momento flettente

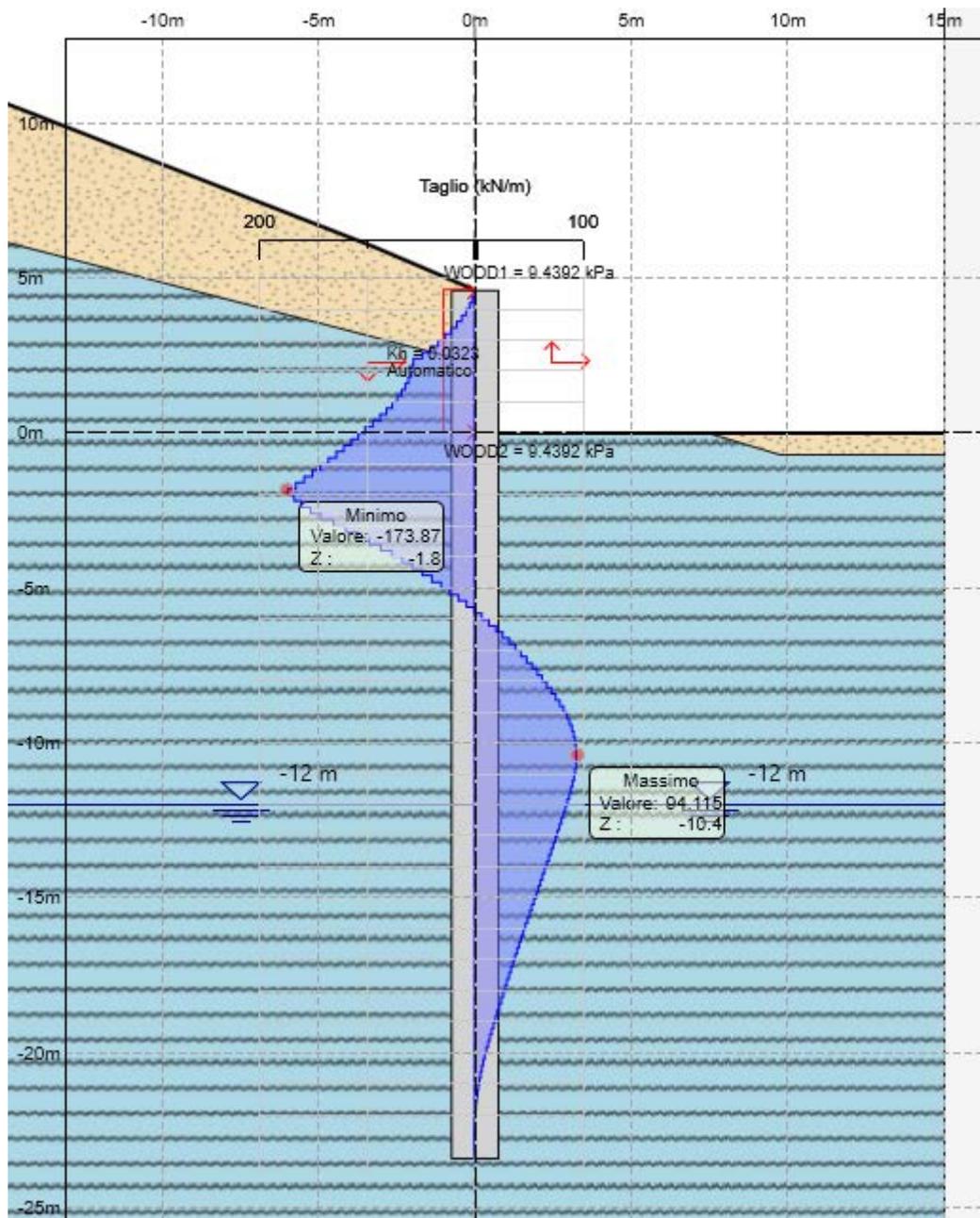


Figura 18: Paratia 1 – SLV condizioni sismiche – taglio

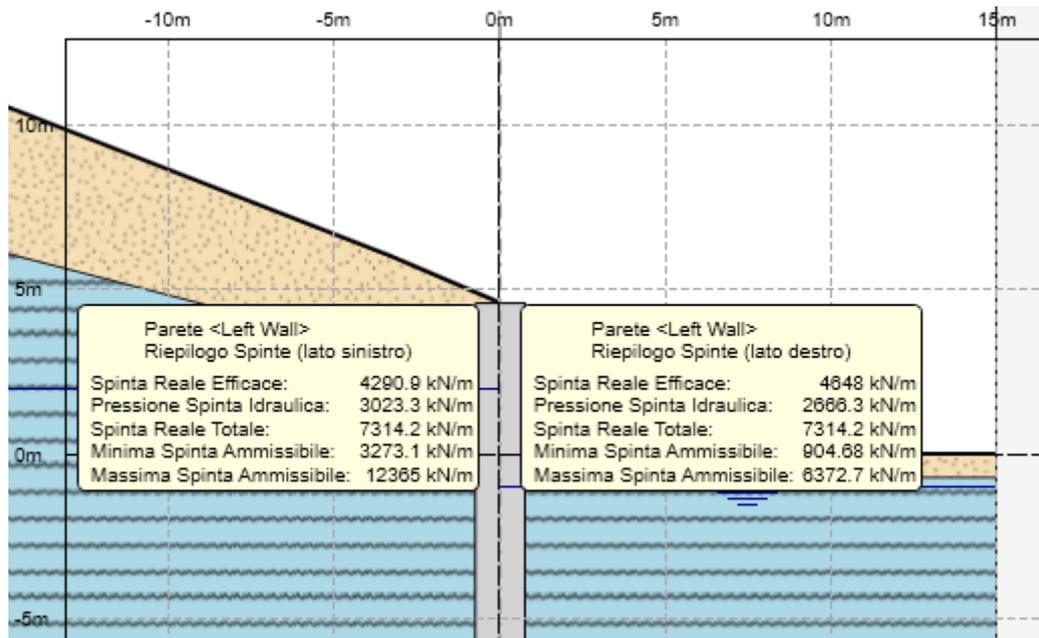


Figura 19: Paratia 1 – SLU A2+M2 condizioni statiche – verifica sulla resistenza al piede

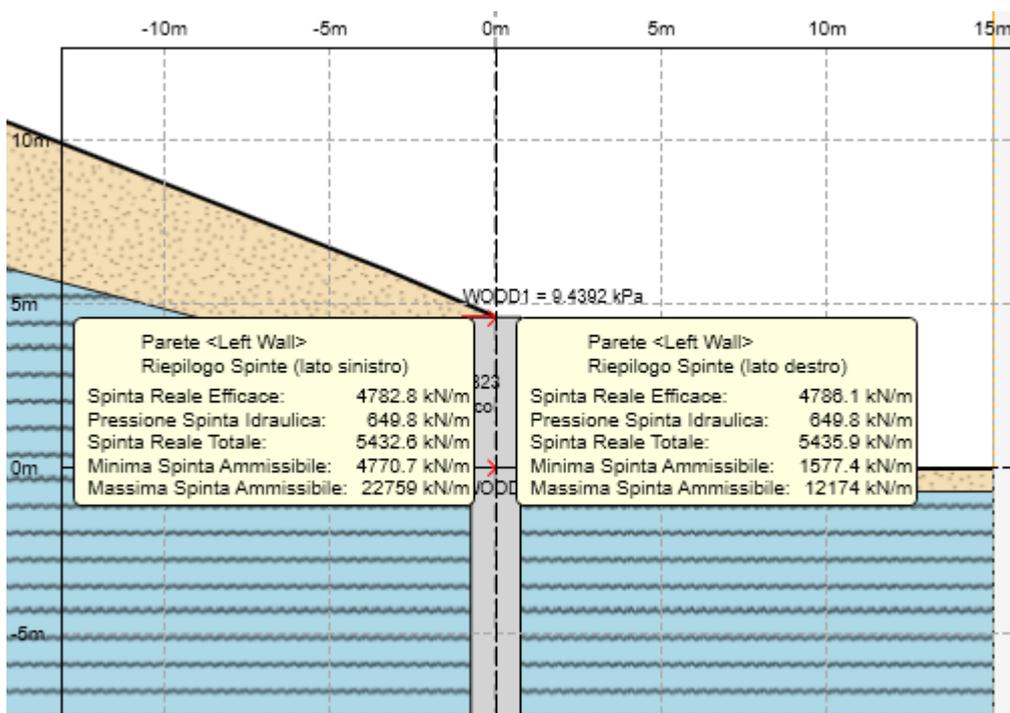


Figura 20: Paratia 1 – SLV condizioni sismiche – verifica sulla resistenza al piede

### 9.3.1.2. Verifica di stabilità globale

Come accennato al par. 5.2.2, in un tratto interessato dagli interventi previsti per la Trincea 1 è stata eseguita una analisi di stabilità preliminare volta a determinare quali siano i valori minimi dei parametri di resistenza da attribuire alla formazione gessosa nelle analisi di stabilità globale in quel tratto. L'analisi è giustificata dalla presenza di un pendio con pendenza media circa 33°, in cui tale formazione è affiorante (si veda la Figura 21). Poiché l'area non è inserita fra le zone soggette o suscettibili a fenomeni franosi, è lecito ipotizzare che il pendio sia da considerare stabile con coefficiente di sicurezza almeno uguale ad 1.

È stata perciò eseguita una serie di analisi di stabilità del pendio, in cui è stato fissato il valore dell'angolo di resistenza a taglio ed è stato progressivamente aumentato il valore della coesione fino ad ottenere FS = 1.

I risultati significativi relativi a tali analisi sono mostrati in Figura 22 e Figura 23.

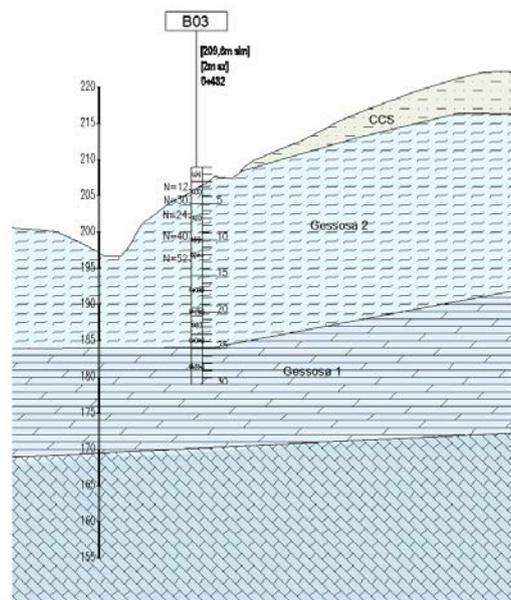


Figura 21 Sezione geotecnica in corrispondenza della Trincea 1

**AUTOSTRADA A33 ASTI - CUNEO**  
**TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)**
**Analisi di stabilità trincee**  
**Sez. 0+370**
**Condizioni statiche**

Name: CCS	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: GES2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: GES1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 20 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: SAF	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 250 kPa		Piezometric Line: 1
Name: Dep Alluvionali Tanaro	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 34 °	Piezometric Line: 1

0.5  
●

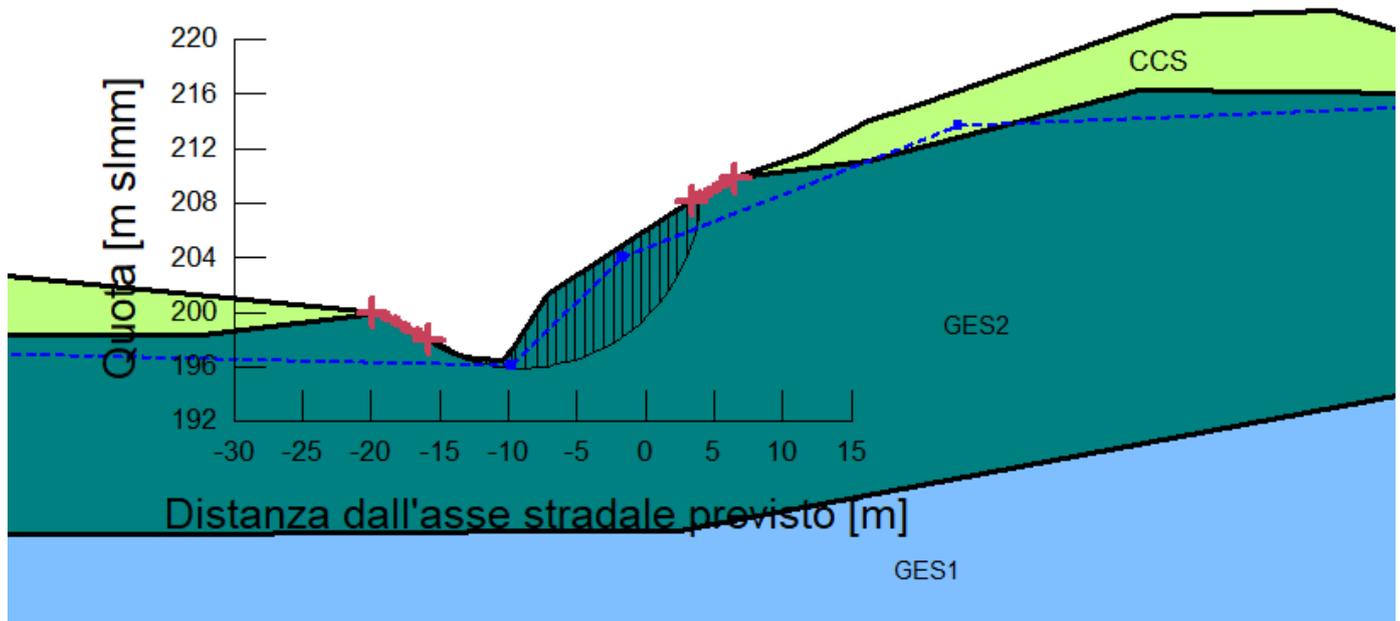


Figura 22 Trincea 1, stabilità della scarpata naturale con i valori caratteristici ricavati dall'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio

**AUTOSTRADA A33 ASTI - CUNEO**  
**TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)**
**Analisi di stabilità trincee**
**Sez. 0+370**
**Condizioni statiche**

Name: CCS	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: GES2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 18 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: GES1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 20 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: SAF	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 250 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: Dep Alluvionali Tanaro	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 34 °	Piezometric Line: 1

1.0  
+

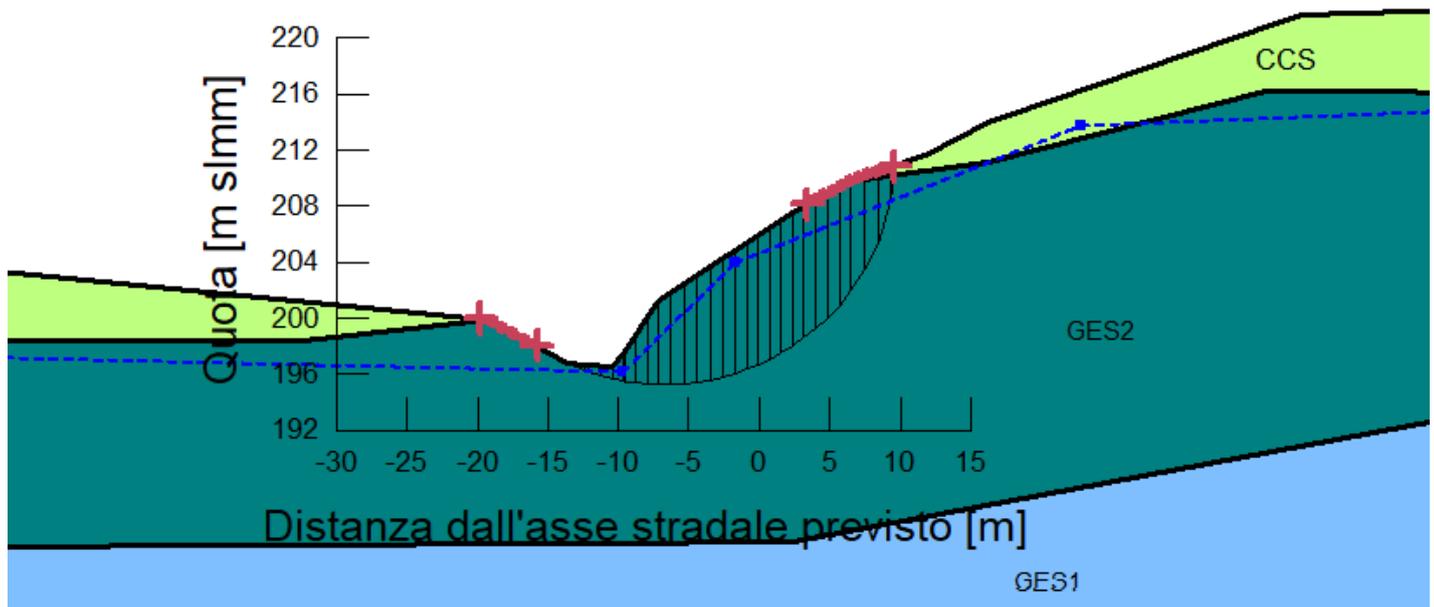


Figura 23 Trincea 1, valori minimi dei parametri ( $\phi'$ ,  $c'$ ) dell'unità geotecnica GES2 tali da giustificare la stabilità della scarpata naturale

La realizzazione della piattaforma stradale richiede la profilatura del terreno mostrata nelle sezioni di progetto.

Si esegue, in accordo alla metodologia esposta al paragrafo 8.2.1, la verifica di stabilità globale dell'insieme opera – terreno in condizioni statiche e sismiche in corrispondenza della sezione di calcolo già descritta al paragrafo 9.2.1. Si considerano valori caratteristici dei parametri geotecnici descritti al paragrafo 5.2.2.

In Figura 24 e Figura 25 si mostra la superficie critica (a minimo coefficiente di sicurezza) individuata dal programma di calcolo, rispettivamente in condizioni statiche e sismiche. Con riferimento alle analisi

sismiche, si riporta il solo risultato ottenuto per  $k_v$  di segno negativo, in quanto è quello che determina il minimo valore del fattore di sicurezza.

Poiché il coefficiente di sicurezza minimo è superiore a 1.1 nelle analisi relative alle condizioni statiche e superiore a 1.2 nelle analisi relative alle condizioni sismiche, la verifica di stabilità globale dell'insieme opera – terreno è soddisfatta in accordo alle NTC2018.

**AUTOSTRADA A33 ASTI - CUNEO**  
**TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)**

**Analisi di stabilità trincee**  
**Sez. 0+370**

**Condizioni statiche**

Name: Rilevato Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 32 ° Piezometric Line: 1  
 Name: CCS Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 17.1 ° Piezometric Line: 1  
 Name: GES2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 14.4 kPa Phi: 17.1 ° Piezometric Line: 1  
 Name: GES1 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 16 kPa Phi: 17.1 ° Piezometric Line: 1  
 Name: SAF Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 178.6 kPa Piezometric Line: 1  
 Name: Dep Alluvionali Tanaro Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 28.4 ° Piezometric Line: 1

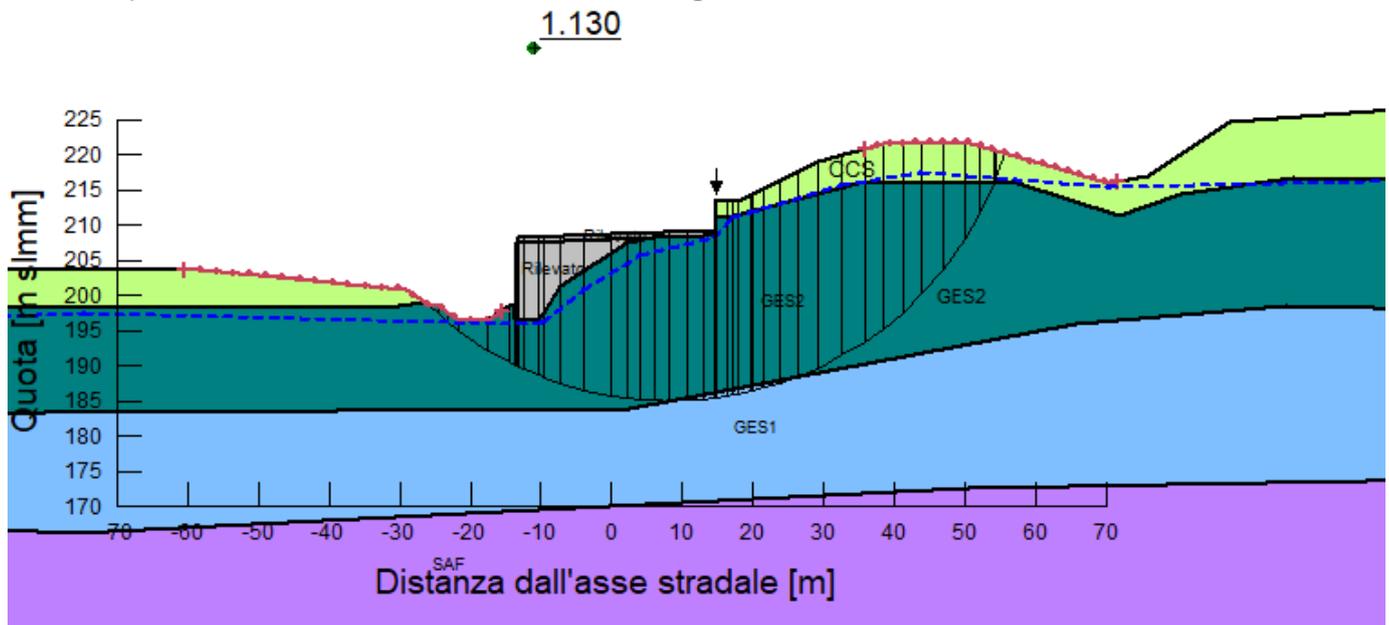


Figura 24: Superficie critica e relativo coefficiente di sicurezza per la Trincea 1 in condizioni statiche

**AUTOSTRADA A33 ASTI - CUNEO**  
**TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)**
**Analisi di stabilità trincee**  
**Sez. 0+370**
**Condizioni simiche  $kh=0.044$   $kv=-0.022$** 

Name: Rilevato Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 38 ° Piezometric Line: 1  
 Name: CCS Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 21 ° Piezometric Line: 1  
 Name: GES2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 18 kPa Phi: 21 ° Piezometric Line: 1  
 Name: GES1 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 20 kPa Phi: 21 ° Piezometric Line: 1  
 Name: SAF Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 250 kPa Piezometric Line: 1  
 Name: Dep Alluvionali Tanaro Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 34 ° Piezometric Line: 1

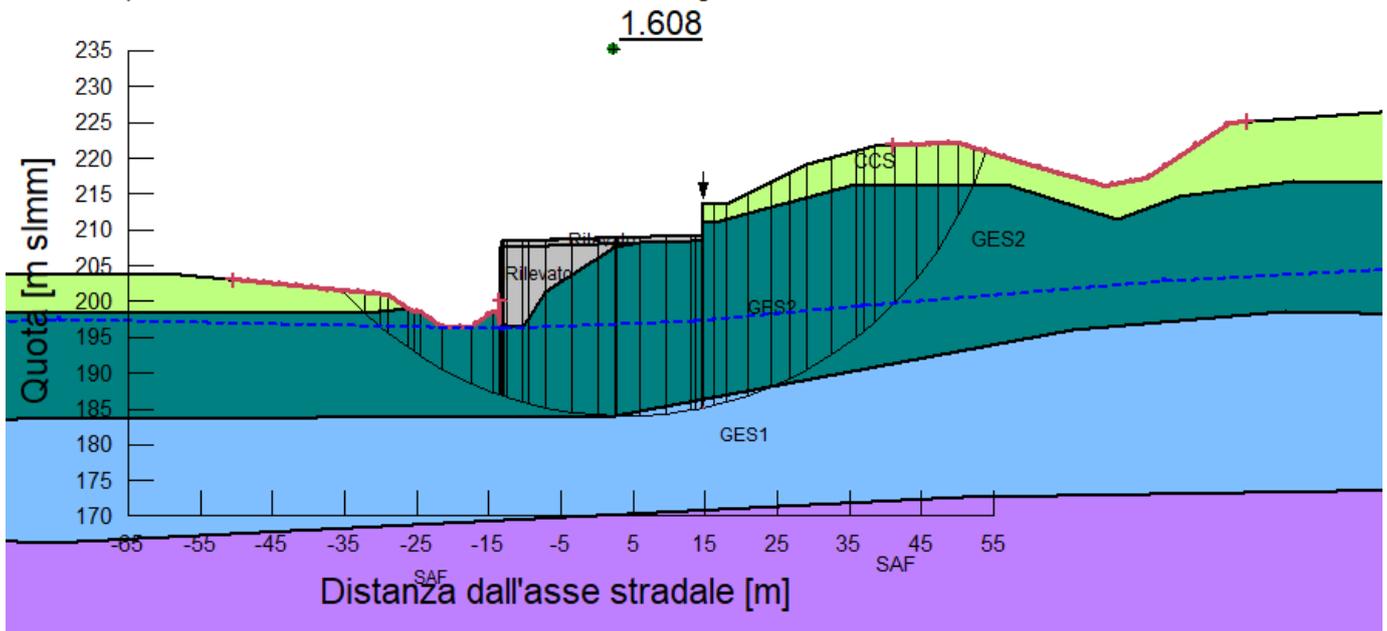


Figura 25: Superficie critica e relativo coefficiente di sicurezza per la Trincea 1 in condizioni sismiche

### 9.3.1. Trincea T2

#### 9.3.1.1. Verifica della paratia

Le verifiche di stati limite ultimi geotecnici ed il calcolo delle sollecitazioni di progetto sono stati effettuati con il programma di calcolo descritto al par. 8.1.1. Nella Figura 26 è mostrato il modello di calcolo, riferito alla configurazione di progetto finale in condizioni statiche, considerando anche l'innalzamento della falda.

Per le condizioni sismiche non si considera il possibile innalzamento temporaneo della falda.

I risultati sono mostrati nelle figure da Figura 27 a Figura 33, in termini sia di spostamenti (per verifiche SLE) che di sollecitazioni interne per verifiche SLU. Gli spostamenti vengono cautelativamente valutati considerando la condizione di innalzamento della falda anche se tale condizione è transitoria. Le azioni interne vengono mostrate considerando i massimi che si sviluppano durante tutte le fasi di costruzione dell'opera. Gli spostamenti stimati sono dell'ordine di 1 cm a testa paratia, che si considerano accettabili anche in considerazione del fatto che non ci sono strutture sensibili agli spostamenti a monte della paratia.

In Figura 34 e Figura 35 sono invece mostrate le verifiche sulla resistenza del terreno al piede della paratia, le quali risultano soddisfatte.

I massimi valori in termini di sollecitazioni di progetto sono riepilogati nella seguente Tabella 7 per il singolo palo.

Tabella 7 Paratia 2, sollecitazioni massime di progetto sul singolo palo

Combinazione	Momento (kN/m)	Taglio (kN)
SLU A2+M2	973.0	169.3

Per la verifica di resistenza della sezione si ipotizza un'armatura formata da n 26 barre  $\phi 26$  mm ( $A_s/A_c = 0,78\% > 0,25\%$ , armatura minima secondo EN 1536 per pali di area  $A_c > 1$  m<sup>3</sup>).

L'incidenza della gabbia di armatura, comprensiva di spirale e di anelli di irrigidimento, è stimata in 75 kg/m<sup>3</sup>.

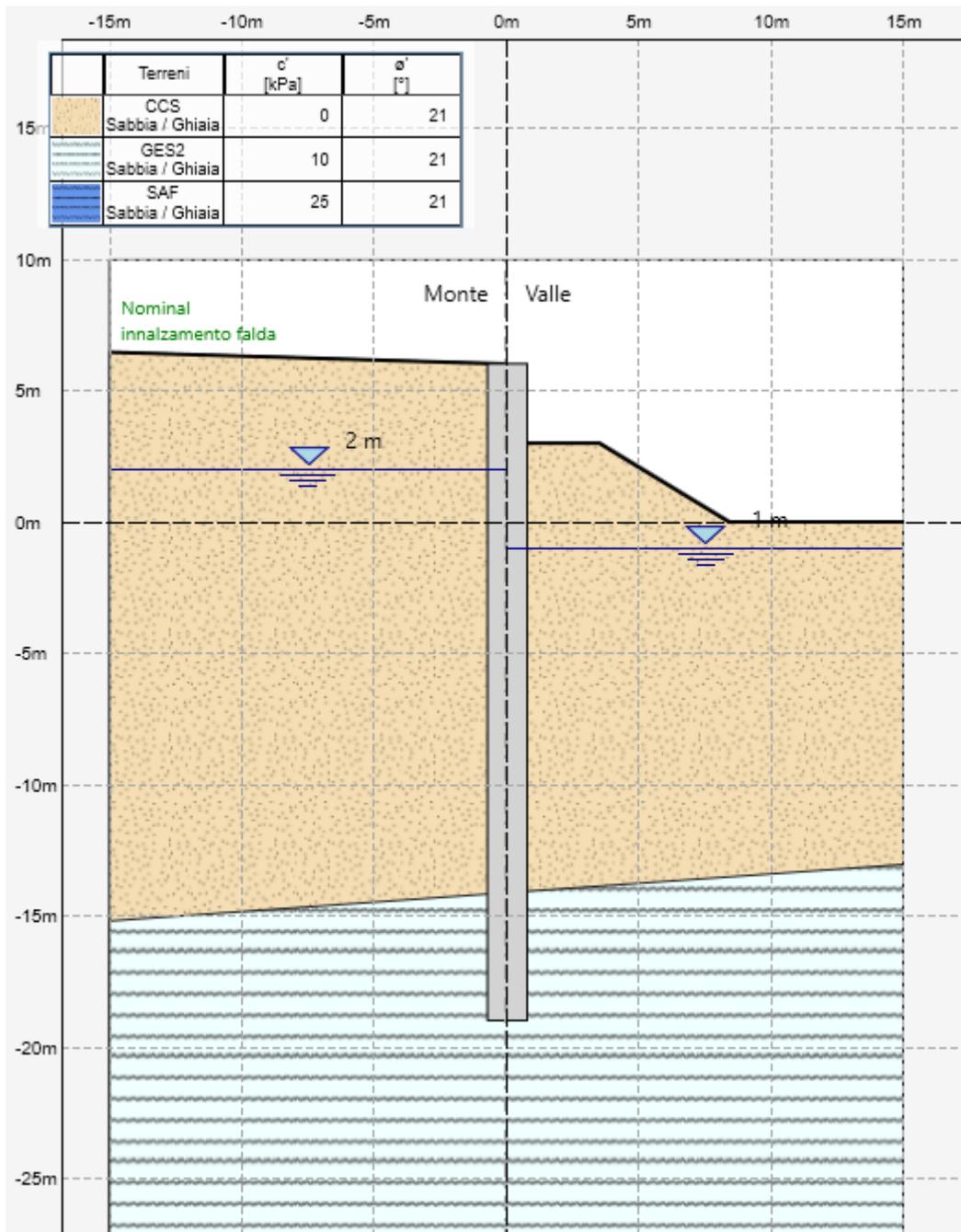


Figura 26: Paratia 2, modello di calcolo nella configurazione finale

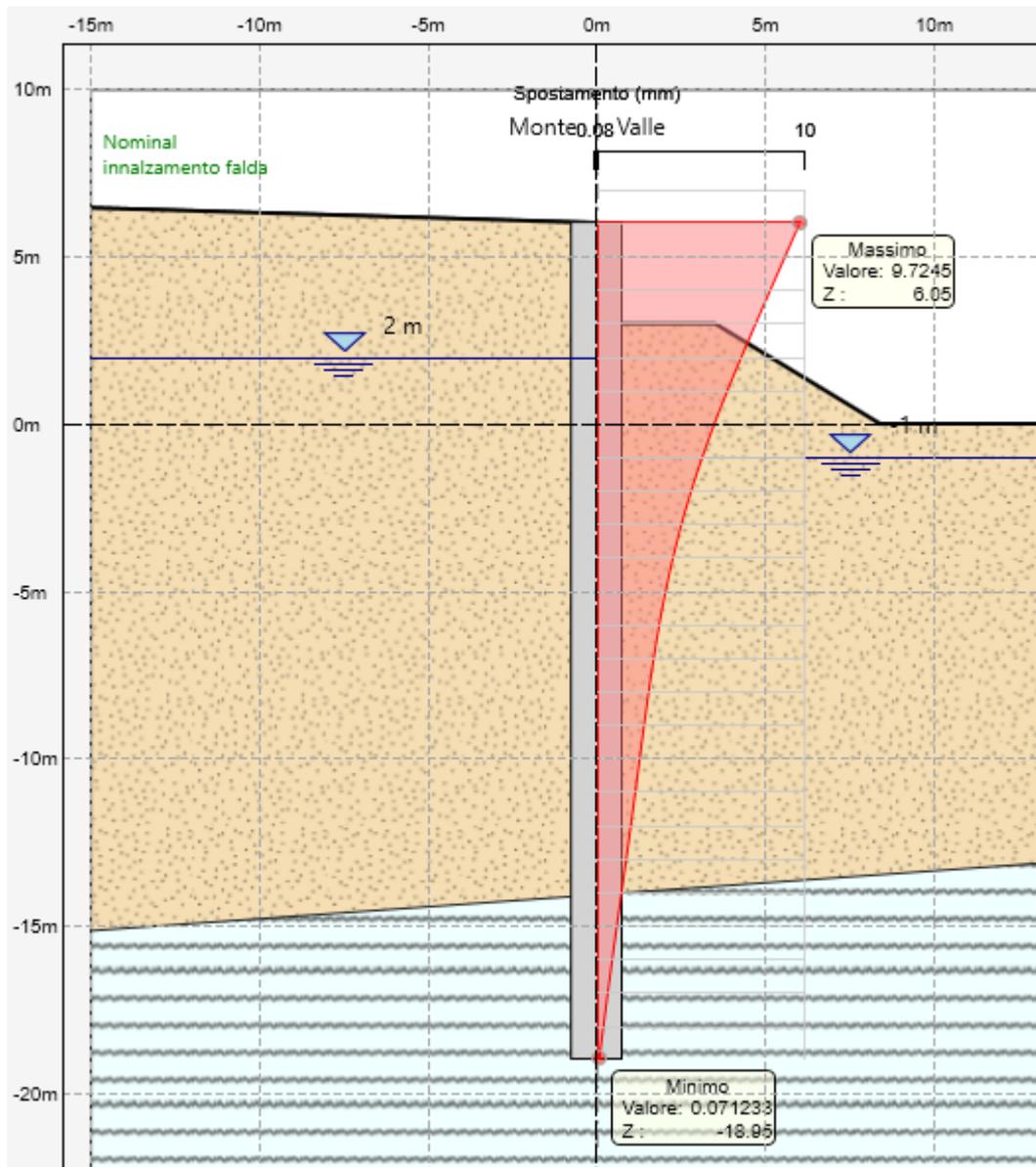


Figura 27: Paratia 2 – SLE – spostamenti orizzontali

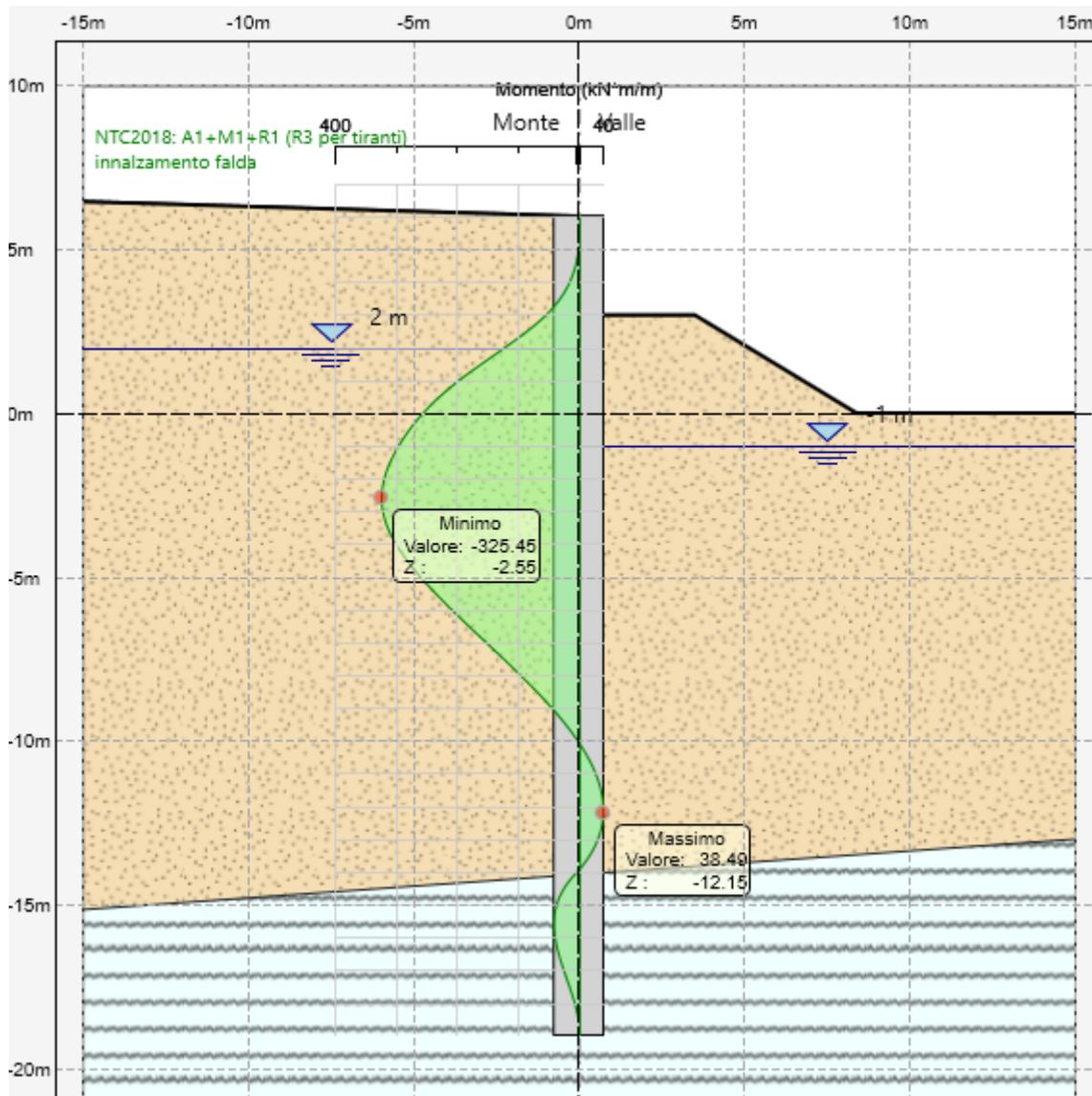


Figura 28: Paratia 2 – SLU A1+M1 condizioni statiche – momento flettente

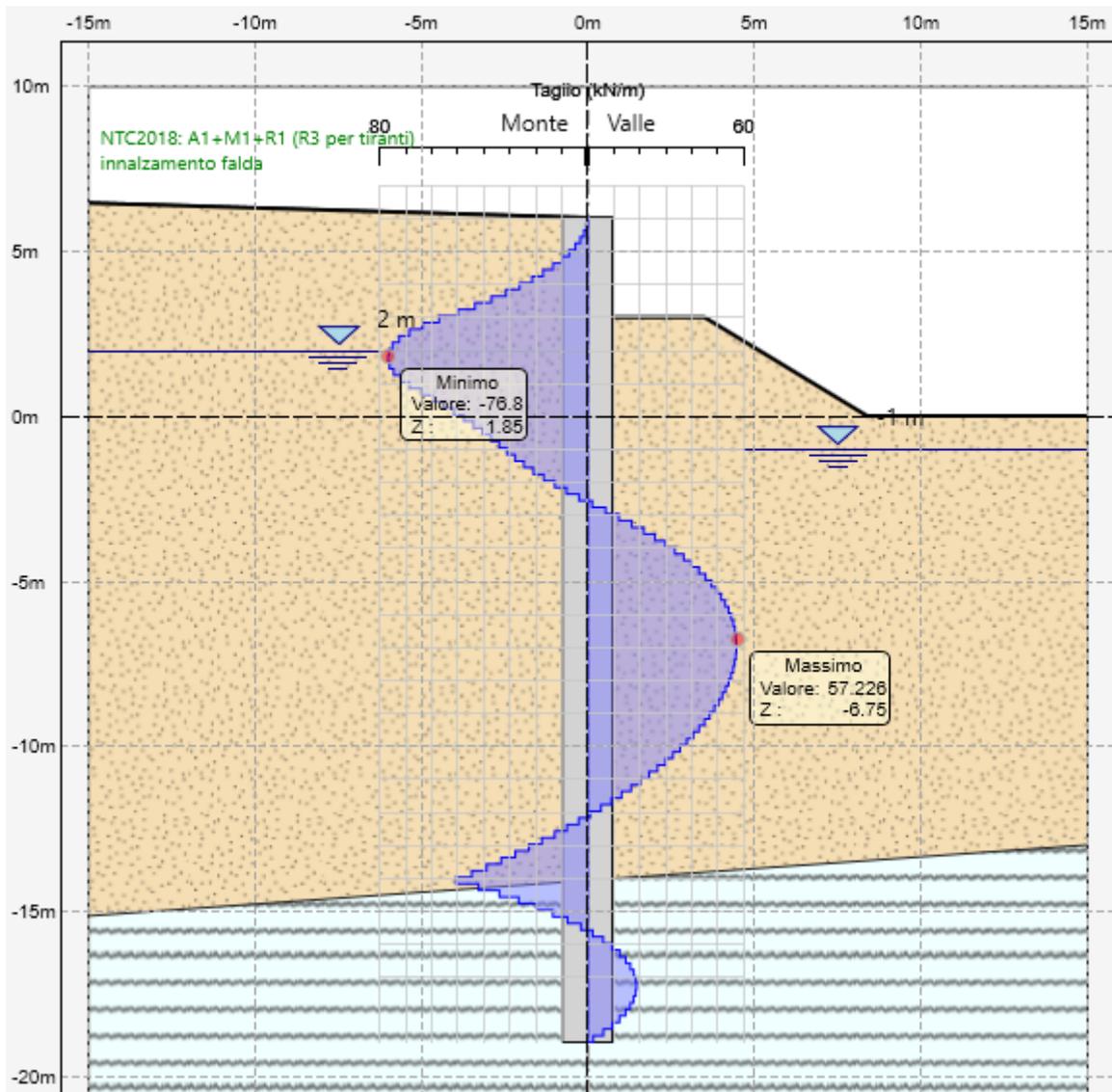


Figura 29: Paratia 2 – SLU A1+M1 condizioni statiche – taglio

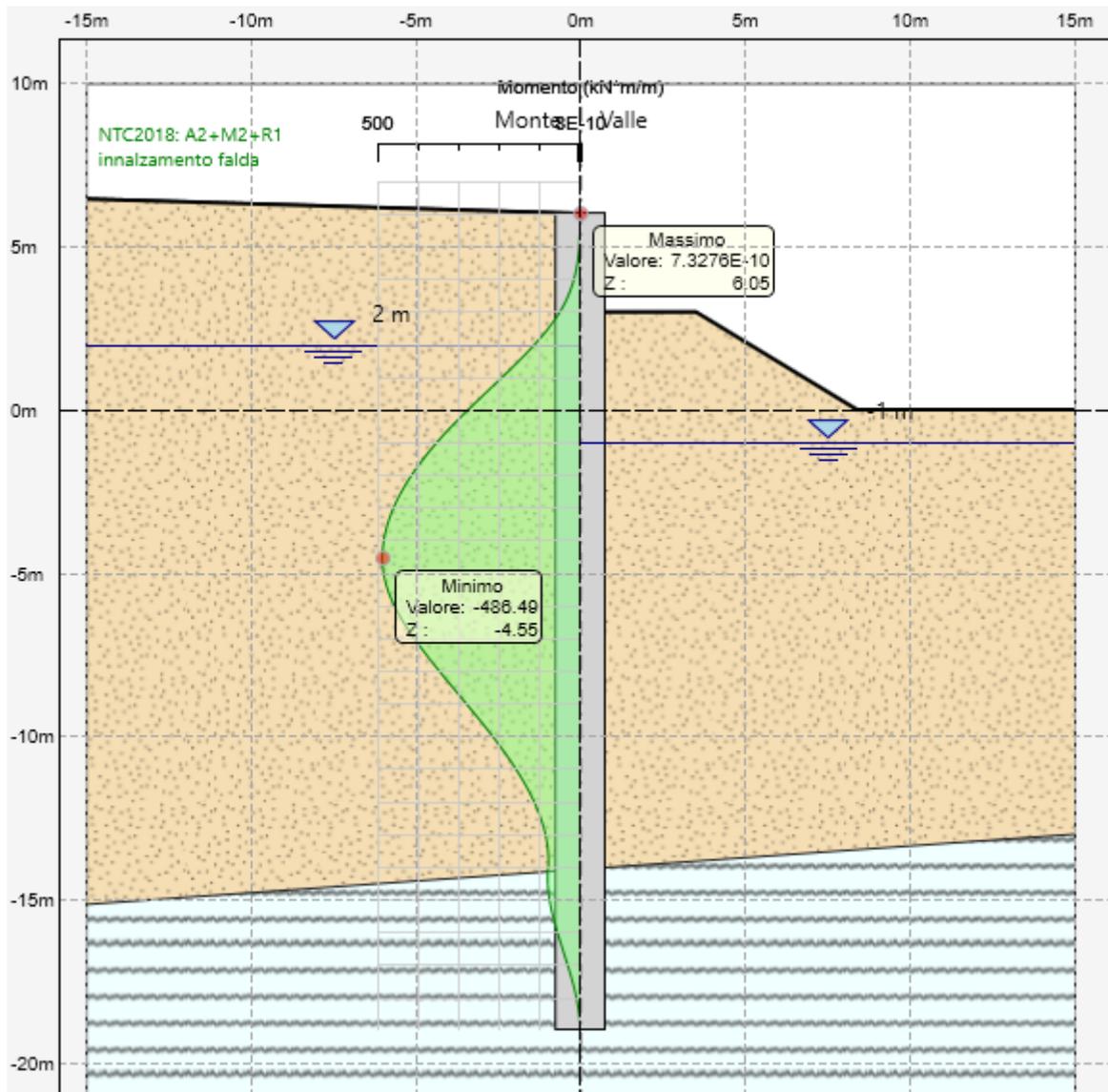


Figura 30: Paratia 2 – SLU A2+M2 condizioni statiche – momento flettente

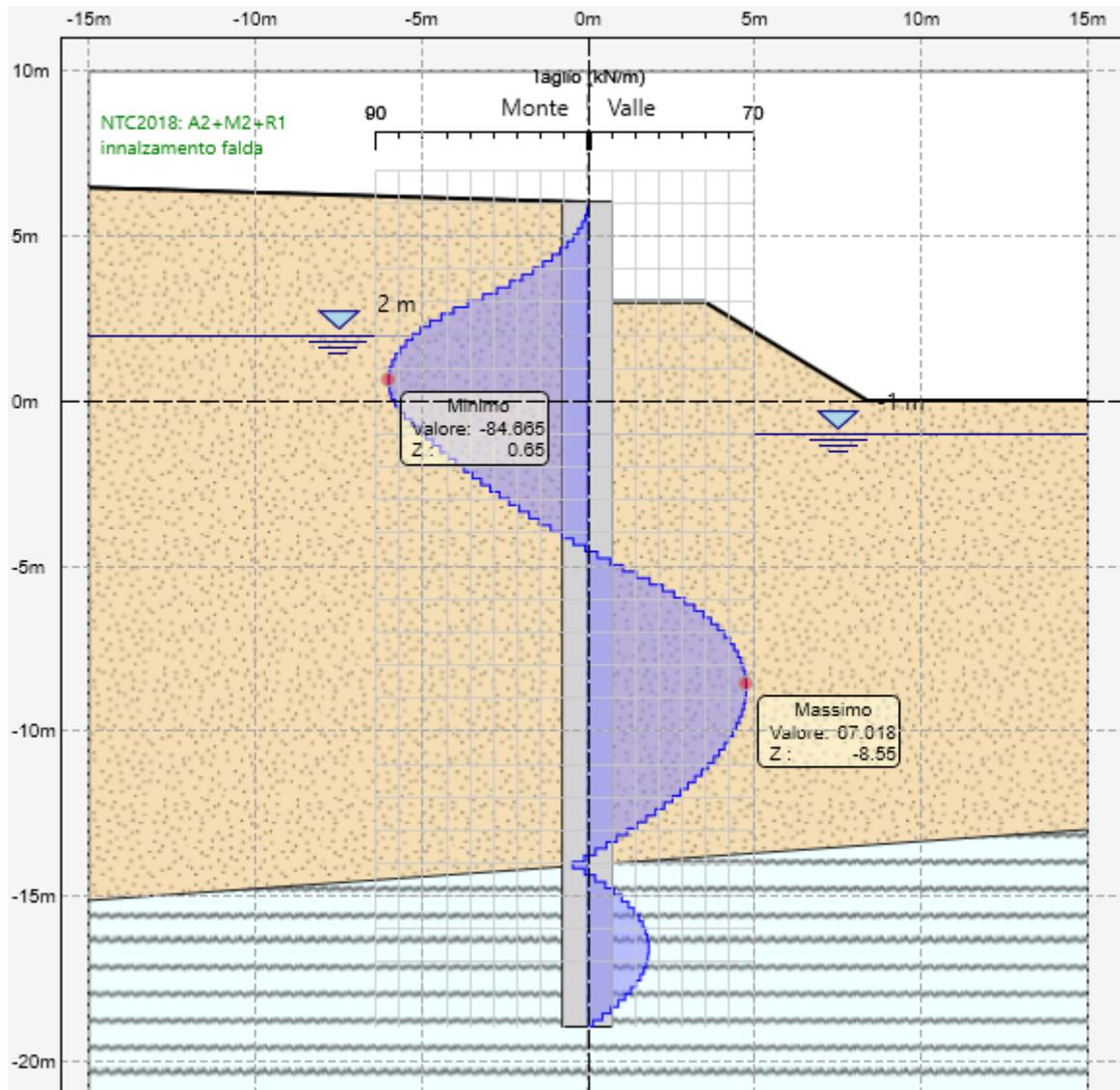


Figura 31: Paratia 2 – SLU A2+M2 condizioni statiche – taglio

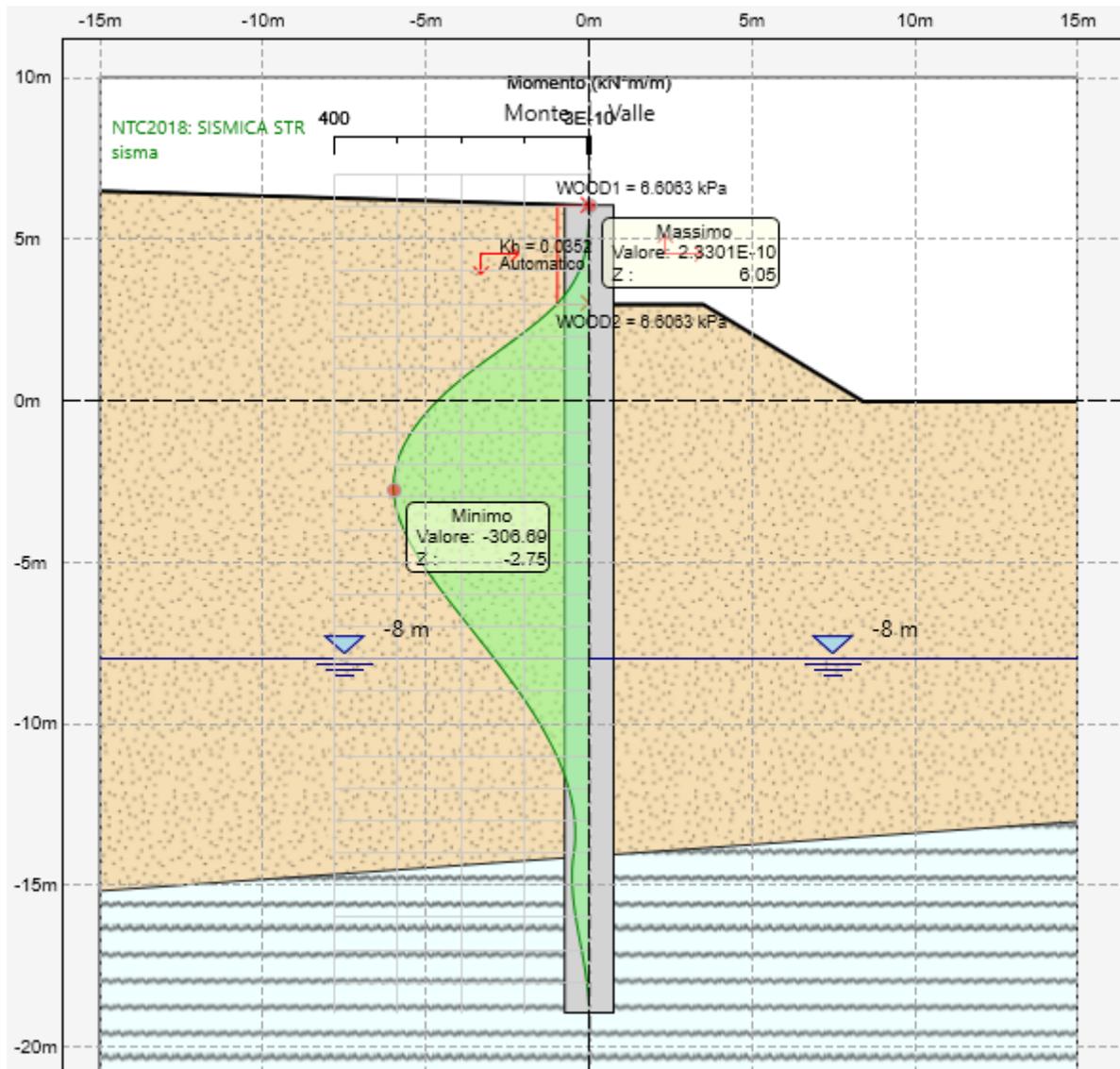


Figura 32: Paratia 2 – SLV condizioni sismiche – momento flettente

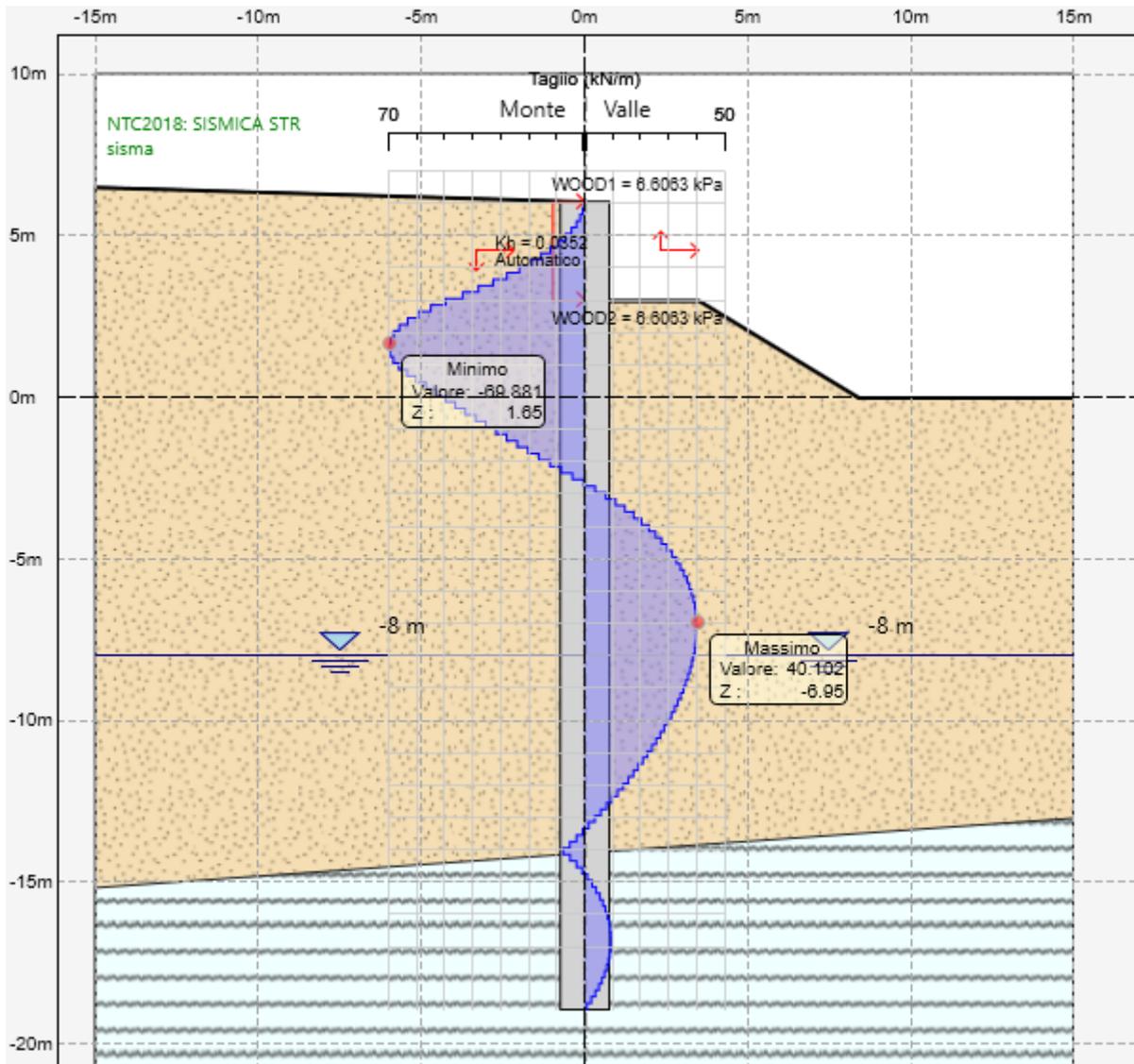


Figura 33: Paratia 2 – SLV condizioni sismiche – taglio

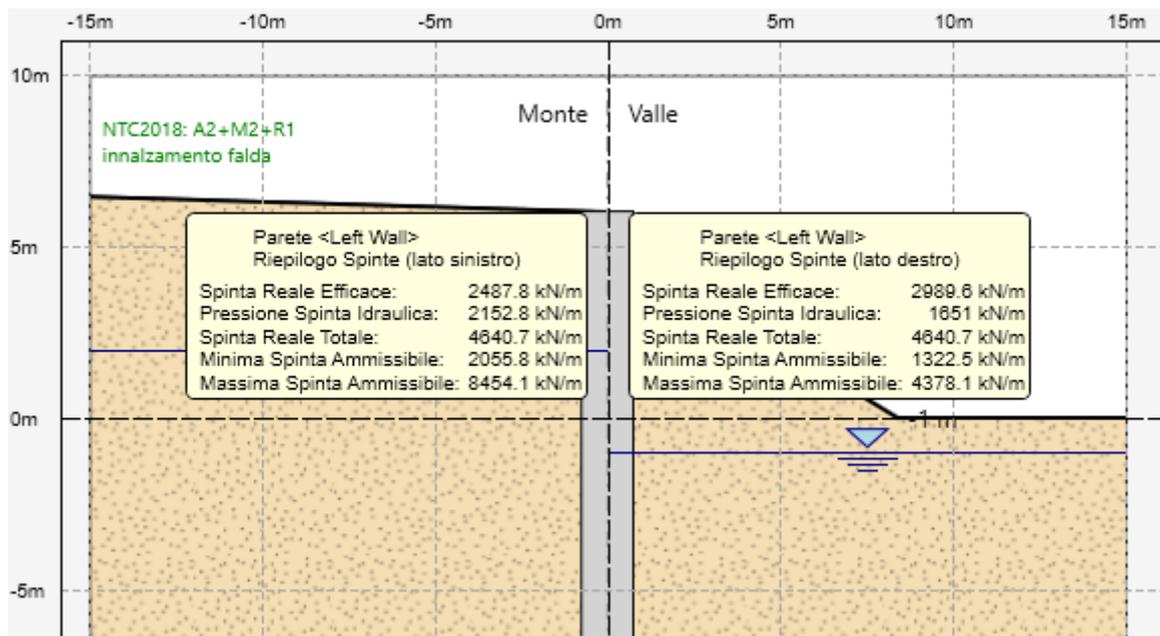


Figura 34: Paratia 2 – SLU A2+M2 condizioni statiche – verifica sulla resistenza al piede

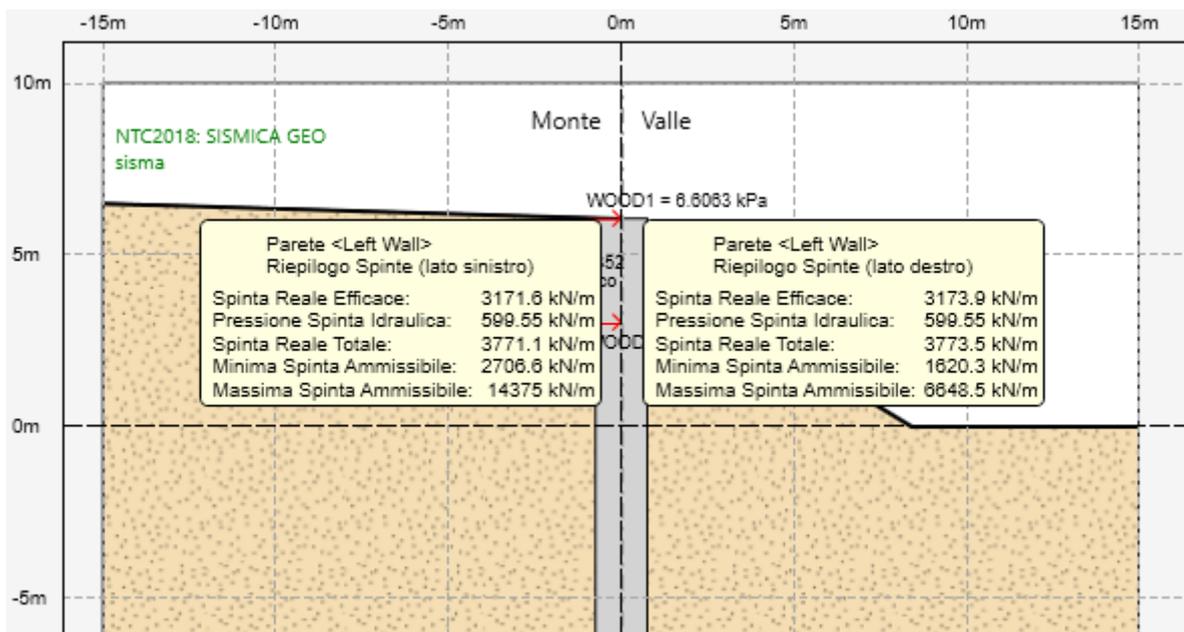


Figura 35: Paratia 2 – SLV condizioni sismiche – verifica sulla resistenza al piede

### 9.3.1.2. Verifica di stabilità globale della trincea

La realizzazione della piattaforma stradale richiede la profilatura del terreno mostrata nelle sezioni di progetto.

In accordo alla metodologia esposta al paragrafo 8.2.1, si esegue la verifica di stabilità globale dell'insieme opera – terreno in condizioni statiche e sismiche in corrispondenza della sezione di calcolo già descritta al paragrafo 9.2.1. Si considerano i valori dei parametri geotecnici riportati in Tabella 1, combinati con i coefficienti parziali previsti dalle NTC2018 (rispettivamente:  $\phi'_d$  M2;  $c'_d$  M2 in campo statico e  $\phi'_d$  M1;  $c'_d$  M1 in campo sismico).

In Figura 20 e Figura 21 si mostra la superficie critica (a minimo coefficiente di sicurezza) individuata dal programma di calcolo, rispettivamente in condizioni statiche e sismiche. Con riferimento alle analisi sismiche, si riporta il solo risultato ottenuto per  $k_v$  di segno negativo, in quanto è quello che determina il minimo valore del fattore di sicurezza.

Poiché il coefficiente di sicurezza minimo è superiore a 1.1 nelle analisi relative alle condizioni statiche e superiore a 1.2 nelle analisi relative alle condizioni sismiche, la verifica di stabilità globale dell'insieme opera – terreno è soddisfatta in accordo alle NTC2018.

**AUTOSTRADA A33 ASTI - CUNEO**  
**TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)**
**Analisi di stabilità trincee**  
**Sez. 0+500**
**Condizioni statiche**

Name: CCS	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 17.1 °	Piezometric Line: 1
Name: GES2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 8 kPa	Phi: 17.1 °	Piezometric Line: 1
Name: GES1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 16 kPa	Phi: 17.1 °	Piezometric Line: 1
Name: SAF	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 178.6 kPa		Piezometric Line: 1

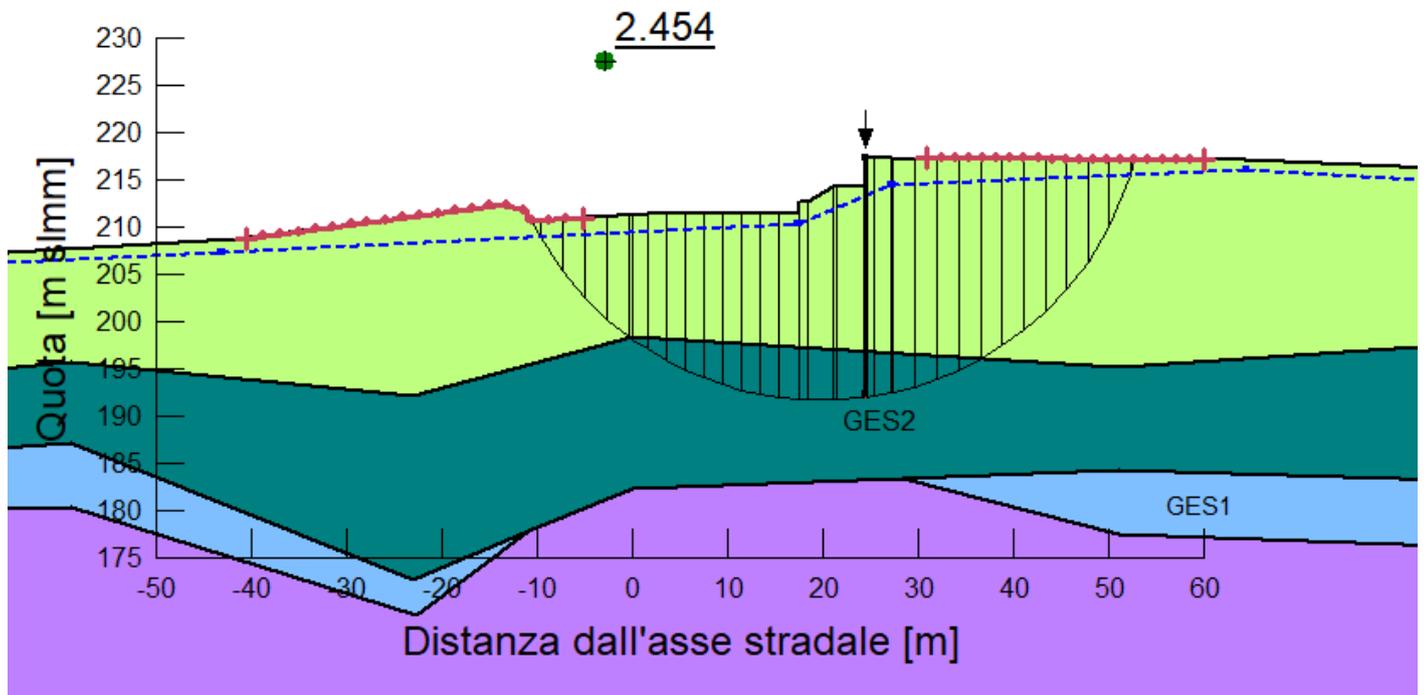


Figura 36 Trincea 2, superficie critica e relativo coefficiente di sicurezza (condizioni statiche)

**AUTOSTRADA A33 ASTI - CUNEO**  
**TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)**
**Analisi di stabilità trincee**  
**Sez. 0+500**
**Condizioni sismica  $kh=0.044$ ;  $kv=-0.022$** 

Name: CCS	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: GES2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 10 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: GES1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 20 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: SAF	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 250 kPa	Piezometric Line: 1	

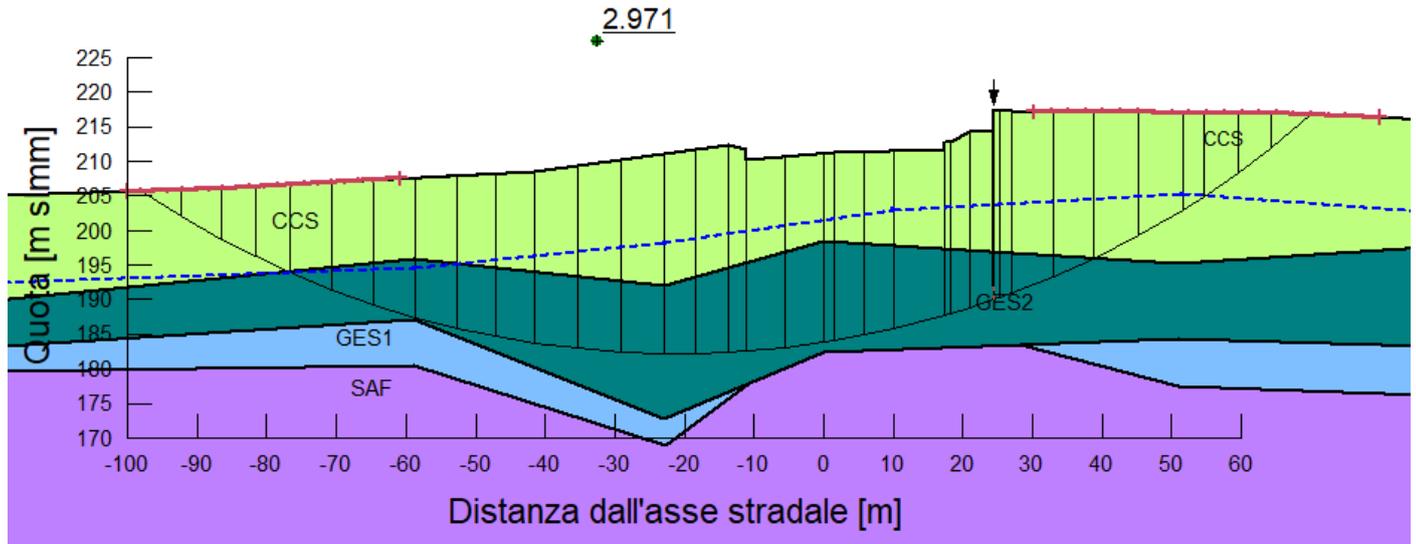


Figura 37 Trincea 2, superficie critica e relativo coefficiente di sicurezza (condizioni sismiche)

### 9.3.1. Trincea T3

#### 9.3.1.1. Verifica della paratia

Le verifiche di stati limite ultimi geotecnici ed il calcolo delle sollecitazioni di progetto sono stati effettuati con il programma di calcolo descritto al par. 8.1.1. Nella Figura 38 è mostrato il modello di calcolo, riferito alla configurazione di progetto finale in condizioni statiche, considerando anche l'innalzamento della falda.

Per le condizioni sismiche non si considera il possibile innalzamento temporaneo della falda.

I risultati sono mostrati nelle figure da Figura 39 a Figura 45, in termini sia di spostamenti (per verifiche SLE) che di sollecitazioni interne per verifiche SLU. Gli spostamenti vengono cautelativamente valutati considerando la condizione di innalzamento della falda anche se tale condizione è transitoria. Le azioni interne vengono mostrate considerando i massimi che si sviluppano durante tutte le fasi di costruzione dell'opera. Gli spostamenti stimati sono dell'ordine di 0.3 cm a testa paratia, che si considerano assolutamente accettabili anche in considerazione del fatto che non ci sono strutture sensibili agli spostamenti a monte della paratia.

In Figura 46 e Figura 47 sono invece mostrate le verifiche sulla resistenza del terreno al piede della paratia, le quali risultano soddisfatte.

I massimi valori in termini di sollecitazioni di progetto sono riepilogati nella seguente Tabella 8 per il singolo palo.

Tabella 8 Paratia 3, sollecitazioni massime di progetto sul singolo palo

Combinazione	Momento (kN/m)	Taglio (kN)
SLU A2+M2	484.9	254.9

Per la verifica di resistenza della sezione si ipotizza un'armatura formata da n 26 barre  $\phi 26$  mm ( $A_s/A_c = 0,78\% > 0,25\%$ , armatura minima secondo EN 1536 per pali di area  $A_c > 1$  m<sup>3</sup>).

L'incidenza della gabbia di armatura, comprensiva di spirale e di anelli di irrigidimento, è stimata in 75 kg/m<sup>3</sup>.

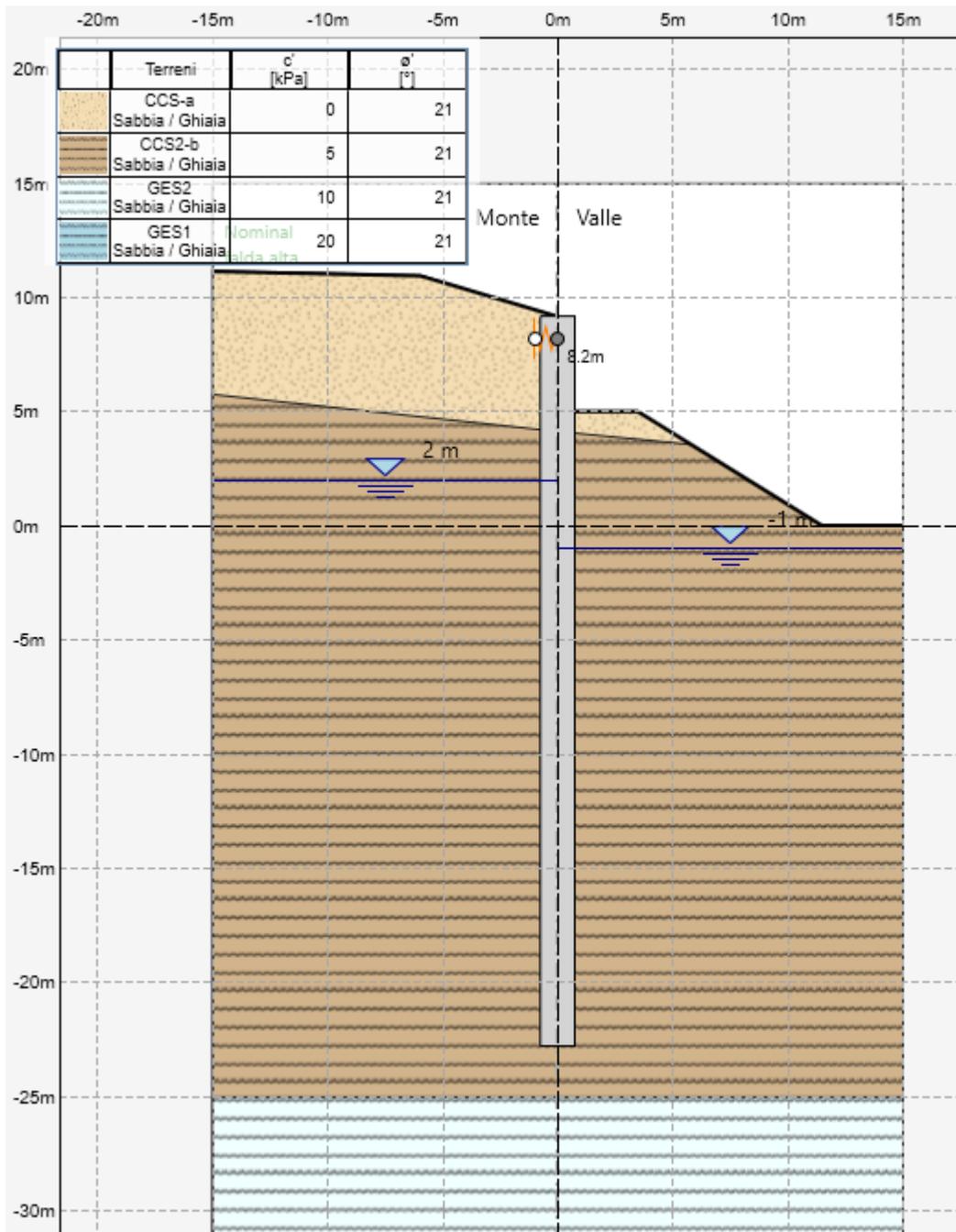


Figura 38: Paratia 3, modello di calcolo nella configurazione finale

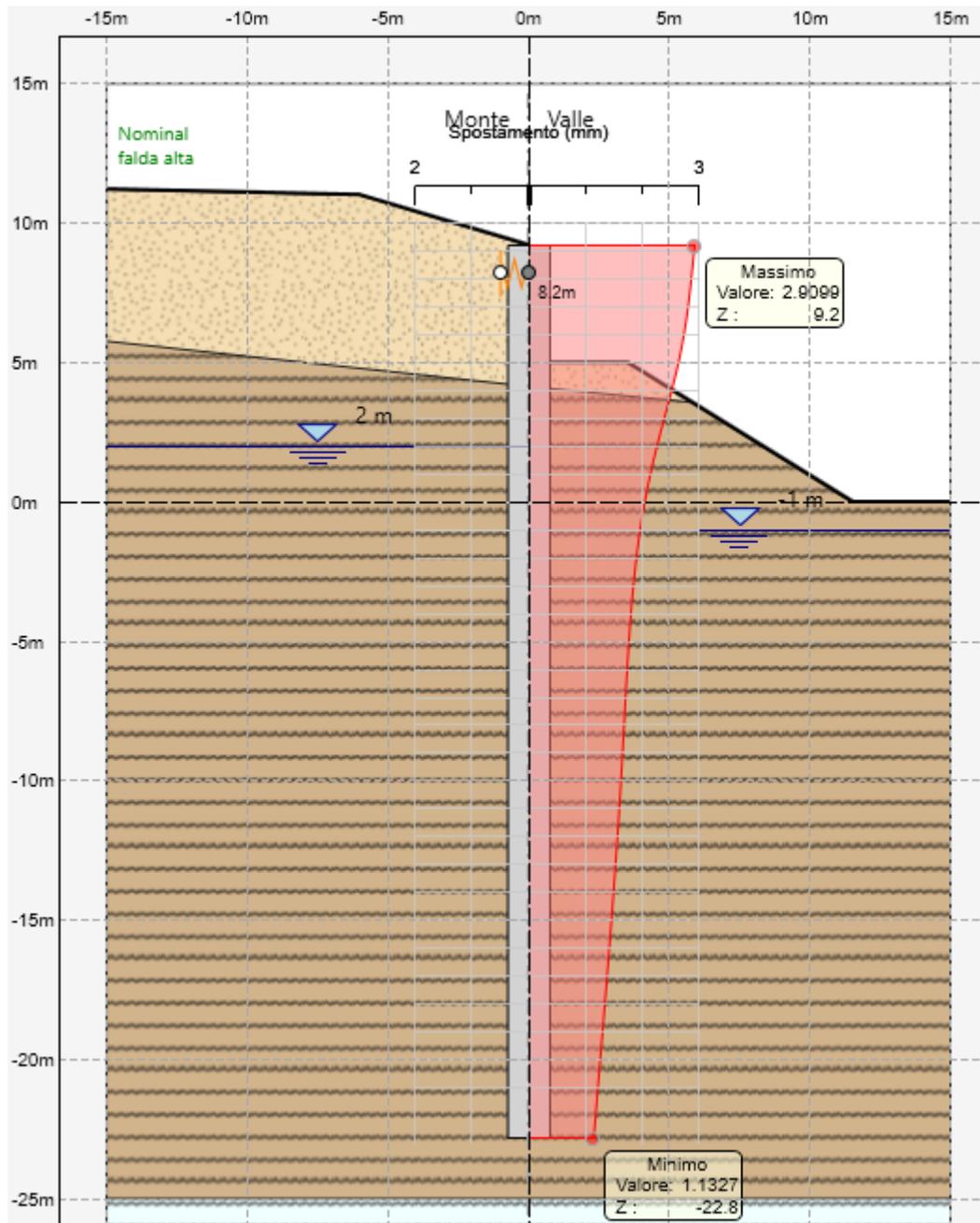


Figura 39: Paratia 3 – SLE – spostamenti orizzontali

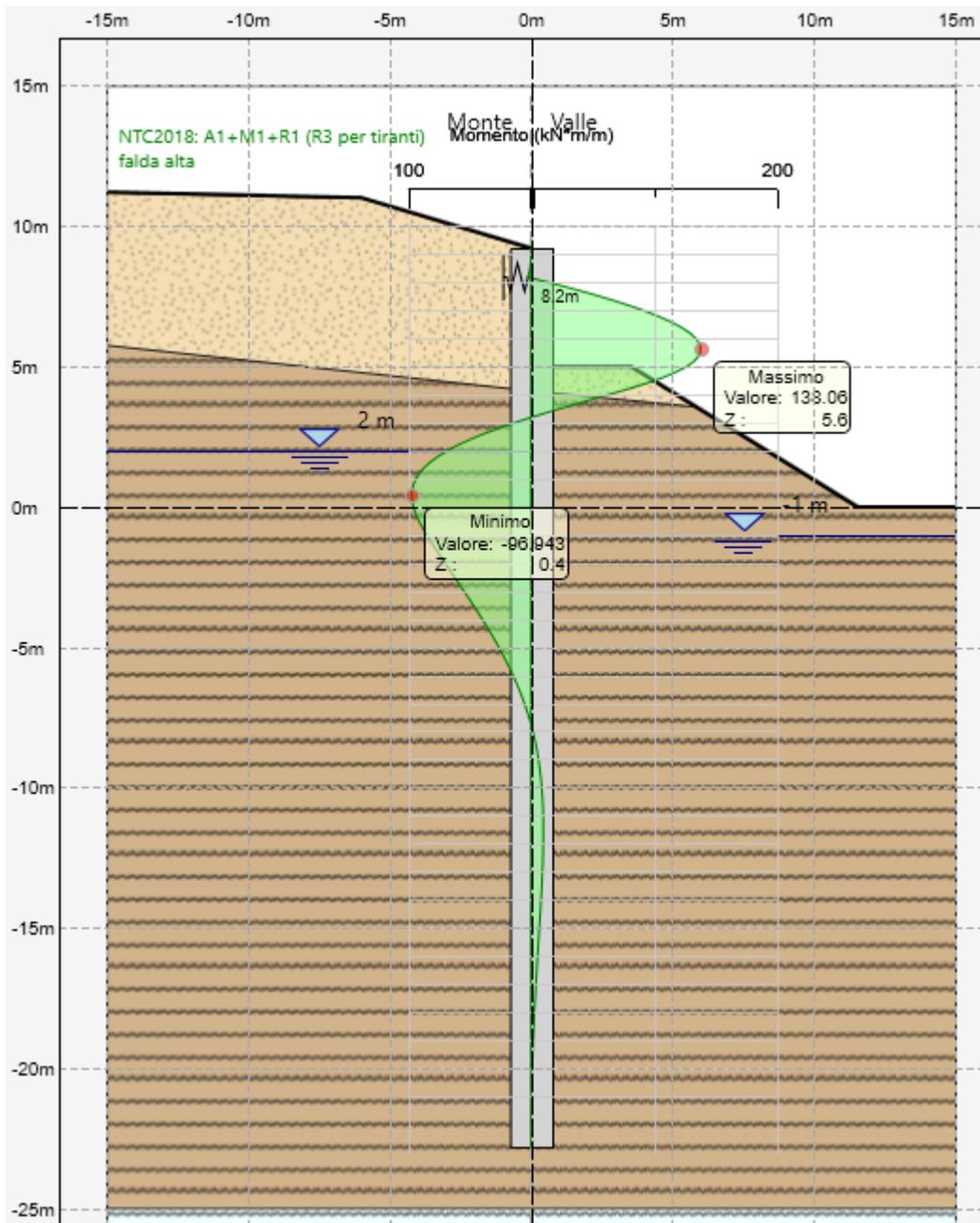


Figura 40: Paratia 3 – SLU A1+M1 condizioni statiche – momento flettente

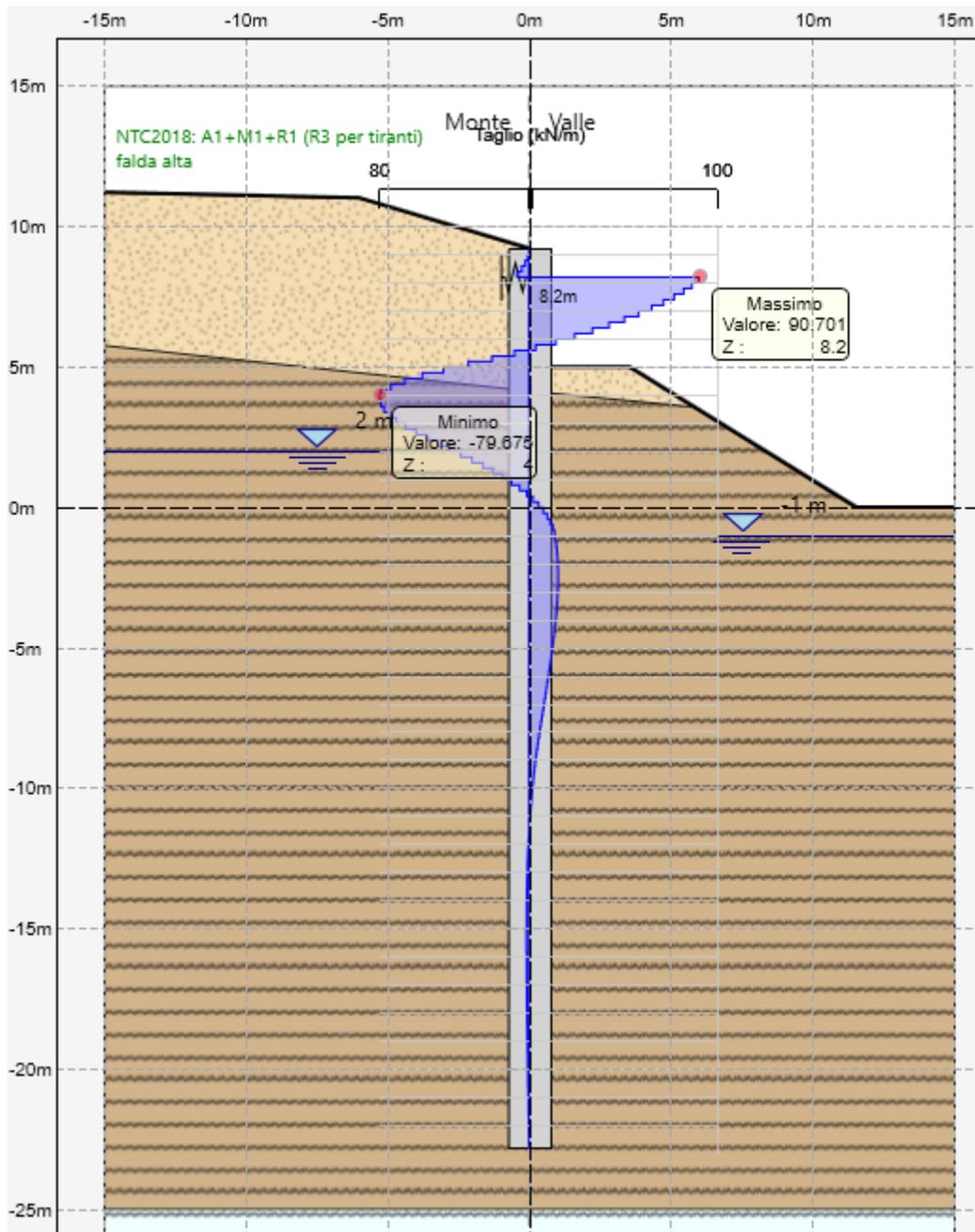


Figura 41: Paratia 3 – SLU A1+M1 condizioni statiche – taglio

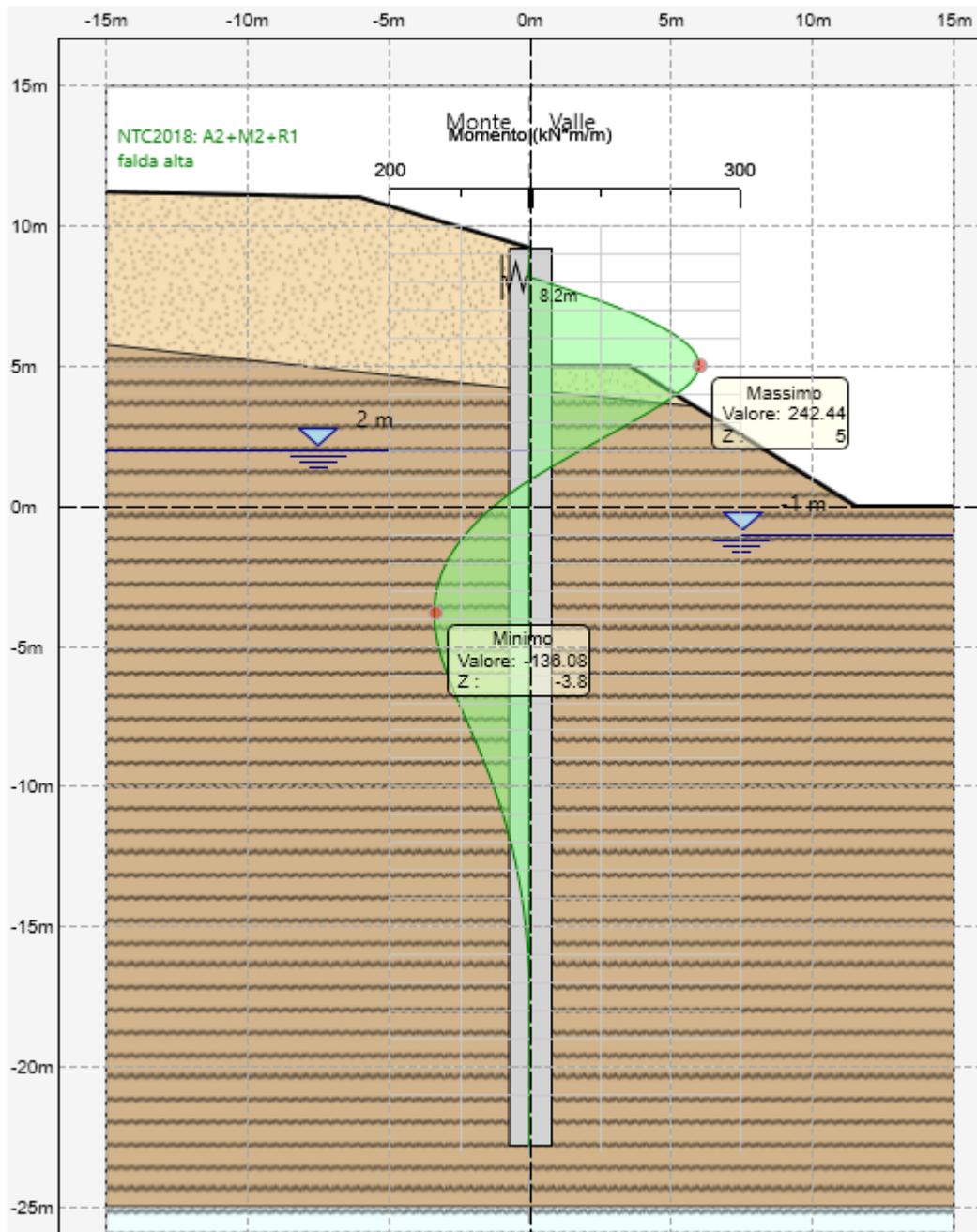


Figura 42: Paratia 3 – SLU A2+M2 condizioni statiche – momento flettente

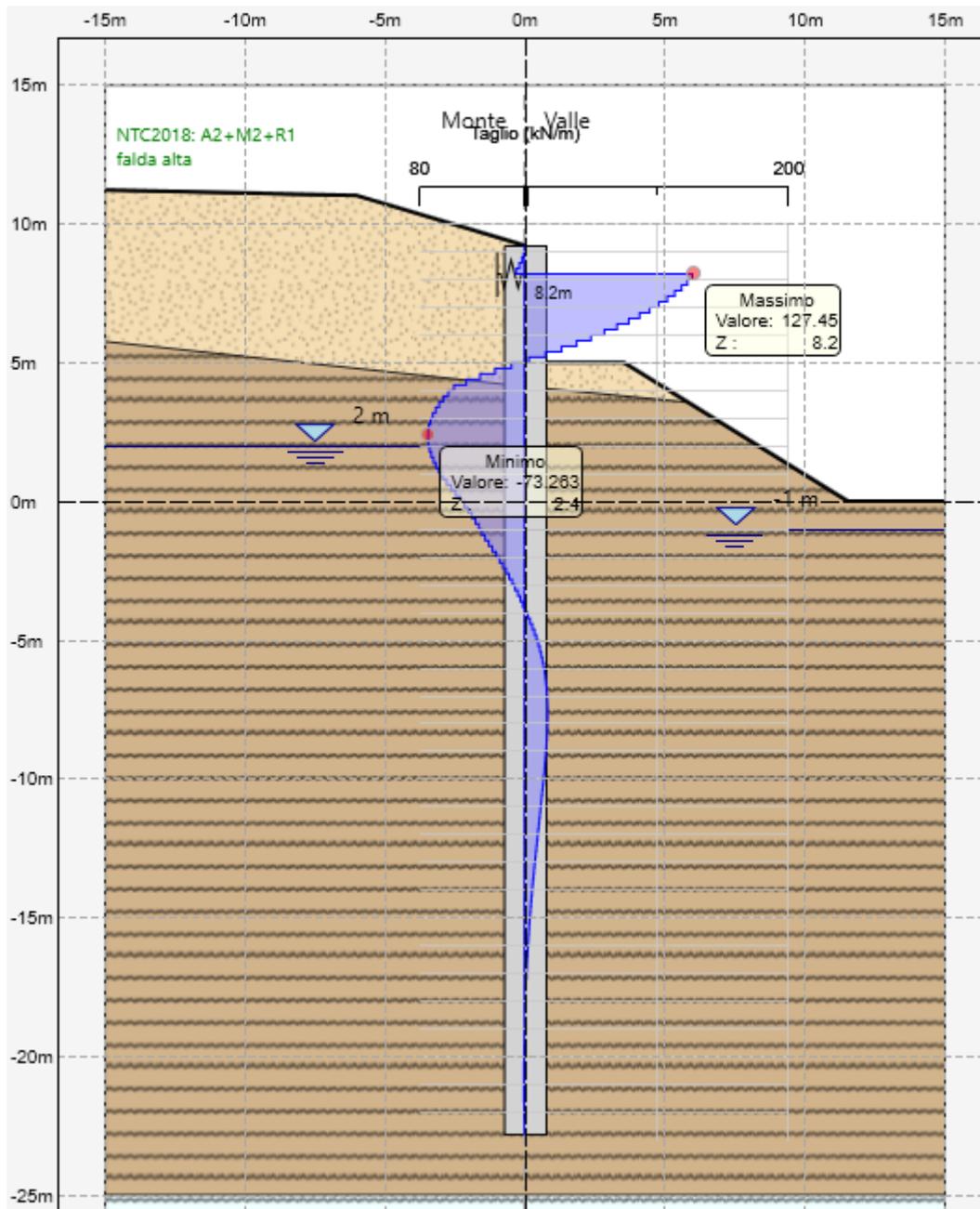


Figura 43: Paratia 3 – SLU A2+M2 condizioni statiche – taglio

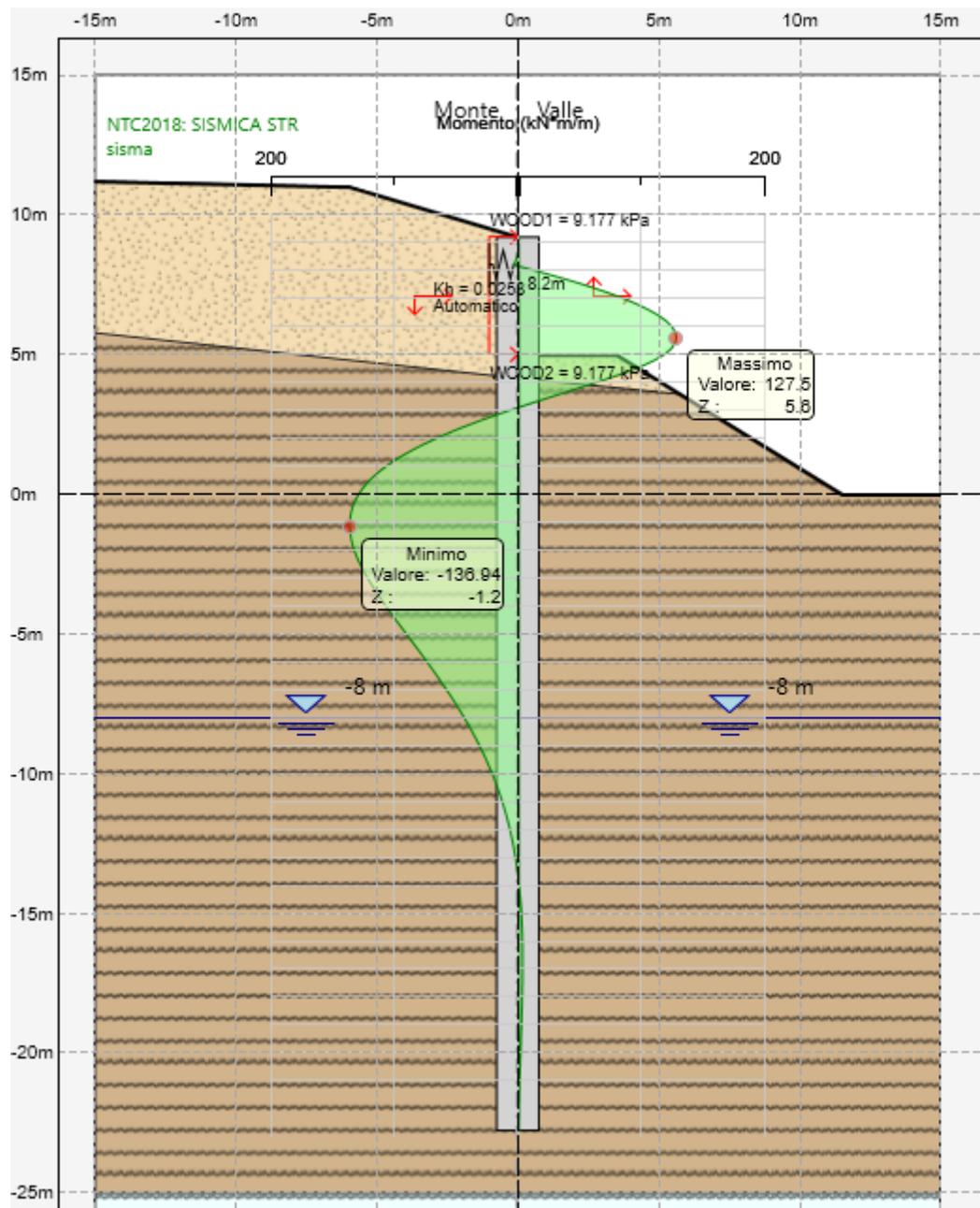


Figura 44: Paratia 3 – SLV condizioni sismiche – momento flettente

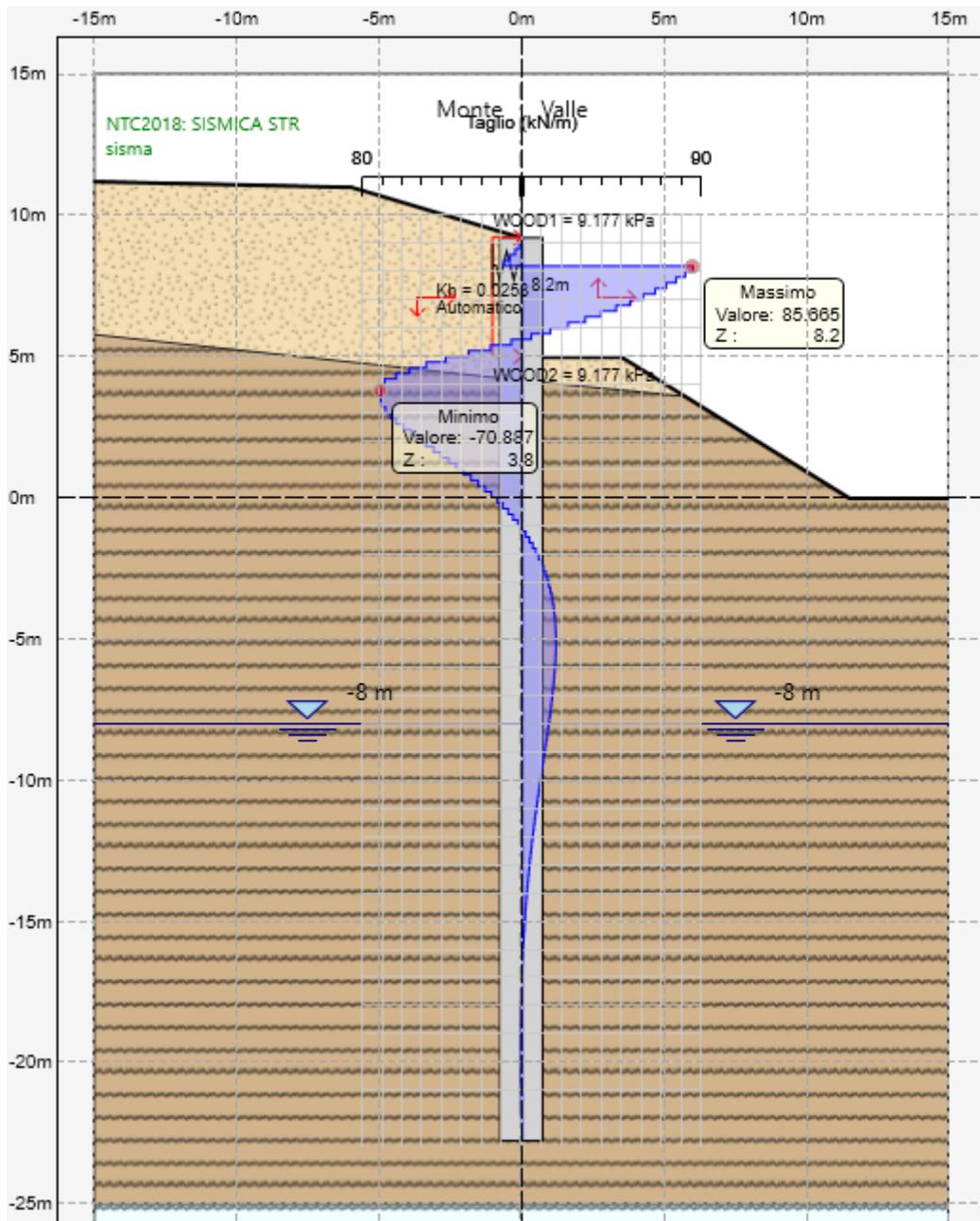


Figura 45: Paratia 3 – SLV condizioni sismiche – taglio

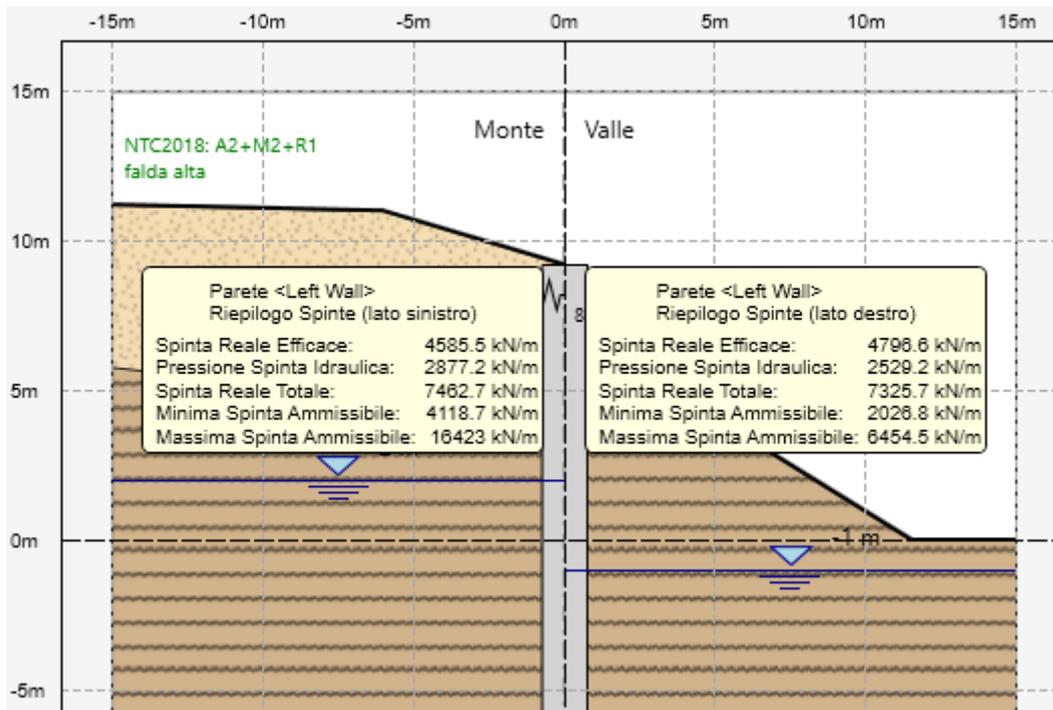


Figura 46: Paratia 3 – SLU A2+M2 condizioni statiche – verifica sulla resistenza al piede

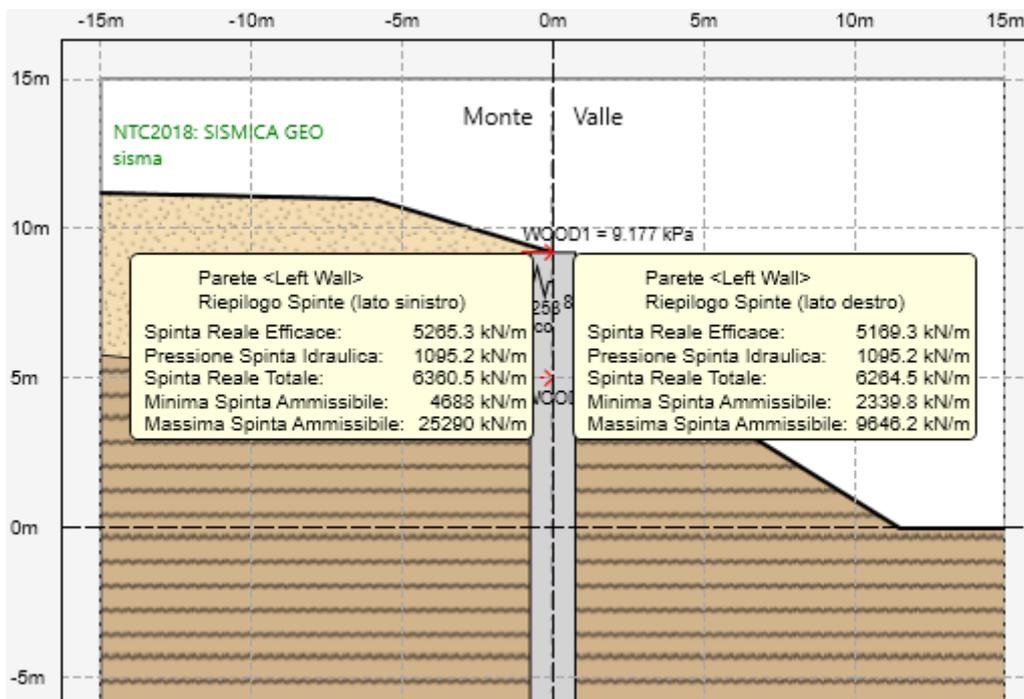


Figura 47: Paratia 3 – SLV condizioni sismiche – verifica sulla resistenza al piede

### **9.3.1.2. Verifica di stabilità globale della trincea**

La realizzazione della piattaforma stradale richiede la profilatura del terreno mostrata nelle sezioni di progetto.

In accordo alla metodologia esposta al paragrafo 8.2.1, si esegue la verifica di stabilità globale dell'insieme opera – terreno in condizioni statiche e sismiche in corrispondenza della sezione di calcolo già descritta al paragrafo 9.2.1. Si considerano i valori dei parametri geotecnici riportati in Tabella 1, combinati con i coefficienti parziali previsti dalle NTC2018 (rispettivamente:  $\phi'_d$  M2;  $c'_d$  M2 in campo statico e  $\phi'_d$  M1;  $c'_d$  M1 in campo sismico).

In Figura 24 e Figura 25 si mostra la superficie critica (a minimo coefficiente di sicurezza) individuata dal programma di calcolo, rispettivamente in condizioni statiche e sismiche. Con riferimento alle analisi sismiche, si riporta il solo risultato ottenuto per  $k_v$  di segno negativo, in quanto è quello che determina il minimo valore del fattore di sicurezza.

Poiché il coefficiente di sicurezza minimo è superiore a 1.1 nelle analisi relative alle condizioni statiche e superiore a 1.2 nelle analisi relative alle condizioni sismiche, la verifica di stabilità globale dell'insieme opera – terreno è soddisfatta in accordo alle NTC2018.

**AUTOSTRADA A33 ASTI - CUNEO**  
**TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)**
**Analisi di stabilità trincee**  
**Sez. 0+950**
**Condizioni statiche**

Name: CCS	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 17.1 °	Piezometric Line: 1
Name: GES2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 8 kPa	Phi: 17.1 °	Piezometric Line: 1
Name: GES1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 16 kPa	Phi: 17.1 °	Piezometric Line: 1

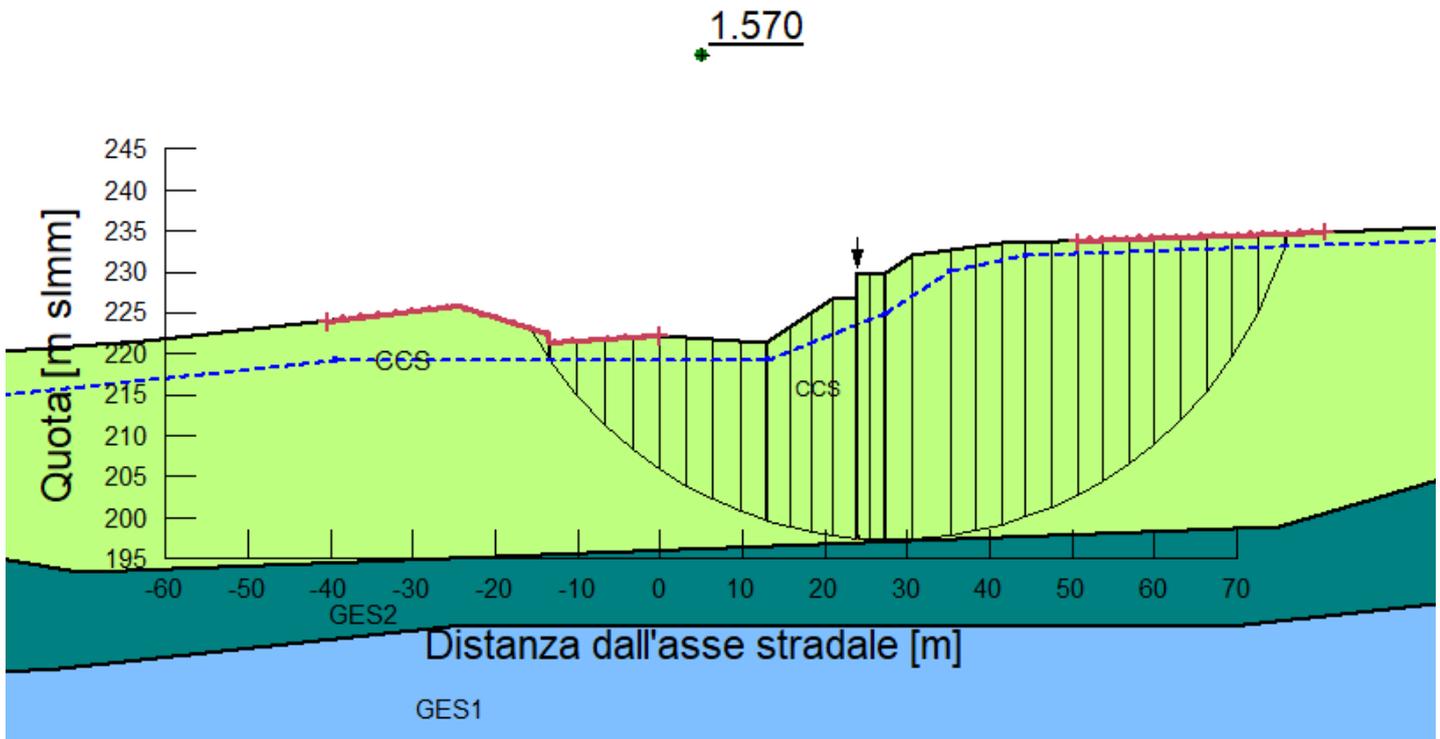


Figura 48 Trincea 3, superficie critica e relativo coefficiente di sicurezza (condizioni statiche)

**AUTOSTRADA A33 ASTI - CUNEO**  
**TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)**
**Analisi di stabilità trincee**  
**Sez. 0+950**
**Condizioni sismica kh=0.044; kv=-0.022**

Name: CCS	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: GES2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 10 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: GES1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 20 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1

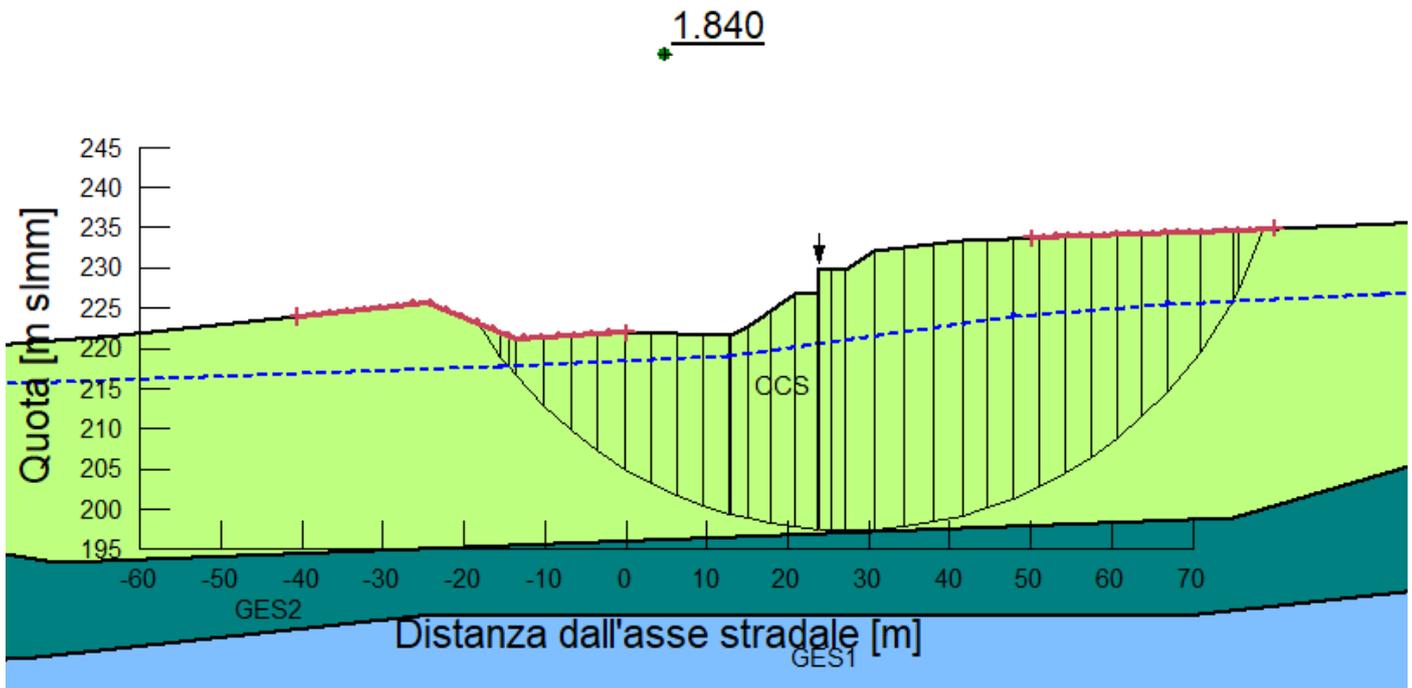


Figura 49 Trincea 3, superficie critica e relativo coefficiente di sicurezza (condizioni sismiche)

### 9.3.2. Trincea T4

#### 9.3.2.1. Verifica della paratia

Le verifiche di stati limite ultimi geotecnici ed il calcolo delle sollecitazioni di progetto sono stati effettuati con il programma di calcolo descritto al par. 8.1.1. Nella Figura 50 è mostrato il modello di calcolo, riferito alla configurazione di progetto finale in condizioni statiche, considerando anche l'innalzamento della falda.

Per le condizioni sismiche non si considera il possibile innalzamento temporaneo della falda.

I risultati sono mostrati nelle figure da Figura 51 a Figura 57, in termini sia di spostamenti (per verifiche SLE) che di sollecitazioni interne per verifiche SLU. Gli spostamenti vengono cautelativamente valutati considerando la condizione di innalzamento della falda anche se tale condizione è transitoria. Le azioni interne vengono mostrate considerando i massimi che si sviluppano durante tutte le fasi di costruzione dell'opera. Gli spostamenti stimati sono dell'ordine di 0.5 cm a testa paratia, che si considerano assolutamente accettabili anche in considerazione del fatto che non ci sono strutture sensibili agli spostamenti a monte della paratia.

In Figura 58 e Figura 59 sono invece mostrate le verifiche sulla resistenza del terreno al piede della paratia, le quali risultano soddisfatte.

I massimi valori in termini di sollecitazioni di progetto sono riepilogati nella seguente Tabella 9 per il singolo palo.

Tabella 9 Paratia 4, sollecitazioni massime di progetto sul singolo palo

Combinazione	Momento (kN/m)	Taglio (kN)
SLU A2+M2	373.2	184.3

Per la verifica di resistenza della sezione si ipotizza un'armatura formata da n 26 barre  $\phi 26$  mm ( $A_s/A_c = 0,78\% > 0,25\%$ , armatura minima secondo EN 1536 per pali di area  $A_c > 1$  m<sup>3</sup>).

L'incidenza della gabbia di armatura, comprensiva di spirale e di anelli di irrigidimento, è stimata in 75 kg/m<sup>3</sup>.

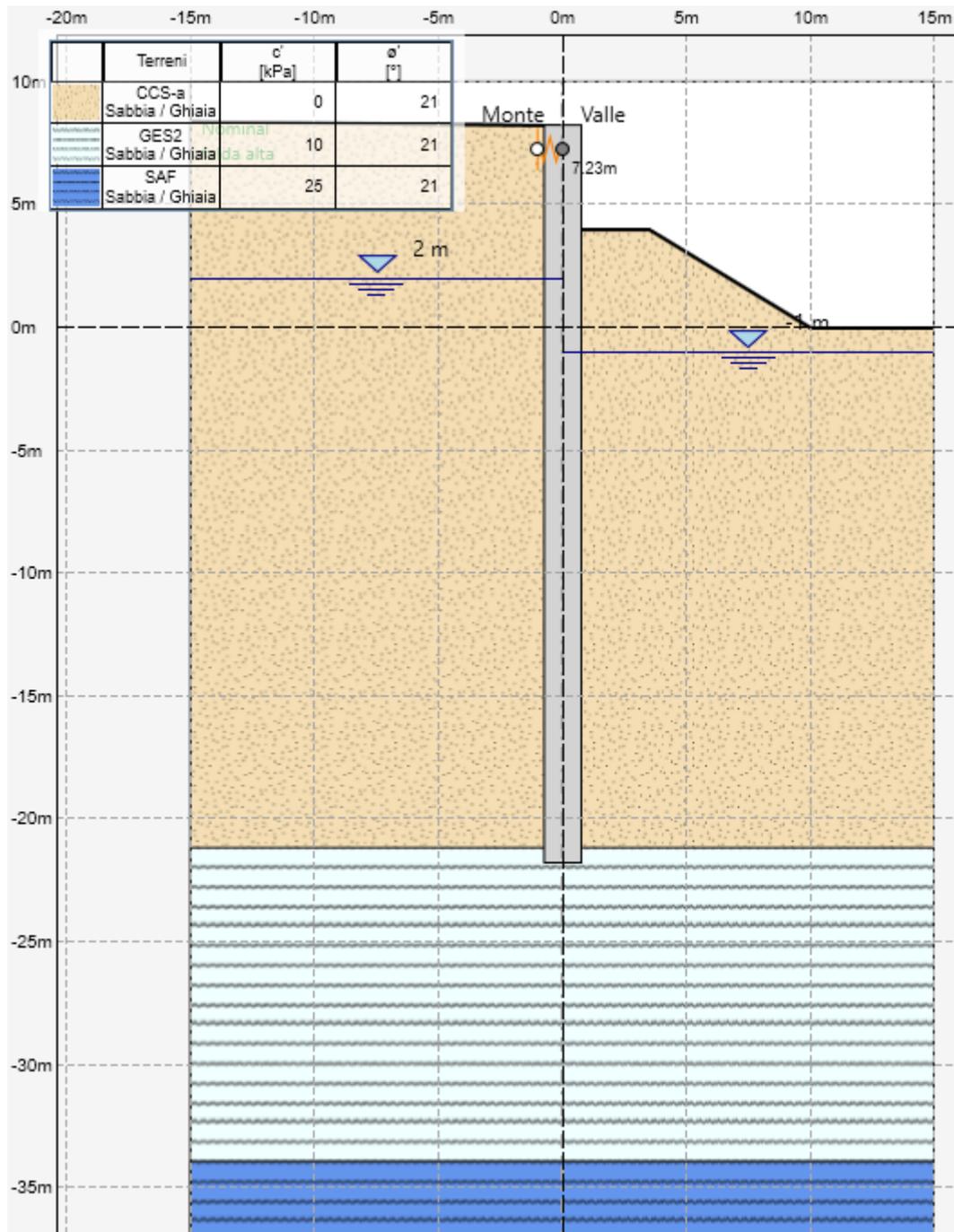


Figura 50: Paratia 4, modello di calcolo nella configurazione finale

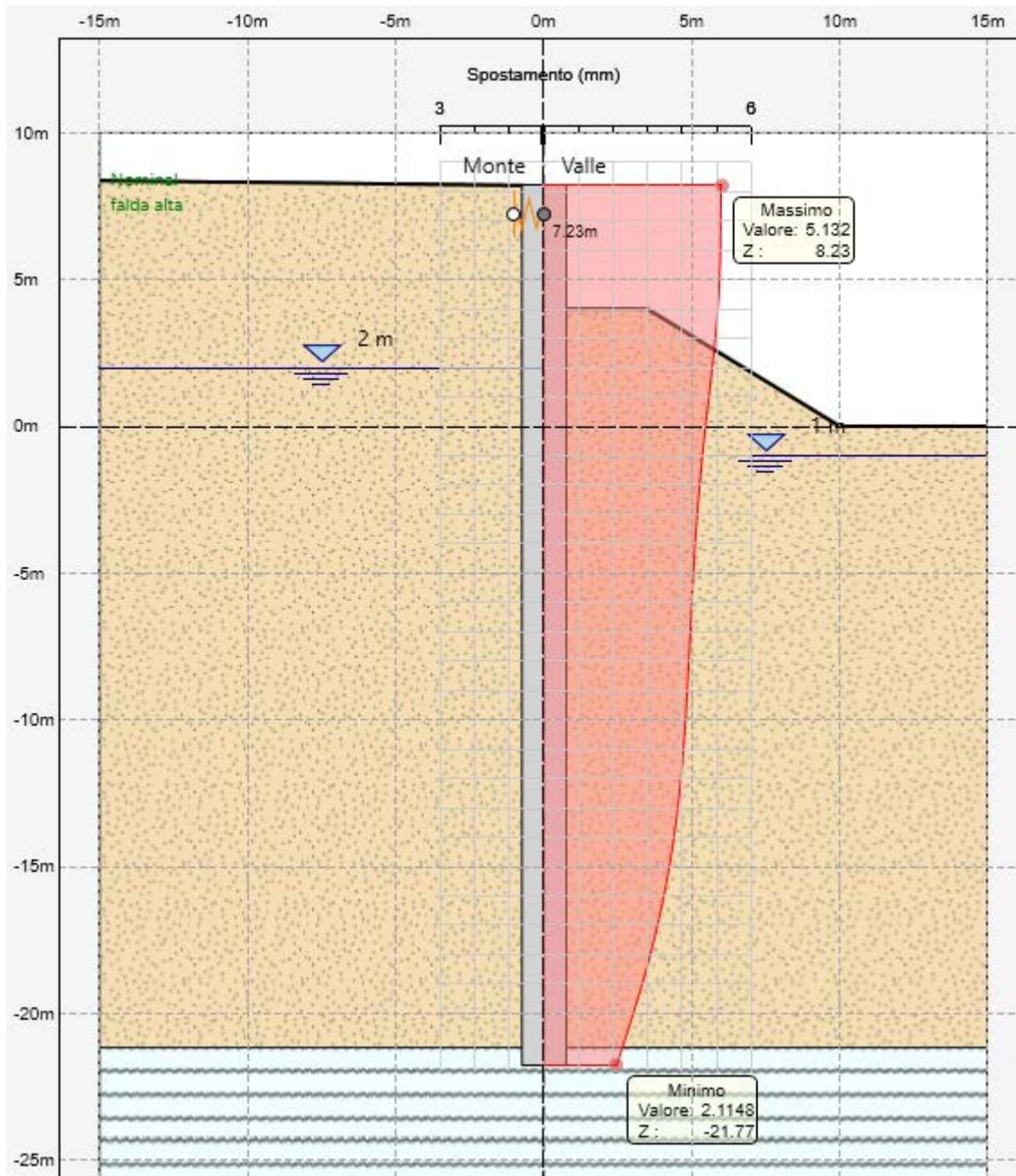


Figura 51: Paratia 4 – SLE – spostamenti orizzontali

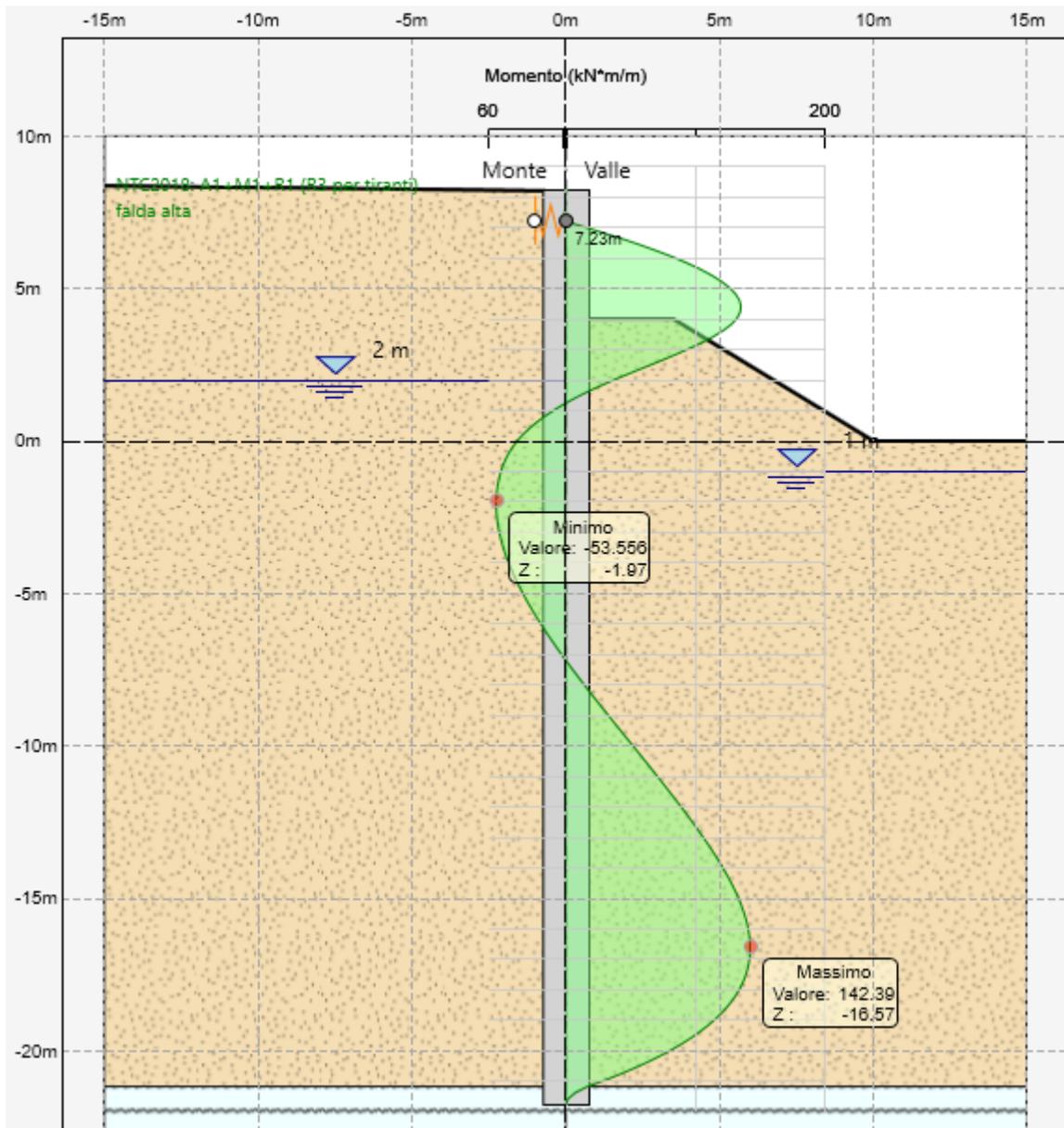


Figura 52: Paratia 4 – SLU A1+M1 condizioni statiche – momento flettente

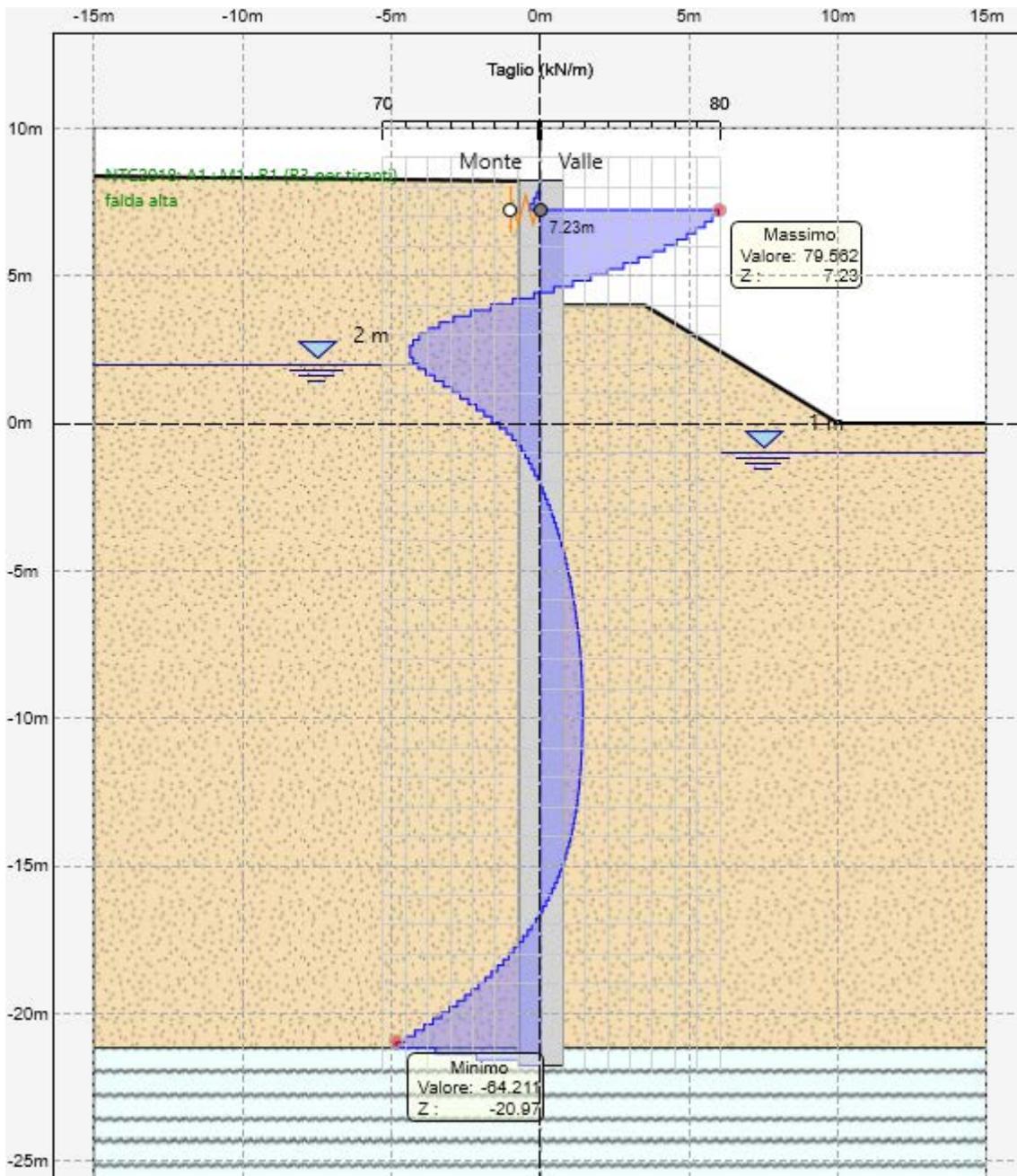


Figura 53: Paratia 4 – SLU A1+M1 condizioni statiche – taglio

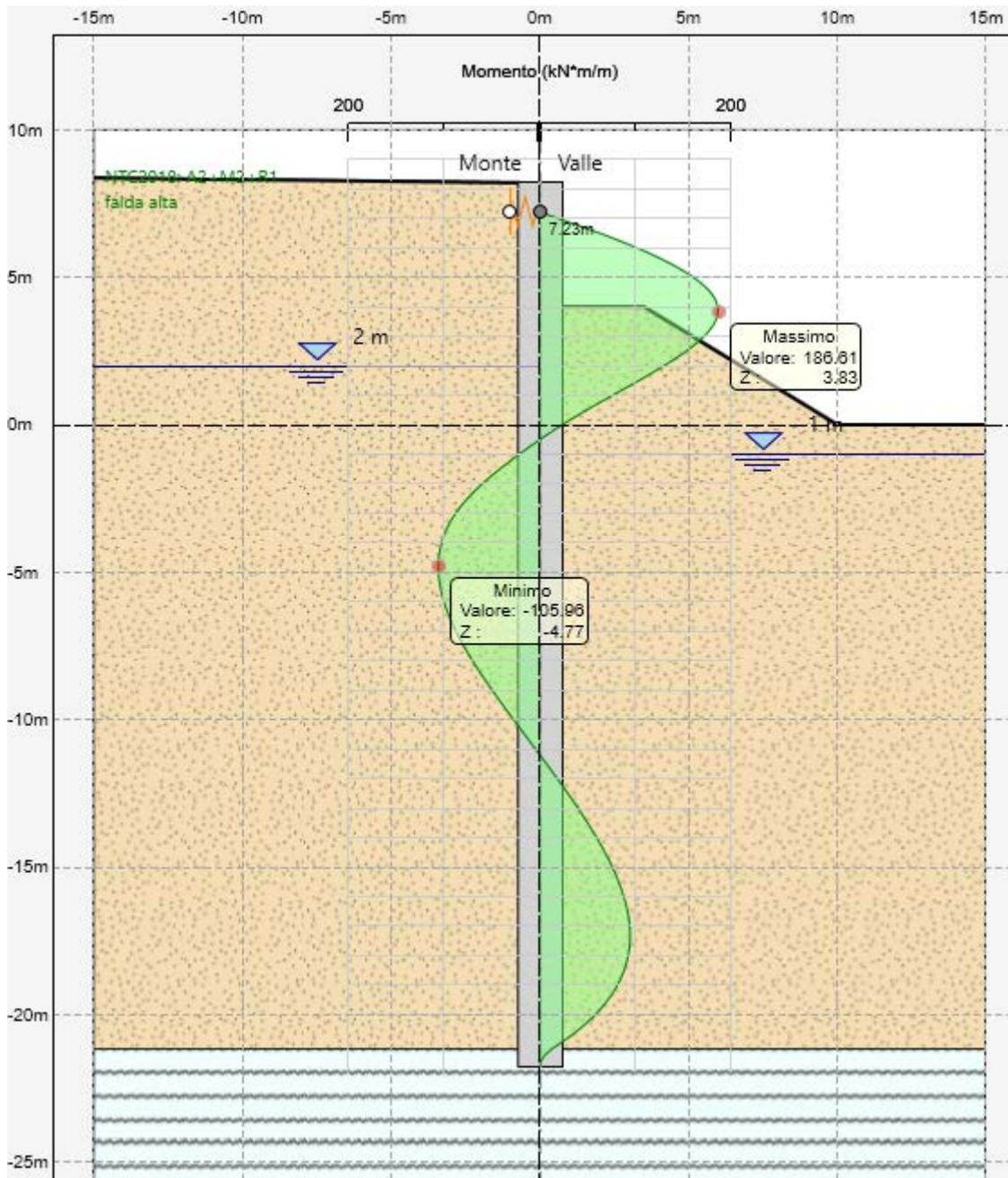


Figura 54: Paratia 4 – SLU A2+M2 condizioni statiche – momento flettente

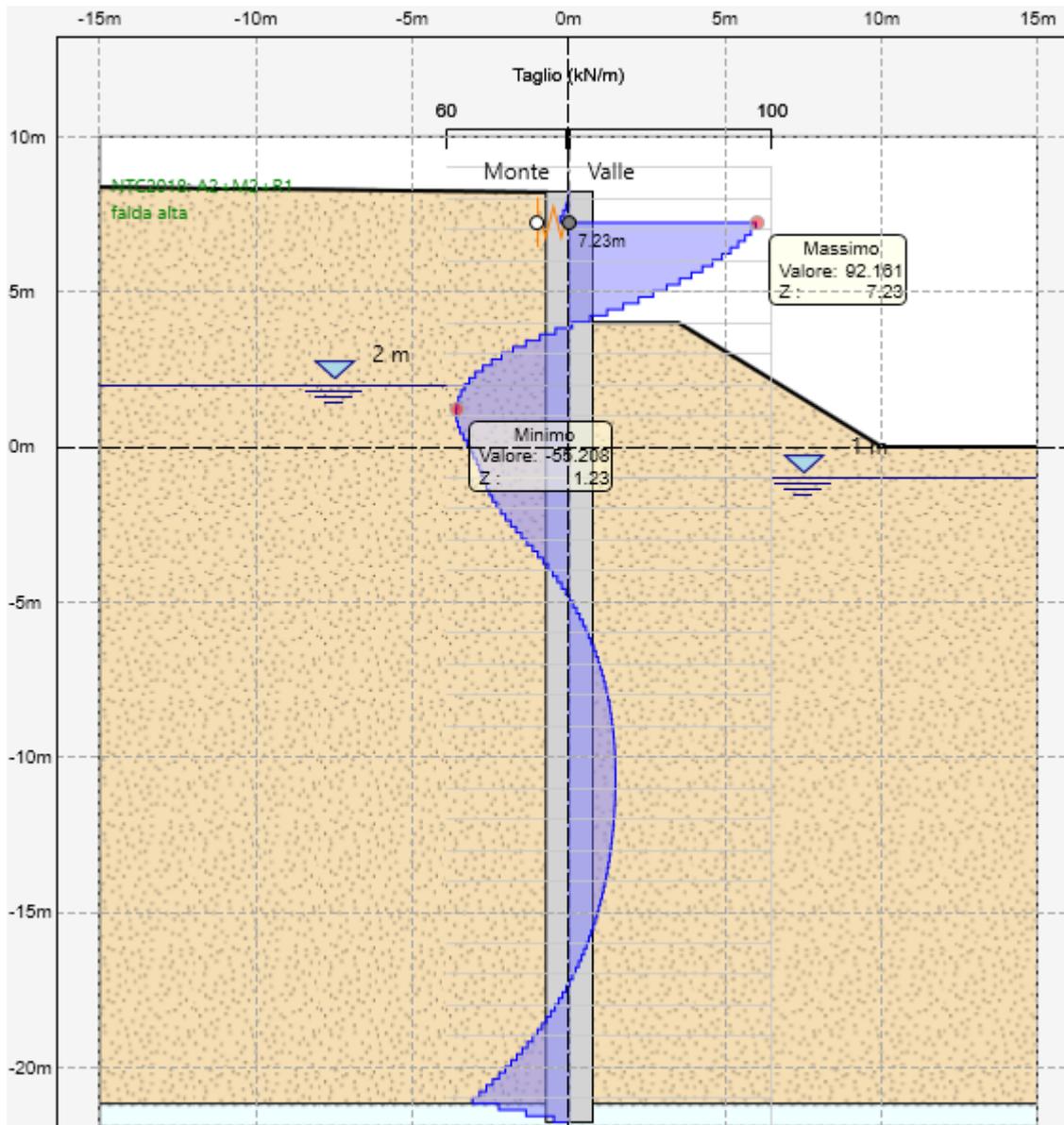


Figura 55: Paratia 4 – SLU A2+M2 condizioni statiche – taglio

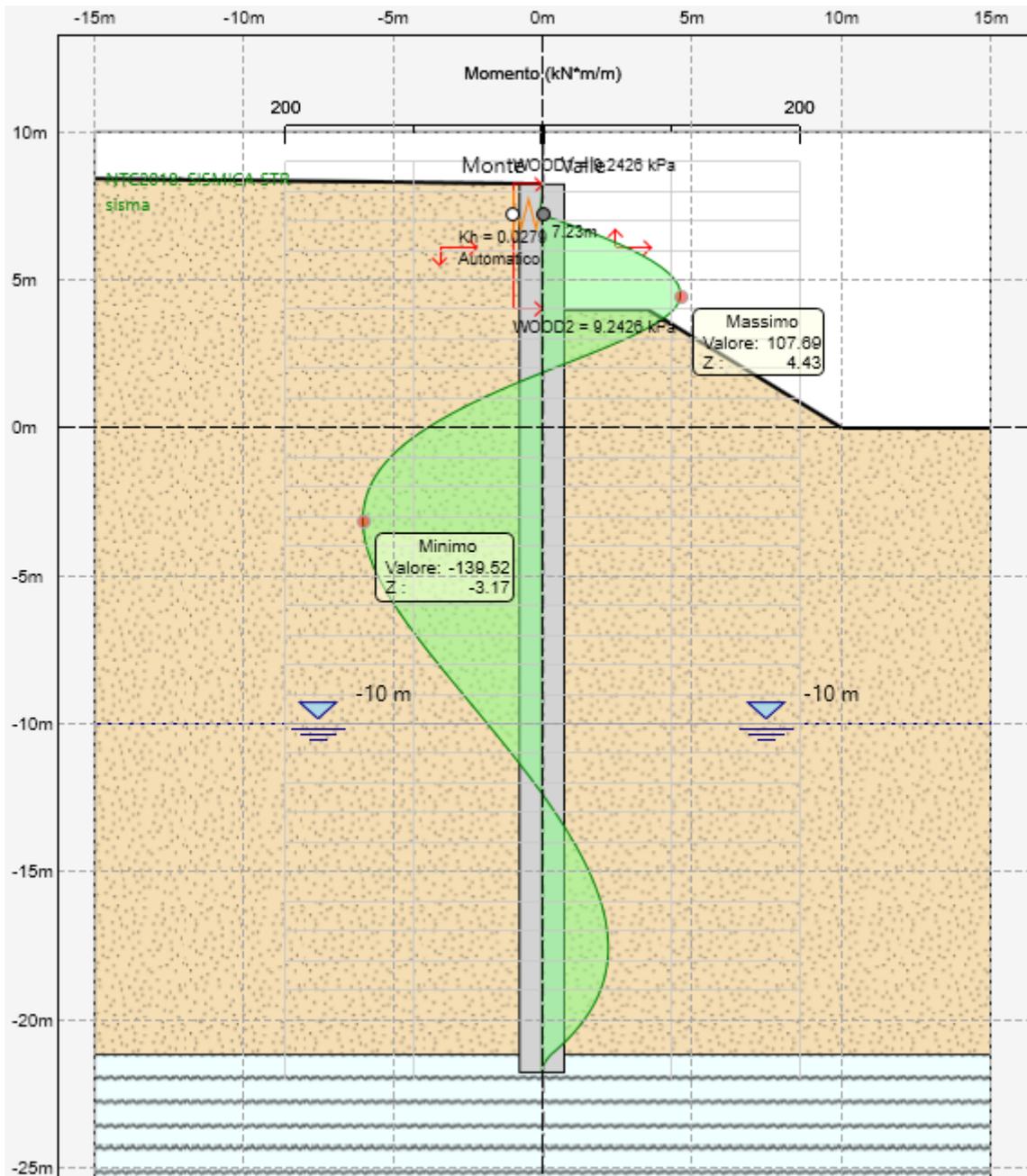


Figura 56: Paratia 4 – SLV condizioni sismiche – momento flettente

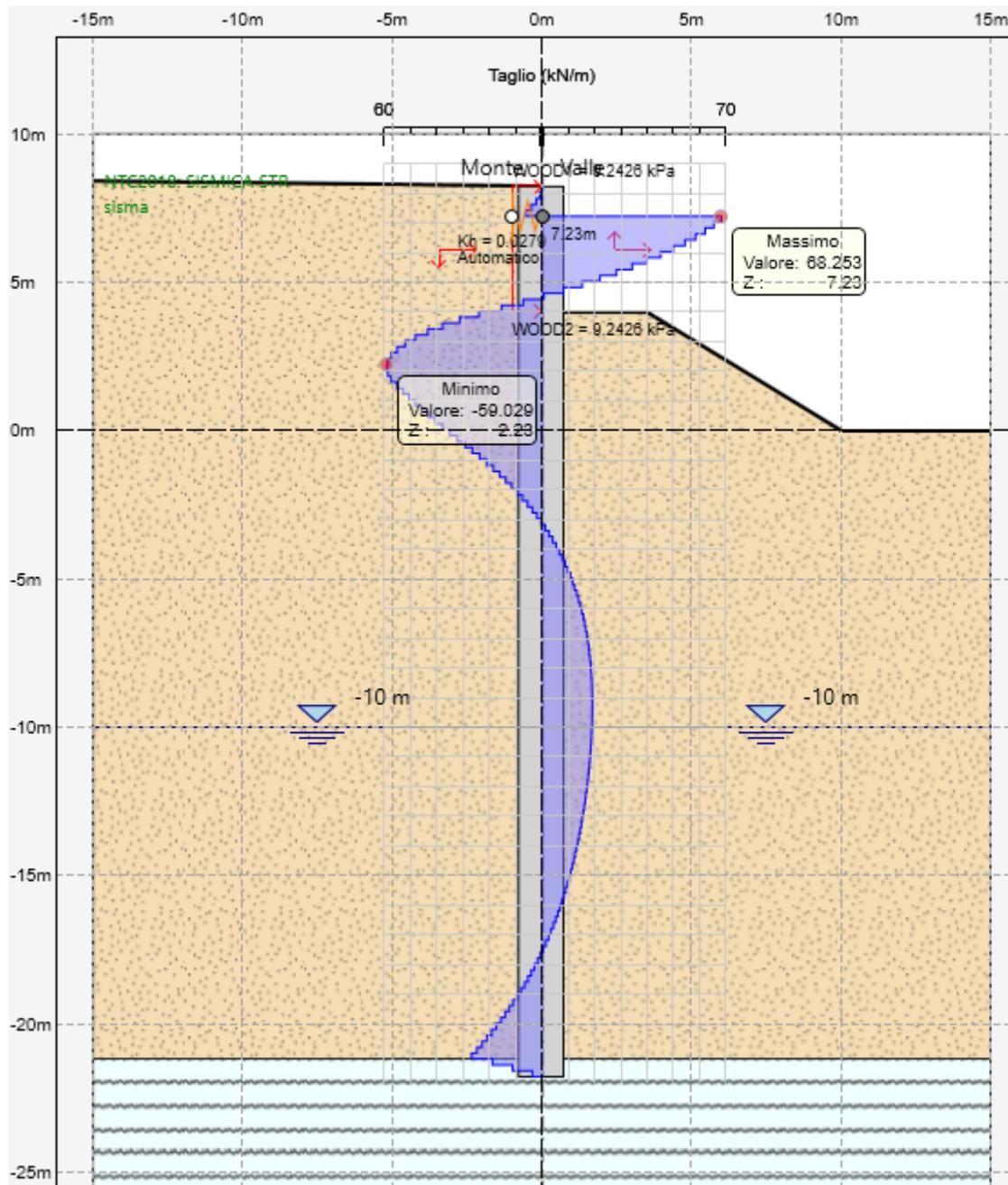


Figura 57: Paratia 4 – SLV condizioni sismiche – taglio

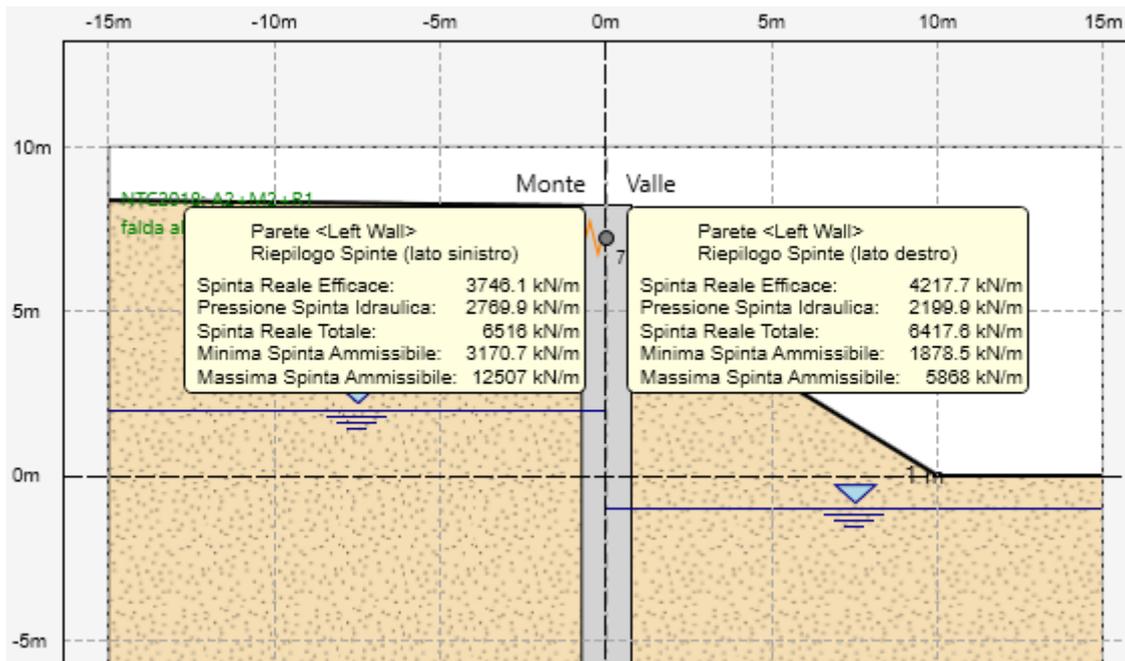


Figura 58: Paratia 4 – SLU A2+M2 condizioni statiche – verifica sulla resistenza al piede

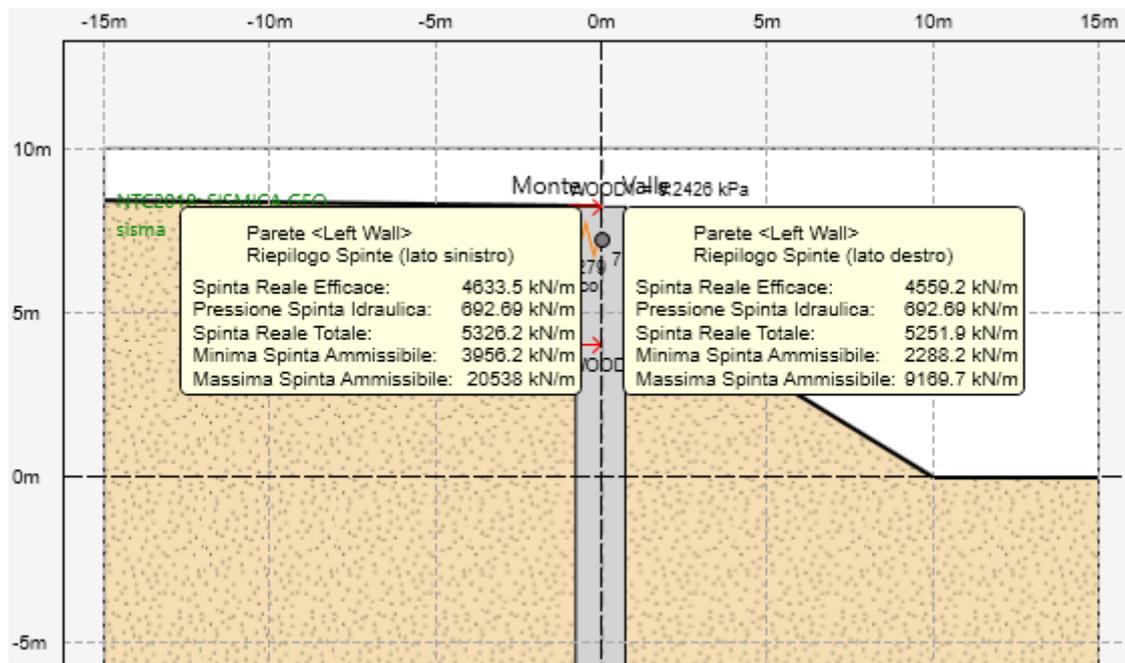


Figura 59: Paratia 4 – SLV condizioni sismiche – verifica sulla resistenza al piede

### **9.3.2.2. Verifica di stabilità globale della trincea**

La realizzazione della piattaforma stradale richiede la profilatura del terreno mostrata nelle sezioni di progetto.

In accordo alla metodologia esposta al paragrafo 8.2.1, si esegue la verifica di stabilità globale dell'insieme opera – terreno in condizioni statiche e sismiche in corrispondenza della sezione di calcolo già descritta al paragrafo 9.2.1. Si considerano i valori dei parametri geotecnici riportati in Tabella 1, combinati con i coefficienti parziali previsti dalle NTC2018 (rispettivamente:  $\phi'_d$  M2;  $c'_d$  M2 in campo statico e  $\phi'_d$  M1;  $c'_d$  M1 in campo sismico).

In Figura 60 e Figura 61 si mostra la superficie critica (a minimo coefficiente di sicurezza) individuata dal programma di calcolo, rispettivamente in condizioni statiche e sismiche. Con riferimento alle analisi sismiche, si riporta il solo risultato ottenuto per  $k_v$  di segno negativo, in quanto è quello che determina il minimo valore del fattore di sicurezza.

Per questo specifico caso le superfici più critiche tendono ad interessare l'intero versante e a non essere quindi più pertinenti per una valutazione della stabilità globale dell'opera di interesse. Pertanto si è scelto di limitare il dominio delle superfici di rotture ad una zona più specifica per l'opera di interesse, per quanto ancora piuttosto vasta.

Poiché il coefficiente di sicurezza minimo è superiore a 1.1 nelle analisi relative alle condizioni statiche e superiore a 1.2 nelle analisi relative alle condizioni sismiche, la verifica di stabilità globale dell'insieme opera – terreno è soddisfatta in accordo alle NTC2018.

**AUTOSTRADA A33 ASTI - CUNEO**  
**TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)**
**Analisi di stabilità trincee**  
**Sez. 1+850**
**Condizioni statiche**

Name: CCS	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 17.1 °	Piezometric Line: 1
Name: GES2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 8 kPa	Phi: 17.1 °	Piezometric Line: 1
Name: GES1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 16 kPa	Phi: 17.1 °	Piezometric Line: 1
Name: SAF	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 178.6 kPa		Piezometric Line: 1

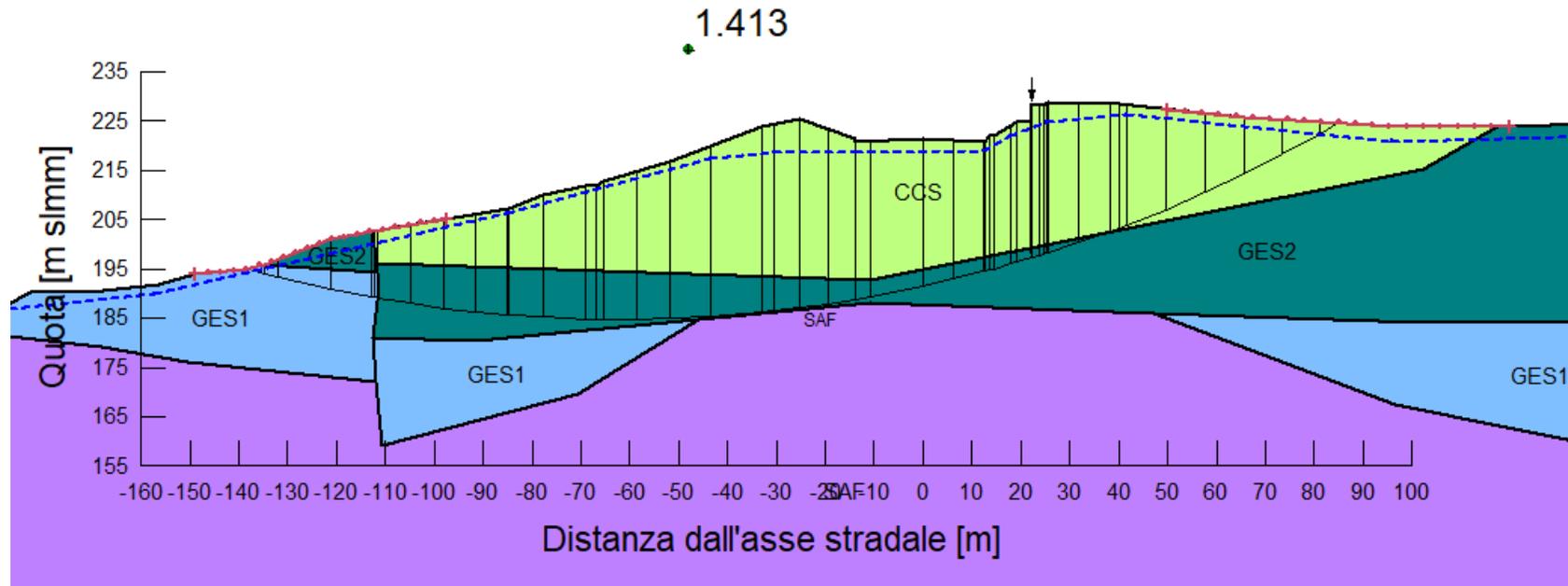


Figura 60 Trincea 4, superficie critica e relativo coefficiente di sicurezza (condizioni statiche)

**AUTOSTRADA A33 ASTI - CUNEO**  
**TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)**
**Analisi di stabilità trincee**  
**Sez. 1+850**
**Condizioni sismica  $k_h=0.044$ ;  $k_v=-0.022$** 

Name: CCS	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: GES2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 10 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: GES1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 20 kPa	Phi: 21 °	Piezometric Line: 1
Name: SAF	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 250 kPa		Piezometric Line: 1

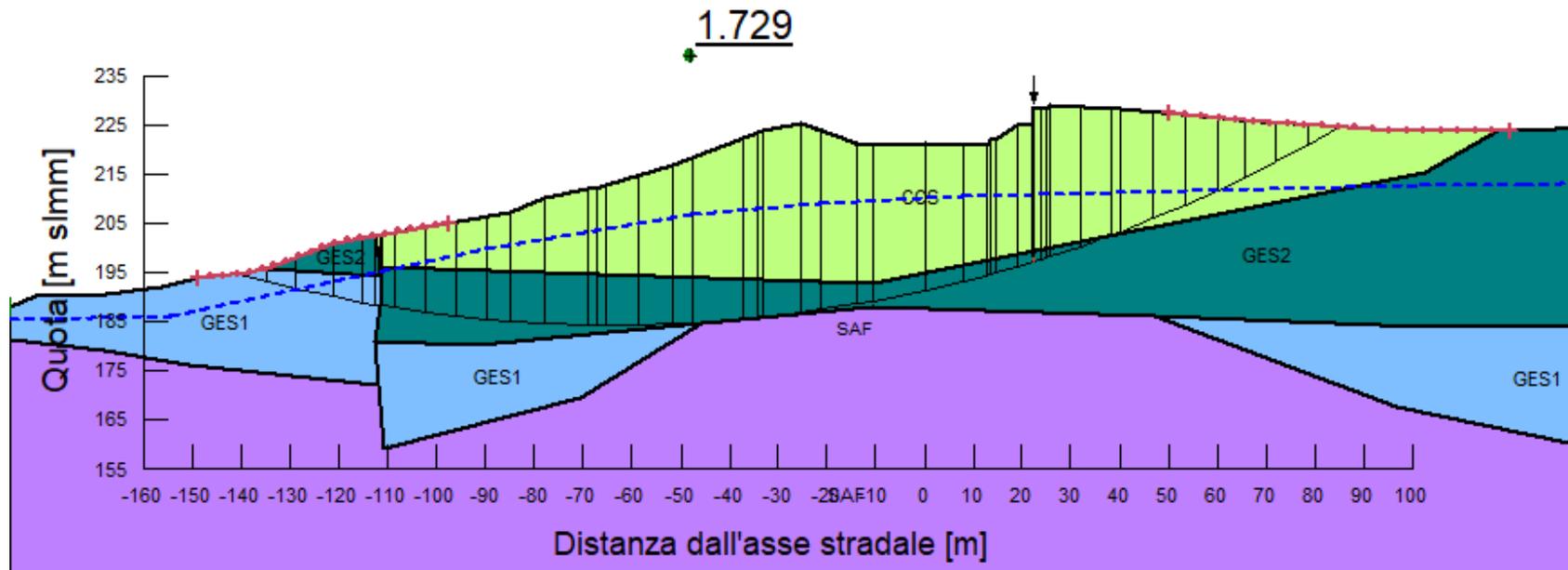


Figura 61: Trincea 4, superficie critica e relativo coefficiente di sicurezza (condizioni sismiche)

## **10. MONITORAGGIO**

### **10.1. FINALITÀ DEL MONITORAGGIO**

Il monitoraggio geotecnico delle opere di sostegno delle trincee è finalizzato al controllo delle condizioni di sicurezza delle opere ed alla verifica delle stime effettuate in fase di progettazione.

Il monitoraggio viene eseguito in alcune sezioni di riferimento, collocate nelle aree più critiche, in termini di profondità della trincea ed in punti fisicamente accessibili.

La strumentazione di monitoraggio che verrà impiegata comprende:

- Inclinatori (esistenti);
- capisaldi topografici da posizionarsi sulla trave di coronamento della paratia di pali;
- piezometri di tipo Casagrande (esistenti).

Tutti gli strumenti saranno installati, o ripristinati, e resi efficienti durante la fase di costruzione delle opere.

Le misure verranno conseguentemente impiegate dalla Direzione Lavori per le necessarie valutazioni.

### **10.2. MISURA DEGLI SPOSTAMENTI DEL TERRENO**

#### **10.2.1. Scopo**

Il monitoraggio inclinometrico è la misurazione e lo studio degli spostamenti orizzontali a diverse profondità nel terreno. Questi spostamenti vengono rilevati da strumenti chiamati sonde inclinometriche (mono-biassiali) che rilevano un'inclinazione all'interno di tubazioni inserite nei terreni (frane).

La misura degli spostamenti del terreno ha lo scopo di monitorare l'evoluzione, se presente, dei movimenti franosi e permettere di intervenire se necessario in modo preventivo.

#### **10.2.2. Descrizione della strumentazione e modalità di installazione**

La strumentazione esistente e da utilizzarsi per il monitoraggio inclinometrico del terreno è costituita da:

- Inclinatori inseriti all'interno di fori di sondaggio, disposti secondo la posizione planimetrica riportata negli elaborati di progetto Ubicazione indagini geognostiche (rif. 02.01.11\_P017\_D\_GEO\_PG\_001\_A, 02.01.11\_P017\_D\_GEO\_PG\_002\_A e 02.01.11\_P017\_D\_GEO\_PG\_003\_A). In particolare si fa riferimento agli inclinatori inseriti nei sondaggi B02, B04, B06, B10, B12, B13 e B16.

Contestualmente alla fase di verifica e ripristino della strumentazione verranno eseguite le necessarie misurazioni inclinometriche iniziali di precisione.

### **10.2.3. Frequenza dei rilevamenti**

Le letture sugli strumenti avranno inizio al completamento delle opere di sostegno oggetto di monitoraggio.

La prima misura di zero andrà eseguita al ripristino dello strumento. Successivamente le misure andranno eseguite con cadenza mensile fino ai primi 12 mesi, inclusi, a partire dal completamento della costruzione e con cadenza trimestrale per i 2 anni successivi.

In seguito alla rilevazione di fenomeni anomali si aumenterà opportunamente la frequenza di lettura della strumentazione.

### **10.2.4. Modalità di misura**

Le misure inclinometriche devono essere effettuate mediante la seguente strumentazione:

- una sonda inclinometrica biassiale, costituita da un corpo di acciaio inox munito di rotelle di guida con passo di 500 mm (intervallo di misura), dotata di appositi sensori servoaccelerometrici per la misura dell'inclinazione, con campo di misura di  $\sim \pm 30^\circ$ , sensibilità non inferiore a  $1/20.000 \text{ sen } \alpha$  ( $= 50 \text{ } \mu\text{m/m}$ ) e assetto azimutale non superiore a  $0.5^\circ$ ; i servoaccelerometri sono disposti su due piani ortogonali tra loro, dei quali uno parallelo alle scanalature di guida e l'altro perpendicolare ad esse;
- centralina portatile digitale, con appositi display per la lettura dei dati, eventualmente dotata di sistema di acquisizione;
- cavo elettrico di collegamento tra la sonda inclinometrica e la centralina di misura, con tacche vulcanizzate ogni 0.5 m e lunghezza non inferiore a 50 m, con relativo rullo avvolgicavo; la distanza tra la prima tacca di riferimento del cavo e l'asse tra le rotelle superiori della sonda inclinometrica dovrà in ogni caso essere pari a 500 mm; l'errore della metratura del cavo dovrà essere inferiore a 5 cm ogni 100 m e l'allungamento con carico di 20 kg inferiore allo 0.05%; il cavo dovrà inoltre garantire nel tempo la costanza della distanza tra le tacche di misura, da verificare con bindella metrica indeformabile ad intervalli regolari, non superiori a 6 mesi;
- carrucola dotata di strozzacavo da installare temporaneamente sulla testa del tubo inclinometrico durante le letture;
- sonda testimone per il controllo dei tubi inclinometrici prima dell'inizio di una serie di misure, con relativo rullo avvolgicavo.

### **10.2.5. Restituzione dati**

L'elaborazione delle misure deve fornire le seguenti informazioni (in termini sia di diagrammi che di tabulati numerici):

- posizione in quota della testa degli inclinometri;
- l'andamento degli spostamenti cumulativi lungo la verticale in modo da avere il movimento della tubazione a partire dalla prima misura.

### **10.3. MISURA DEGLI SPOSTAMENTI DELL'OPERA DI SOSTEGNO**

#### **10.3.1. Scopo**

La misura degli spostamenti della trave di coronamento delle opere di sostegno ha lo scopo di monitorare, attraverso l'installazione di mire topografiche, gli spostamenti dell'opera di sostegno a seguito della realizzazione della trincea stradale. Nota la posizione iniziale prima dell'inizio della costruzione con misure di spostamenti successivi si valuterà per differenza lo spostamento progressivo dovuto alle diverse fasi di costruzione.

Tutte le misure dovranno essere riferite a capisaldi fissi esterni all'area di influenza del rilevato.

#### **10.3.2. Descrizione della strumentazione e modalità di installazione**

La strumentazione da porre in opera per il monitoraggio degli spostamenti della trave di coronamento delle opere di sostegno sarà costituita da capisaldi topografici. In particolare si prevede di installare:

- N° 2 capisaldi per la Paratia 1
- N° 2 capisaldi per la Paratia 2
- N° 3 capisaldi per la Paratia 3
- N° 4 capisaldi per la Paratia 4

Contestualmente all'installazione della strumentazione verranno eseguite le necessarie livellazioni topografiche di precisione.

#### **10.3.3. Frequenza dei rilevamenti**

Le letture sugli strumenti avranno inizio al completamento della costruzione delle opere nelle tratte oggetto di monitoraggio.

Dovrà essere effettuata una serie di almeno 4 letture di zero per ogni strumento, la cui media fungerà da riscontro per le misure successive.

Le misure andranno eseguite con cadenza mensile per i primi 12 mesi dal completamento della costruzione delle opere di sostegno e con cadenza trimestrale per i 2 anni successivi.

In seguito alla rilevazione di fenomeni anomali si aumenterà opportunamente la frequenza di lettura della strumentazione.

#### **10.3.4. Modalità di misura**

I capisaldi topografici verranno letti mediante livellazione.

#### **10.3.5. Restituzione dati**

L'elaborazione delle misure deve fornire le seguenti informazioni (in termini sia di diagrammi che di tabulati numerici):

- posizione in quota e planimetrica di tutti i punti di misura;
- variazione della quota altimetrica e della posizione di tutti i punti di misura.

## **10.4. MISURA DELLE VARIAZIONI DI LIVELLO DELLA FALDA**

### **10.4.1. Scopo**

La misura del livello di falda ha lo scopo di verificare gli effetti generati dalla costruzione della trincea che potrebbero costituire un ostacolo al regolare deflusso della falda.

La misura verrà effettuata tramite piezometri posti su sezioni strumentate sia a monte che a valle delle trincee, confrontando i valori di monte e di valle.

### **10.4.2. Descrizione della strumentazione e modalità di installazione**

La strumentazione, già esistente, per il monitoraggio del livello di falda sarà costituita da celle piezometriche di tipo Casagrande.

I piezometri sono inseriti all'interno di fori di sondaggio, disposti secondo la posizione planimetrica riportata negli elaborati di progetto Ubicazione indagini geognostiche (rif. 02.01.11\_P017\_D\_GEO\_PG\_001\_A, 02.01.11\_P017\_D\_GEO\_PG\_002\_A e 02.01.11\_P017\_D\_GEO\_PG\_003\_A).

In particolare si fa riferimento ai piezometri attrezzati nei sondaggi B02, B04, B06, B10, B12, B13 e B16.

Contestualmente all'installazione della strumentazione verranno eseguite le necessarie livellazioni topografiche di precisione al fine di determinare la quota di testa dei piezometri cui riferire le misurazioni successive.

### **10.4.3. Frequenza dei rilevamenti**

Le letture sugli strumenti avranno inizio al completamento della costruzione della trave di coronamento delle opere di sostegno, nelle tratte oggetto di monitoraggio.

La prima misura di zero andrà eseguita al ripristino dello strumento. Successivamente le misure andranno eseguite con cadenza mensile fino ai primi 12 mesi, inclusi, a partire dal completamento della costruzione e con cadenza trimestrale per i 2 anni successivi.

In seguito alla rilevazione di fenomeni anomali si aumenterà opportunamente la frequenza di lettura della strumentazione.

Una volta all'anno dovrà essere eseguita anche una livellazione al fine di verificare la quota della testa dei piezometri.

### **10.4.4. Modalità di misura**

La lettura dei piezometri avverrà mediante freatimetro elettrico.

### **10.4.5. Restituzione dati**

L'elaborazione delle misure deve fornire le seguenti informazioni (in termini sia di diagrammi che di tabulati numerici):

- livello piezometrico in tutti i punti di misura;
- variazione del livello piezometrico di tutti i punti di misura.

