

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**U.O. OPERE GEOTECNICHE**

**PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA**

**COLLEGAMENTO FERROVIARIO CON L'AEROPORTO DI OLBIA**

GEOTECNICA DELLE OPERE ALLO SCOPERTO





**RELAZIONE DI STABILITÀ E CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI FERROVIARI**

SCALA:

-

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

RR00 10 R 11 RH GE00006 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	Pini	Ottobre 2022	G.Meneschineri	Ottobre 2022	T.Paoletti	Ottobre 2022	L. Berardi Gennaio 2023
B	Emissione Esecutiva	G.Meneschineri 	Gennaio 2023	G.Meneschineri 	Gennaio 2023	T.Paoletti 	Gennaio 2023	

File: RR0010R11RHGE0006001B.doc

n. Elab.:

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
2.1	Normativa di riferimento .....	5
2.2	Documenti di riferimento .....	6
2.3	Programmi di calcolo .....	6
<b>3</b>	<b>GEOMETRIA DELLE SEZIONI DI VERIFICA .....</b>	<b>7</b>
3.1	Rilevati .....	7
3.2	Trincee .....	8
<b>4</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>12</b>
4.1	Caratteristiche geotecniche delle unità .....	12
4.2	Modello Stratigrafico e parametri di progetto .....	12
4.3	Falda.....	14
<b>5</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE DEI RILEVATI E TRINCEE .....</b>	<b>15</b>
5.1	<b>Criteri di verifica agli stati limite .....</b>	<b>15</b>
5.1.1	Stati limite ultimi (SLU) .....	16
5.1.2	Stati limite di esercizio (SLE) .....	17
5.1.3	Verifiche in condizioni sismiche .....	17
5.2	<b>Metodologie di calcolo allo SLE.....</b>	<b>17</b>
5.2.1	Determinazione della zona compressibile Hc.....	18
5.2.2	Valutazione cedimenti per terreni sabbiosi.....	18
5.3	<b>Metodologie di calcolo allo SLU.....</b>	<b>19</b>
5.4	<b>Analisi dei Carichi .....</b>	<b>20</b>
5.4.1	Carichi ferroviari .....	20
5.4.2	Azioni sismiche per analisi di stabilità scarpate .....	21
5.4.3	Carichi accidentali.....	22
<b>6</b>	<b>ANALISI DI STABILITÀ' .....</b>	<b>23</b>
6.1	<b>Analisi di stabilità dei Rilevati ferroviari .....</b>	<b>23</b>

6.1.1	Sezione A - Condizioni statiche .....	23
6.1.2	Sezione A - Condizioni sismiche.....	24
<b>6.2</b>	<b>Analisi di stabilità delle Trincee .....</b>	<b>25</b>
6.2.1	Sezione B - Condizioni statiche .....	25
6.2.2	Sezione B - Condizioni sismiche.....	26
<b>6.3</b>	<b>Analisi di stabilità delle Trincee provvisorie .....</b>	<b>27</b>
6.3.1	Sezione C - Condizioni statiche .....	27
6.3.2	Sezione D - Condizioni statiche.....	29
<b>7</b>	<b>VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI.....</b>	<b>32</b>
<b>7.1</b>	<b>Criteri di valutazione dei cedimenti .....</b>	<b>32</b>
7.1.1	Valutazione cedimenti rilevati ferroviari.....	32
<b>7.2</b>	<b>Risultati.....</b>	<b>33</b>
<b>8</b>	<b>PIANO DI POSA RILEVATI .....</b>	<b>35</b>

## 1 PREMESSA

Il progetto in argomento prevede la realizzazione di una linea a semplice binario di circa 3,4 km che colleghi la stazione di Olbia Terranova e l'aeroporto di Olbia Costa Smeralda, individuato come aeroporto di interesse nazionale (DPR 201/2015).

Il perimetro della presente progettazione comprende i seguenti interventi:

- Nuova stazione Aeroporto Costa Smeralda;
- Bivio Micaleddu: bretella di collegamento tra la nuova linea per l'aeroporto e la linea esistente in direzione Ozieri – Chilivani.

Nel presente documento si riportano i dimensionamenti e le verifiche geotecniche di stabilità relative ai nuovi rilevati ferroviari di progetto. In particolare, nella presente relazione sono affrontati i seguenti aspetti:

- Breve richiamo delle condizioni geotecniche;
- Verifiche di stabilità delle scarpate dei rilevati;
- Valutazione dei cedimenti dei rilevati;
- Piani di posa.

Inoltre, il documento è integrato con le verifiche geotecniche di stabilità delle scarpate di scavo provvisorie propedeutiche alla realizzazione delle opere di progetto. Al riguardo nel seguito della relazione sono affrontati i seguenti aspetti:

- Breve richiamo delle condizioni geotecniche;
- Verifiche di stabilità delle scarpate di scavo.

## 2 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### 2.1 **Normativa di riferimento**

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 17/01/2018;
- [N.2]. Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- [N.3]. Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- [N.4]. C.M. 21/01/2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- [N.5]. RFI DTC SI PS MA IFS 001 C del 21/12/2018: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- [N.6]. RFI DTC SI PS SP IFS 001 C del 21/12/2018: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- [N.7]. UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- [N.8]. UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- [N.9]. UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- [N.10]. UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- [N.11]. UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- [N.12]. UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- [N.13]. UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- [N.14]. STI 2014 –Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.

## 2.2 Documenti di riferimento

La presente relazione è stata redatta con riferimento ai seguenti documenti.

- RR0000R11GEGE006001A – Relazione geotecnica generale
- RR0000R11L6GE006001A – Profilo geotecnico di linea – tav 1
- RR0000R11L6GE006002A – Profilo geotecnico di linea – tav 2

## 2.3 Programmi di calcolo

Nella redazione del presente documento sono stati utilizzati i seguenti programmi di calcolo:

- “Slide” - Il programma di calcolo è stato adottato per le verifiche di stabilità, è prodotto da Rocscience. E' validato ed utilizzato in svariati ambiti progettuali (Italferr, Autostrade, ecc.). In accordo a quanto prescritto nel paragrafo 10.2 del D.M. 14/01/2018, il progettista certifica la affidabilità del suddetto codice di calcolo e l'idoneità di utilizzo nel caso specifico
- “Cedimenti rilevati” - Il programma di calcolo è stato adottato per la valutazione dei cedimenti. È stato prodotto dall'ing. M. Martina. Il programma di calcolo è stato validato ed utilizzato in svariati ambiti progettuali (ANAS, Italferr, Autostrade, ecc.);

### 3 GEOMETRIA DELLE SEZIONI DI VERIFICA

#### 3.1 Rilevati

Il tracciato di progetto prevede la realizzazione dei seguenti nuovi rilevati:

*Tabella 1 – Rilevati Lungolinea*

ID WBS	Descrizione WBS	Progressiva iniziale [ pk ]	Progressiva finale [ pk ]	unita di misura	quantita'
<b>LINEA</b>					
RI01	Rilevato ferroviario SB con H fino a 1,50 m	+0.00	+100.00	m	100
RI01	Rilevato ferroviario SB con 1,50 m < H < 3,00 m	+100.00	+300.00	m	200
RI01	Rilevato ferroviario SB con 3,00 m < H < 4,50 m	+300.00	+450.00	m	150
RI01	Rilevato ferroviario SB con 4,50 m < H < 6,00 m	+450.00	+540.00	m	90
RI03	Rilevato ferroviario SB con 4,50 m < H < 6,00 m	+585.00	+607.60	m	23
RI05	Rilevato ferroviario SB con 4,50 m < H < 6,00 m	+607.60	+667.60	m	60
RI05	Rilevato ferroviario SB con 3,00 m < H < 4,50 m	+667.60	+780.00	m	112
RI06	Rilevato ferroviario SB con 3,00 m < H < 4,50 m	1+938.00	2+010.00	m	72
RI06	Rilevato ferroviario SB con 4,50 m < H < 6,00 m	2+010.00	2+085.00	m	75
<b>BIVIO MICALEDU</b>					
RI02	Rilevato ferroviario SB con H fino a 1,50 m	+0.00	+150.00	m	150
RI02	Rilevato ferroviario SB con 1,50 m < H < 3,00 m	+150.00	+300.00	m	150
RI02	Rilevato ferroviario SB con 3,00 m < H < 4,50 m	+300.00	+450.00	m	150
RI02	Rilevato ferroviario SB con 4,50 m < H < 6,00 m	+450.00	+524.00	m	74
RI04	Rilevato ferroviario SB con 4,50 m < H < 6,00 m	+569.00	+592.50	m	24

Le sezioni più critiche ai fini della verifica dei cedimenti e di stabilità sono rappresentate dai rilevati in approccio ai viadotti ferroviari. In particolare le verifiche sono condotte con riferimento alla sezione seguente:

1. Sez. A - RI03: rilevato di approccio in corrispondenza del viadotto VI01, che un'altezza di circa 8.00 metri sul p.c. per una larghezza di circa 20.00 metri in corrispondenza del p.f. ed una larghezza di circa 48 m al p.c.

Tale sezione si ritiene rappresentativa di tutti i tratti in rilevato in quanto è caratterizzata dalla massima altezza e la stratigrafia dei terreni di fondazione prevede il massimo spessore dei terreni di riporto superficiali, caratterizzati dai valori minimi di resistenza e deformabilità tra quelli interessati dalle opere di progetto.

Alle scarpate del rilevato viene conferita una pendenza 3H:2V con banca intermedia di 2.00m per altezze superiori ai 6.00m.

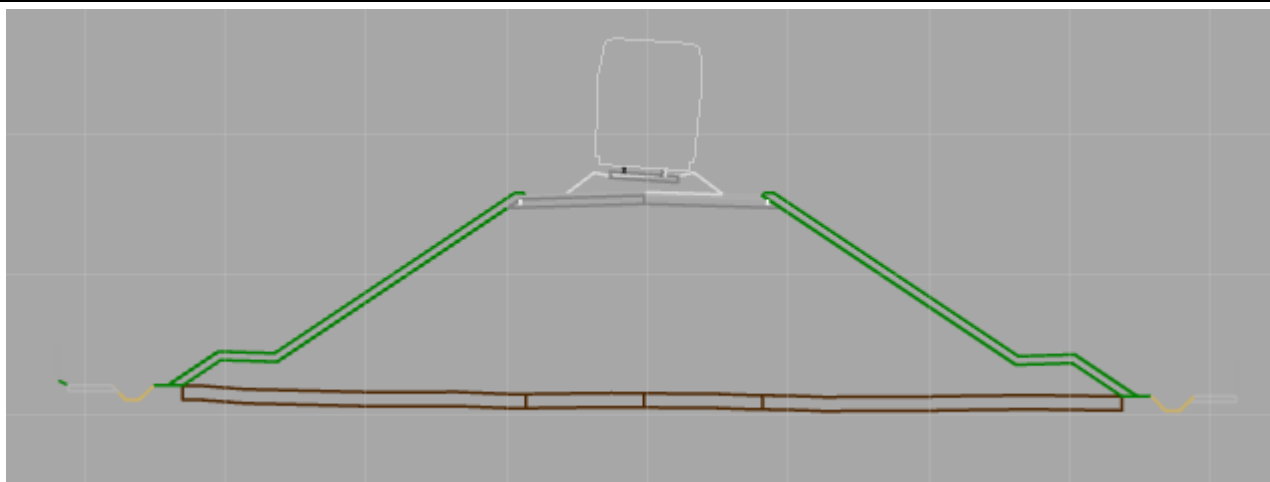


Figura 1: Sezione di calcolo A

### 3.2 Trincee

Il tracciato di progetto prevede la realizzazione dei seguenti tratti in trincea:

Tabella 2 – Trincee Lungolinea

ID WBS	Descrizione WBS	Progressiva iniziale [pk]	Progressiva finale [pk]	SVILUPPO OPERA		
				Doppio o Singolo Binario	unità di misura	quantità
<b>LINEA</b>						
TR01	DB - Interasse Variabile	+607.60	+958.00	DB	m	350
TR02		+958.00	1+050.00	SB	m	92
TR03	Trincea tra muri ad U MU07	1+050.00	1+169.00	SB	m	119
TR04	Trincea tra muri ad U MU08	1+615.00	1+745.00	SB	m	130
TR05		1+745.00	1+938.00	SB	m	193

Per la realizzazione delle opere di progetto, ed in particolare per la realizzazione dei tratti di galleria artificiale è inoltre prevista l'esecuzione di scavi di sbancamento. Il presente documento viene quindi integrato con le verifiche di stabilità degli scavi suddetti.

Per le trincee provvisorie in generale si prevedono scarpate con pendenza 3H:2V all'interno dei depositi alluvionali, pendenza 1H:1V per gli scavi che interessano gli strati intermedi (cappellaccio alterato) e pendenza 1H:5V per gli scavi che interessano il substrato litoide (rif. Figura 5 e Figura 6), consolidati mediante chiodature e spritz beton. Nelle analisi a favore di sicurezza sono stati trascurati i contributi dei consolidamenti.

Si prevede la realizzazione di banche di larghezza pari ad 1m(provvvisorie)-2m(definitive) ogni 6m di dislivello.

Si riportano di seguito la sezione scelte ai fini della verifica di stabilità:



2. Sez. B - sezione del tratto finale della TR02, con altezza di scavo di circa 4.65 metri.

Tale sezione si ritiene rappresentativa di tutti i tratti in trincea a cielo aperto in quanto è caratterizzata dalla massima altezza di scavo ed interessa maggiormente i terreni di riporto superficiali, caratterizzati dai valori minimi di resistenza e deformabilità tra quelli interessati dalle opere di progetto.

A favore di sicurezza l'analisi di stabilità è stata condotta con riferimento alla fase di realizzazione del rilevato ferroviario, in cui la quota di fondo scavo è circa 50 cm inferiore rispetto alla livelletta ferroviaria.

Le sezioni più critiche per gli scavi di sbancamento provvisionali scelte ai fini della verifica di stabilità sono individuate come di seguito:

3. Sezione C: Scarpata di scavo per il muro della TR03: pk. 1+050-1+169, altezza di scavo pari a 11.50 m, pk, sbancamento in corrispondenza dello spessore massimo dei depositi alluvionali (Tipo B);
4. Sezione D: Scarpata di scavo per la galleria artificiale GA02: pk. 1+490-1+615, altezza di scavo massima pari a 14,50 m (Tipo A).

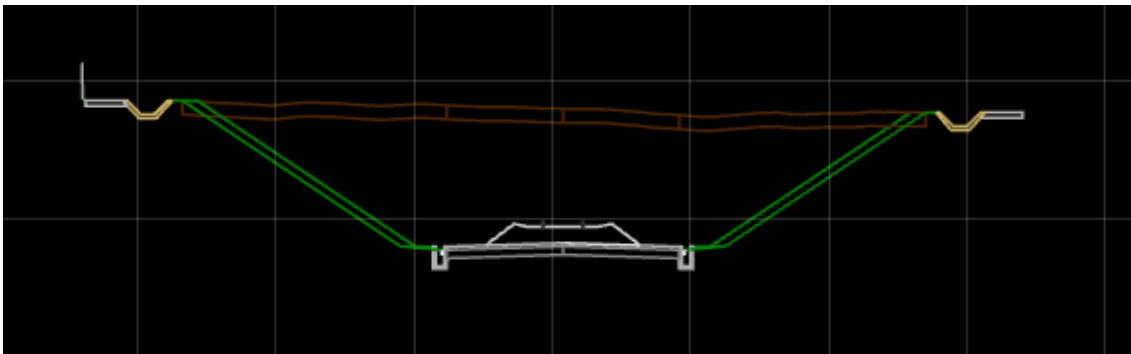


Figura 2: Sezione di calcolo B

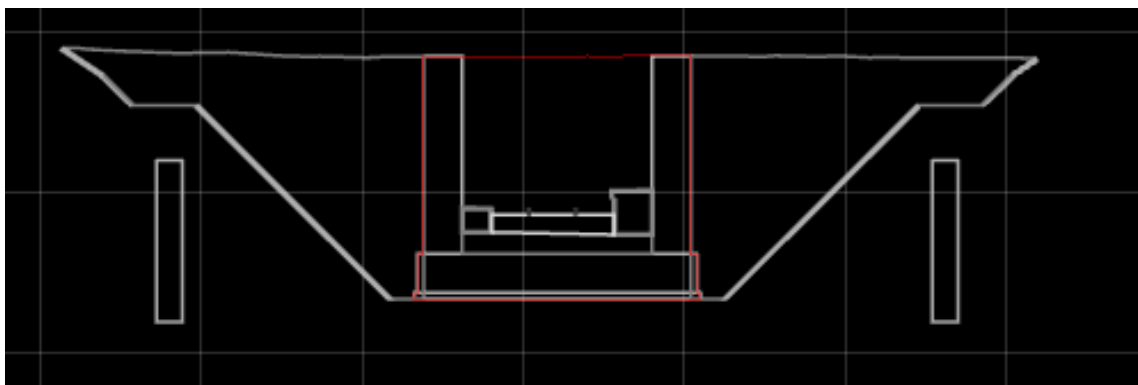


Figura 3: Sezione di calcolo C



Figura 4: Sezione di calcolo D

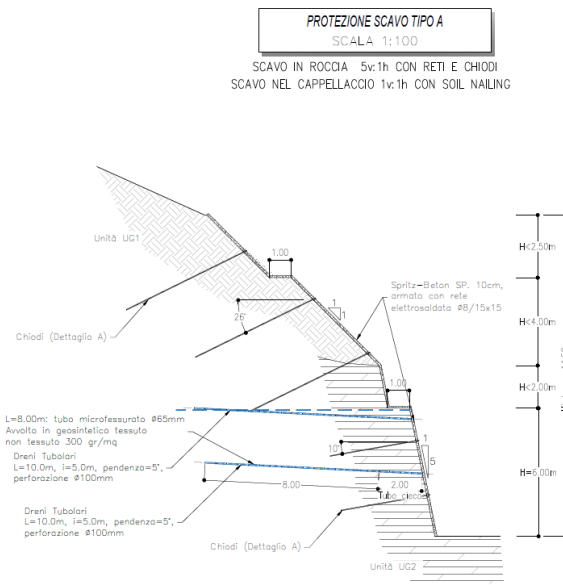


Figura 5: Tipologico scavo Tipo A

**PROTEZIONE SCAVO TIPO B**

SCALA 1:100

SCAVO NEL CAPPELLACCIO 1v:1h CON SOIL NAILING  
SCAVO NELE COPERTURE 2v:3h CON SOIL NAILING

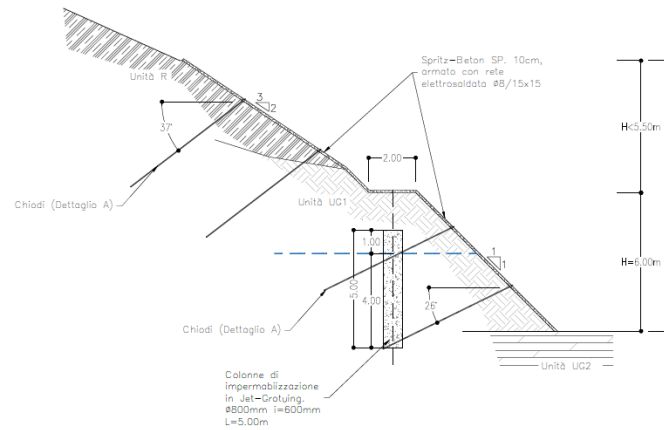


Figura 6: Tipologico scavo Tipo B

## 4 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

La successione stratigrafica è stata desunta sulla base delle indagini eseguite e dai rilievi e studi geologico- geomorfologici. Per la scelta dei parametri geotecnici di progetto delle unità intercettate ci si è basati sui risultati delle indagini eseguite per l'intero tracciato in progetto.

Nel seguito vengono definite le unità geotecniche intercettate. Nel profilo stratigrafico longitudinale sono mostrati i risultati di tutte le indagini eseguite e sarà utilizzato per la definizione della successione stratigrafica in corrispondenza delle singole opere in progetto e della linea in generale.

### 4.1 Caratteristiche geotecniche delle unità

Sulla base dei risultati delle indagini (in sito ed in laboratorio) delle campagne geognostiche, si perviene ad una caratterizzazione geotecnica dei terreni e quindi alla definizione della stratigrafia e dei parametri geotecnici di progetto.

Si riportano le unità geotecniche che costituiscono il terreno di fondazione dei rilevati:

- **Unità R – Depositi alluvionali:** si tratta del terreno intercettato a partire da p.c., costituito prevalentemente da sabbie e subordinate sabbie limoso-argillose.
- **Unità UG1 – Cappellaccio alterato:** sabbie da grossolane a medi derivanti da alterazione, arenizzazione e disgregazione dell'ammasso lapideo sottostante;
- **Unità UG2 – Substrato litoide:** monzograniti da integri a molto fratturati

### 4.2 Modello Stratigrafico e parametri di progetto

Nel seguito si sintetizzano le caratteristiche geotecniche di progetto per le varie unità geotecniche, in accordo a quanto definito nella relazione geotecnica generale, a cui si rimanda per i dettagli, ed il livello di falda per ciascuna sezione analizzata.

Il modulo di deformazione elastico operativo per il calcolo dei cedimenti dei rilevati ( $E'$ ) è stato valutato dal modulo di deformazione elastico iniziale ( $E_0$ ) a piccole deformazioni, in particolare si è assunto  $E' = E_0/10$ . Per il valore del modulo di deformazione elastico iniziale ( $E_0$ ) è stato considerato l'andamento con la profondità definito nella relazione geotecnica generale, sulla base di tutte le indagini disponibili.

Si riporta di seguito la stratigrafia in corrispondenza delle sezioni di verifica della stabilità precedentemente descritte. Per il rilevato ferroviario la sezione individuata è stata adottata anche per la verifica dei cedimenti del rilevato.

- Sezione A (WBS "RI03"), pk. 0+585
  - Unità R: da p.c. a 3,60 m
  - Unità UG1: da 3,60 m a 8,65m
  - Unità UG2: da 8,65m in poi
- Sezione B (WBS "TR02"), pk. 1+049
  - Unità R: da p.c. a 5,55 m
  - Unità UG1: da 5,55 m a 11,30m
  - Unità UG2: da 11,30m in poi
- Sezione C (WBS "MU01", scavo provvisorio), pk. 1+051
  - Unità geotecnica R: da p.c. a -5,5m
  - Unità geotecnica UG1: da -5,5m a -11,3m
  - Unità geotecnica UG2: da -11,3m in poi.
- Sezione D (WBS "GA02", scavo provvisorio), pk. 1+450
  - Unità geotecnica UG1: da p.c. a -5,5m
  - Unità geotecnica UG2: da -5,5m in poi.

Si sintetizzano di seguito i parametri geotecnici dei rilevati e delle formazioni geologiche interessate dalle opere.

**Rilevato ferroviario**

- $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$       peso di volume naturale
- $c' = 0 \text{ kPa}$               coesione drenata
- $\phi' = 38^\circ$                 angolo di resistenza al taglio

**Unità R – Depositi alluvionali**

- $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$       peso di volume naturale
- $c' = 0 \text{ kPa}$               coesione drenata
- $\phi' = 30^\circ$                 angolo di resistenza al taglio
- $E = 20 \text{ MPa}$               modulo di deformazione elastico

**Unità UG1 – Cappellaccio alterato**

- $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$       peso di volume naturale
- $c' = 0 \text{ kPa}$               coesione drenata
- $\phi' = 40^\circ$                 angolo di resistenza al taglio
- $E = 40 \text{ MPa}$               modulo di deformazione elastico per profondità fino 8m da p.c.
- $E = 60 \text{ MPa}$               modulo di deformazione elastico per profondità da 8m a 14m da p.c.
- $E = 80 \text{ MPa}$               modulo di deformazione elastico per profondità superiori a 14m da p.c.

### Unità UG2 – Substrato litoide

- $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale dell'ammasso
- $GSI=65$  e  $D=0.5$
- $c' = 280 \text{ kPa}$  coesione drenata dell'ammasso
- $\varphi' = 65^\circ$  angolo di resistenza al taglio dell'ammasso
- $E = 1800 \text{ MPa}$  modulo di deformazione elastico dell'ammasso

### 4.3 Falda

La profondità della falda varia per lungo lo sviluppo della tratta; nel profilo stratigrafico longitudinale è riportato il livello massimo di falda di progetto derivante dall'interpretazione di tutte le misure piezometriche. Per il dimensionamento delle singole opere d'arte si è fatto riferimento al livello di falda indicato nel profilo e nella relazione geotecnica, di seguito riportato:

- Sezione A (WBS "RI03"), pk. 0+585: falda a -2,0 m da p.c.
- Sezione B (WBS "TR02"), pk. 1+049: falda a -5,5 m da p.c.
- Sezione C (WBS "MU01", scavo provvisorio), pk. 1+051: falda a -5,5 m da p.c.
- Sezione D (WBS "GA02", scavo provvisorio), pk. 1+450: falda a -8,8 m da p.c.

Per le sezioni B, C e D le analisi sono state cautelativamente condotte con riferimento alle letture sul più vicino sondaggio S1, ubicando la falda a -4-m da p.c.

## 5 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI RILEVATI E TRINCEE

### 5.1 Criteri di verifica agli stati limite

Per le opere in esame, la normativa vigente richiede l'esecuzione delle seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese (par. 6.2.3. NTC2018)

- Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU);
- Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 NTC2018})$$

dove:

- $E_d$  valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- $R_d$  valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione  $E_d \leq R_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare (si vedano i paragrafi seguenti). Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto  $E_d$  tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par. 6.2.3.1 NTC2018)

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 NTC2018})$$

dove:

- $E_d$  valore di progetto dell'effetto dell'azione;
- $C_d$  valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (definito Progettista Strutturale).

La verifica della condizione  $E_d \leq C_d$  deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.

In base a quanto indicato dalle NTC 2018 le verifiche di sicurezza che devono essere condotte per opere costituite da materiali sciolti sono le seguenti.

### 5.1.1 Stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di stabilità in campo statico di opere in materiali sciolti, quali rilevati e fronti di scavo, devono essere eseguite secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2 + M2 + R2, NTC2018), tenendo conto dei coefficienti parziali sotto definiti.

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 (vedasi Par. C.6.8.6.2 NTC2018), calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto

$$R = R \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right]$$

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive ed al termine della costruzione.

Facendo riferimento a quanto richiesto dalle NTC2018, per le verifiche agli stati limite ultimi si sono adottati i valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle che seguono.

*Tabella 3 – Coefficienti parziali sulle azioni*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

dove:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO CON L'AEROPORTO DI OLBIA</b>					
RELAZIONE STABILITÀ E CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI FERROVIARI	COMMESSA RR00	LOTTO 10	CODIFICA R11RH	DOCUMENTO GE0006001	REV. B	FOGLIO 17 di 35

*Tabella 4 – Coefficienti parziali sui terreni (Tab. 6.2.II, Doc. Rif Doc. rifxxx)*

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

*Tabella 5 – Coefficienti parziali per verifiche di stabilità globale*

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

### 5.1.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali, che gli spostamenti dell'opera in esame e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità della struttura e con la sicurezza e la funzionalità di manufatti adiacenti.

In particolare, successivamente al completamento del piano di posa del ballast devono essere inferiori a 5 cm, in accordo a quanto prescritto all'interno del Manuale di Progettazione RFI.

### 5.1.3 Verifiche in condizioni sismiche

La stabilità globale in condizioni sismiche e post-sismiche di opere in materiali sciolti, quali rilevati, è stata verificata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2 + M2 + R2), tenendo conto dei coefficienti parziali delle azioni e dei materiali richiamati in precedenza e ponendo i coefficienti parziali sulle resistenze pari a 1.2. Coerentemente a quanto richiesto dal MdP RFI, il coefficiente di combinazione  $\psi$  per il carico variabile da traffico è stato posto pari a 0.2.

## 5.2 Metodologie di calcolo allo SLE

L'analisi del cedimento è stata effettuata utilizzando il foglio di calcolo sviluppato dall'ing. Mancina per l'analisi delle tensioni indotte nel sottosuolo dai carichi applicati in superficie. Con il programma di calcolo è possibile analizzare cedimenti di rilevati illimitati sia di rilevati semi-illimitati.

Nel caso di rilevati illimitati, generalmente il calcolo è stato effettuato in corrispondenza dell'asse del rilevato (cedimento massimo).

Nel caso di rilevati semi-illimitati il cedimento viene valutato in condizione di area di carico semi – infinita; quindi si può individuare l'andamento del cedimento in asse rilevato in direzione longitudinale (tenendo eventualmente anche conto della pendenza longitudinale del rilevato), al fine di determinare la posizione (rispetto alla spalla) della sezione con cedimento massimo.

Nel seguito sono stati valutati i cedimenti di rilevati dell'asse ferroviario, e quindi illimitati, ed il calcolo è stato effettuato in corrispondenza dell'asse del rilevato (cedimento massimo).

### 5.2.1 Determinazione della zona compressibile Hc

Viene definita convenzionalmente zona compressibile (Hc) la profondità oltre la quale l'incremento delle tensioni verticali ( $\Delta\sigma_z$ ) risulti inferiore a  $(0.10) \cdot (\sigma'_{vo})$  (essendo  $\sigma'_{vo}$  la tensione verticale efficace litostatica) e il contributo al cedimento può essere considerato trascurabile.

### 5.2.2 Valutazione cedimenti per terreni sabbiosi

Il cedimento dei rilevati poggianti su terreni sabbiosi può essere determinato ricorrendo alla teoria dell'elasticità ed alla seguente espressione:

Dove

st = cedimento totale

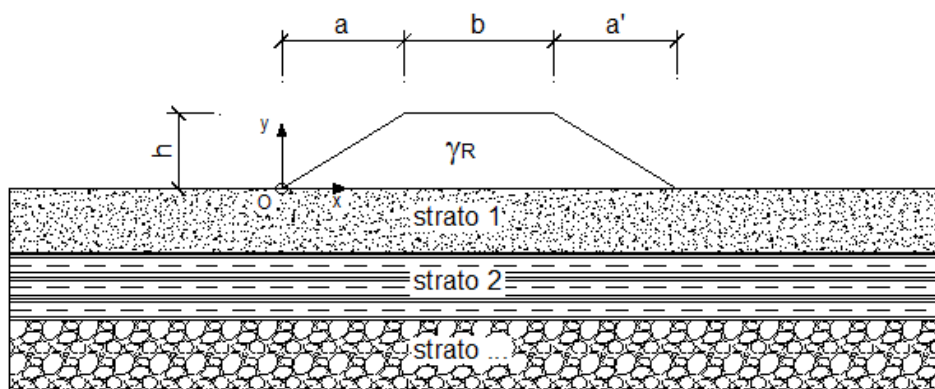
$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$  = tensioni indotte dal carico

hi = altezza dello strato i-esimo

n = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile (Hc)

Ei' = modulo di deformazione elastico drenato dello strato i-esimo

$\nu'$  = rapporto di Poisson = 0.3



	<b>PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA</b>					
	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO CON L'AEROPORTO DI OLBIA</b>					
RELAZIONE STABILITÀ E CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI FERROVIARI	COMMESSA RR00	LOTTO 10	CODIFICA R11RH	DOCUMENTO GE0006001	REV. B	FOGLIO 19 di 35

Figura 7: *Discretizzazione corpo di carico*

Il comportamento dei terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie), quali i terreni di fondazione del progetto in argomento, risulta macroscopicamente diverso da quello dei terreni a grana fine (limi e argille), in virtù della marcata differenza esistente tra i valori del coefficiente di permeabilità. Avendo infatti elevata permeabilità essi si comportano come un sistema aperto con libero flusso dell'acqua e l'eventuale sovrappressione dell'acqua interstiziale, generata da una qualunque causa che ne disturbi l'equilibrio originario, si dissipa in tempi estremamente brevi. Ne consegue che, ai fini pratici, si può trascurare il moto di filtrazione transitorio e fare riferimento direttamente alle condizioni di equilibrio finale.

Il decorso del cedimento nel tempo può essere pertanto considerato rapido, praticamente contemporaneo alla costruzione dell'opera.

### 5.3 Metodologie di calcolo allo SLU

Le verifiche di stabilità per le scarpate definitive dei rilevati ferroviari sono state svolte sia in condizioni statiche che sismiche in accordo a quanto previsto da normativa vigente. Le verifiche delle scarpate provvisorie per la realizzazione delle Gallerie Artificiali sono state svolte nelle sole condizioni statiche sempre in accordo a quanto previsto da normativa vigente.

L'esame delle condizioni di stabilità è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Per la valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità globale si è impiegato il codice di calcolo denominato Slide 5.0, in cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. Sono state cautelativamente considerate ipotesi di deformazione piana. In particolare, in questa sede si fa riferimento al metodo di Bishop che prevede superfici di scorrimento circolari nei terreni. Nelle analisi sono state ovviamente tralasciate le superfici più corticali in quanto poco significative e per le quali non risulta idonea una analisi convenzionale all'equilibrio limite.

Il coefficiente di sicurezza FS a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie:

$$FS = \frac{\int_S \tau_{disp}}{\int_S \tau_{mob}}$$

In relazione alla caratterizzazione delle unità geotecniche le verifiche sono state condotte in condizioni drenate.

## 5.4 Analisi dei Carichi

### 5.4.1 Carichi ferroviari

Le analisi di stabilità dei rilevati ferroviari sono state svolte con i carichi permanenti ed accidentali valutati in accordo alle STI.

Nelle analisi in accordo alle STI oltre ai carichi permanenti di 14.4 kPa, a cui poi va applicato il coefficiente parziale per le azioni,  $\gamma_F = 1.3$ , Tabella 5.2.V, va considerato un carico da traffico ferroviario, valutato dal modello di carico 71 di cui al punto 6.3.2. della norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

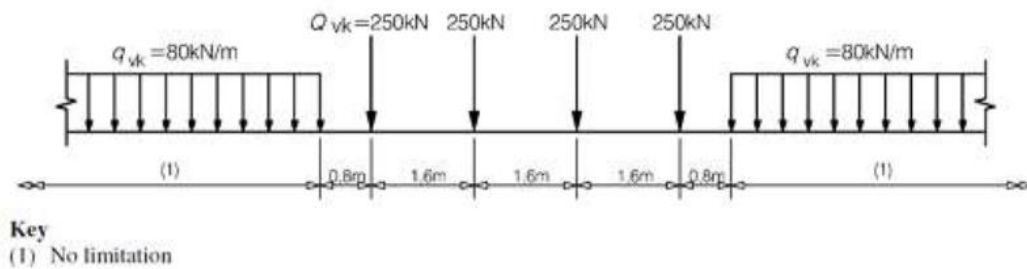
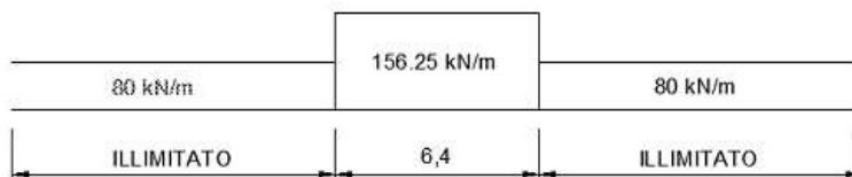


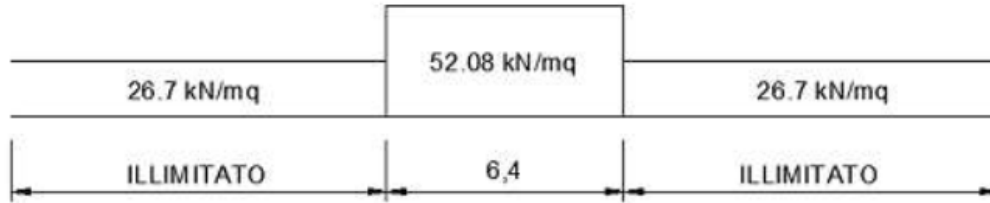
Figura 8: Load model 71 (al punto 6.3.2. della norma EN 1991-2:2003)

Il carico equivalente per le opere in terra si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla norma EN 1991-1:2003. Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale il carico verticale equivalente a metro lineare agente a quota piattaforma ferroviaria risulta pari a

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m (a 0.7 m dal piano ferro), secondo quanto previsto dalla norma EN 1991-2:2003 punto 6.3.6.4, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria.



A tali carichi si deve applicare il coefficiente  $\alpha$  relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella seguente tabella.

Tipi di linea o categorie di linea STI	Valore minimo del fattore alfa ( $\alpha$ )
IV	1.1
V	1.0
VI	1.1
VII-P	0.83
VII-F, VII-M	0.91

Nel caso in esame il coefficiente  $\alpha$  è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P2 per il traffico passeggeri e F1 per il traffico merci.

Quindi in sintesi per le condizioni di carico esaminate si applicano i seguenti carichi derivanti da STI:

- Condizioni statiche: carico permanente pari a 18.8 kPa, carico accidentale pari a 67.7 kPa.
- Condizioni sismiche: carico permanente pari a 14.4 kPa, carico accidentale pari a 10.4 kPa (coefficiente di combinazione pari a 0.2 come da § 2.3.3 delle Specifiche RFI). In condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni vanno posti pari ad 1.

#### 5.4.2 Azioni sismiche per analisi di stabilità scarpate

In generale, il metodo pseudo-statico modella l'azione sismica considerando in luogo delle azioni dinamiche azioni statiche equivalenti ovvero forze statiche orizzontali  $f_h$  e verticali  $f_v$  per unità di volume, d'intensità pari al prodotto fra il peso specifico del corpo  $\gamma$  sottoposto all'azione dinamica ed un coefficiente sismico:

- $f_h = \gamma \cdot k_h$  forza orizzontale per unità di volume
- $f_v = \gamma \cdot k_v$  forza verticale per unità di volume

dove

$\gamma$  = peso specifico del volume considerato.

In accordo alla normativa vigente per le analisi in esame, la componente orizzontale ( $a_h$ ) dell'accelerazione può essere legata all'accelerazione massima attraverso la seguente relazione:

- $k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g$   $k_v = \pm k_h/2$

dove:

- $k_h$  = coefficiente sismico in direzione orizzontale;  $k_v$  = coefficiente sismico in direzione verticale;
- $a_{max}$  = accelerazione massima attesa al sito;  $g$  = accelerazione di gravità;  $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dall'accelerazione massima attesa al sito.

Per le sezioni di riferimento si ha la seguente caratterizzazione sismica ( $V_N=75$ ,  $CU=1,5$ ,  $SLV$ , Categoria E):

- $a_g / g = 0.056$ ,  $S_s = 1.60$

Da cui  $a_{max} = 0.056 \cdot 1.60 = 0.089g$

Per le analisi di stabilità sismiche  $SLV$  di rilevati, il coefficiente di riduzione dall'accelerazione massima attesa al sito va assunto pari a  $\beta_s = 0.38$ .

Quindi si ha in condizioni sismiche:

- $k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g = 0.034$
- $k_v = \pm k_h/2 = \pm 0.017$

### 5.4.3 Carichi accidentali

Per le analisi di stabilità delle trincee provvisorie è stato cautelativamente considerato un sovraccarico accidentale di 10 kPa agente a monte della scarpata. Nella modellazione in condizioni statiche il carico è stato quindi assunto pari a 13 kPa ( $\gamma_F = 1.3$ , Tabella 2.6.I NTC 2018).

## 6 ANALISI DI STABILITÀ

Nelle seguenti figure sono mostrati i risultati delle verifiche di stabilità delle scarpate sia in condizioni statiche che sismiche SLU (viene riportata la verifica più gravosa valutata con  $\pm K_v$ ), in condizioni drenate. I tabulati di calcolo completi sono riportati in Allegato 1.

Nel caso di scarpate provvisorie, quali quelle delle trincee della Gallerie Artificiali, le verifiche sono state condotte nelle sole condizioni statiche.

I fattori di sicurezza minimi ottenuti dalle verifiche sono sempre maggiori di quanto prescritto da normativa ( $\gamma_R \geq 1.1$  per le analisi statiche SLU e  $\gamma_R \geq 1.2$  per le analisi sismiche SLV); quindi le verifiche di stabilità risultano sempre soddisfatte.

### 6.1 Analisi di stabilità dei Rilevati ferroviari

#### 6.1.1 Sezione A - Condizioni statiche

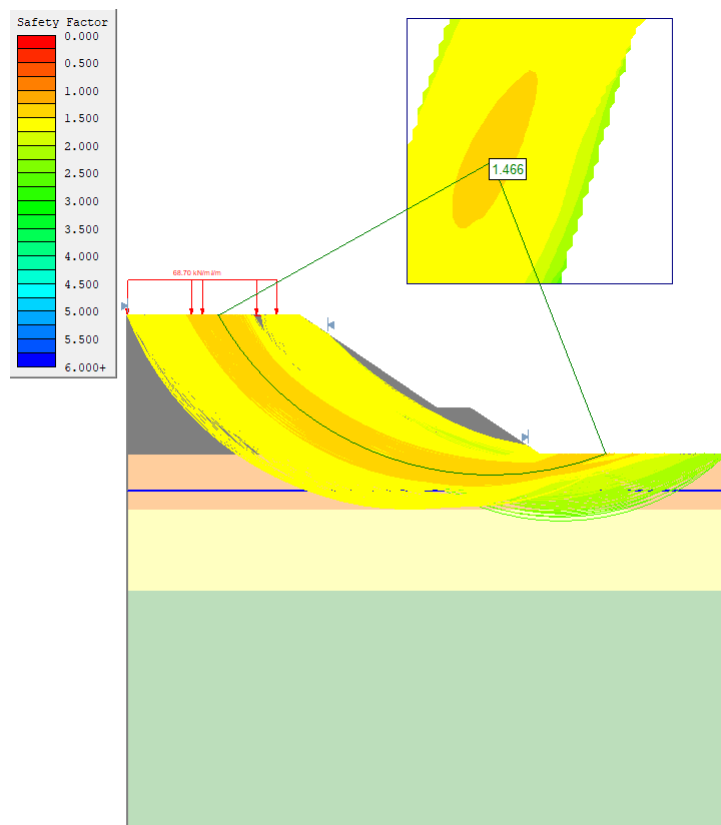


Figura 9: *Analisi statica – Condizioni drenate*

**FS,min=1,47**

**6.1.2 Sezione A - Condizioni sismiche**

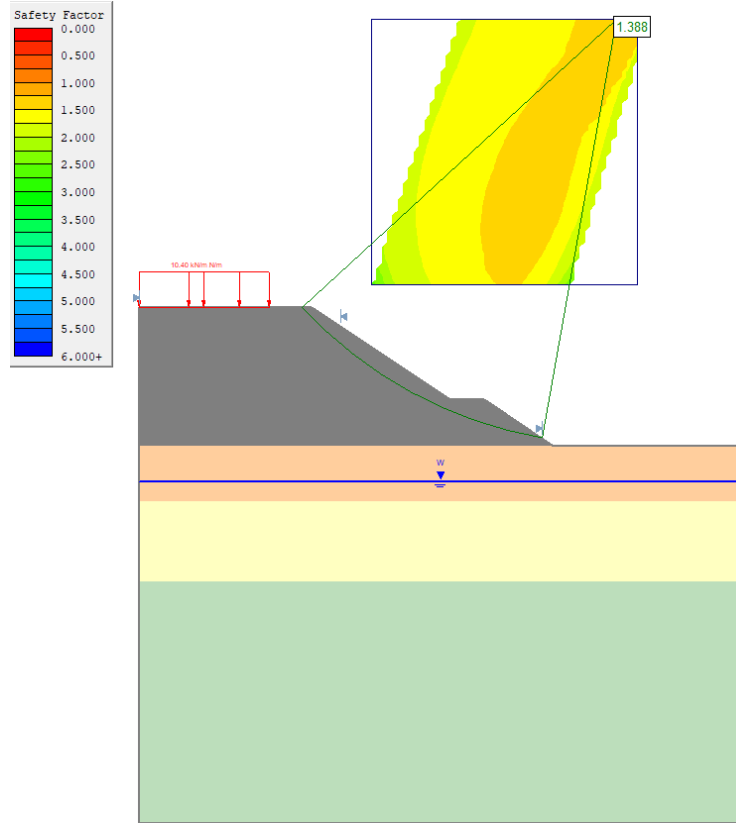


Figura 10: *Analisi sismica – Condizioni drenate*

**FS,min=1,39**



## 6.2 Analisi di stabilità delle Trincee

### 6.2.1 Sezione B - Condizioni statiche

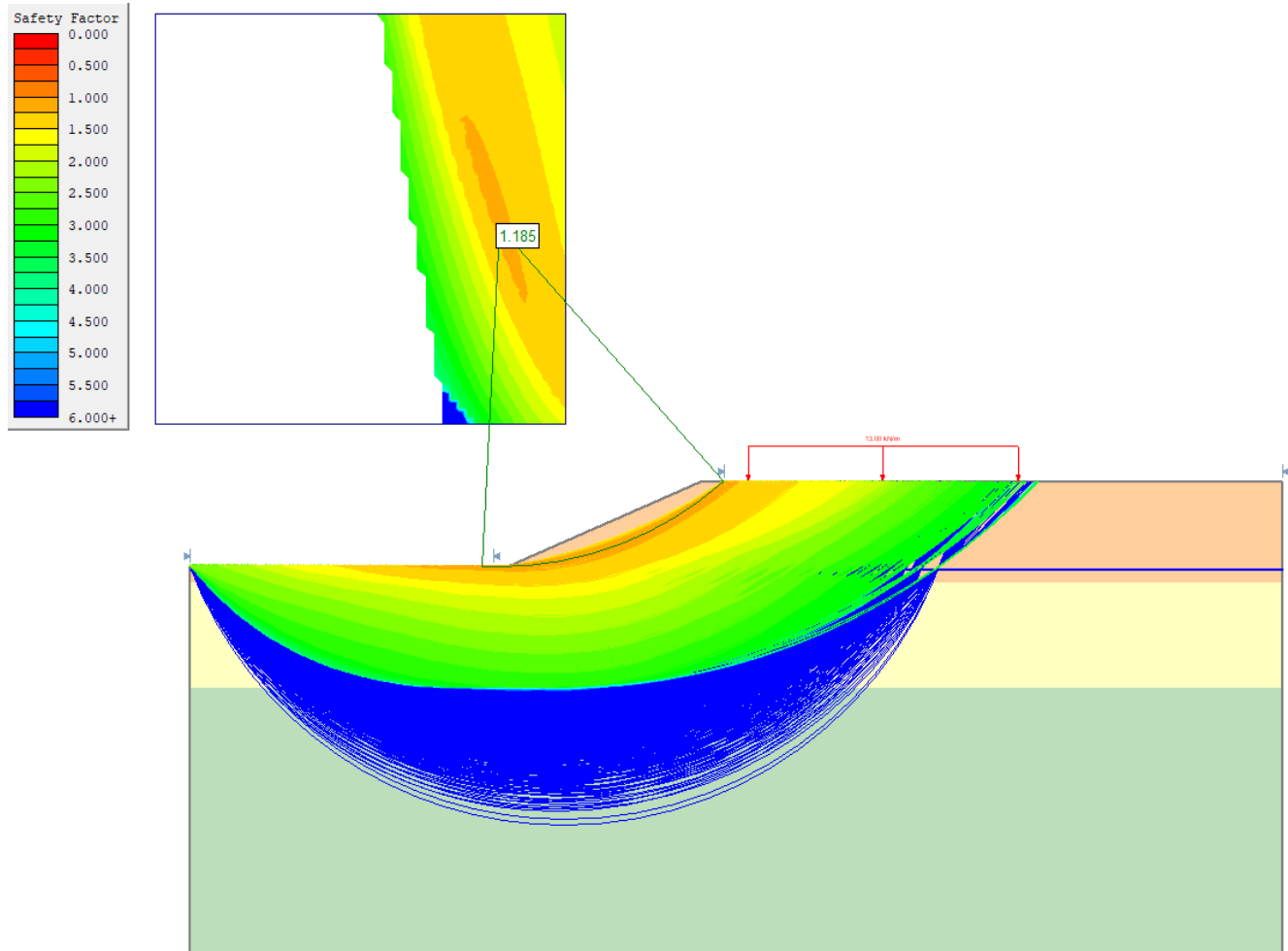


Figura 11: *Analisi statica – Condizioni drenate*

**FS,min=1,18**

### 6.2.2 Sezione B - Condizioni sismiche

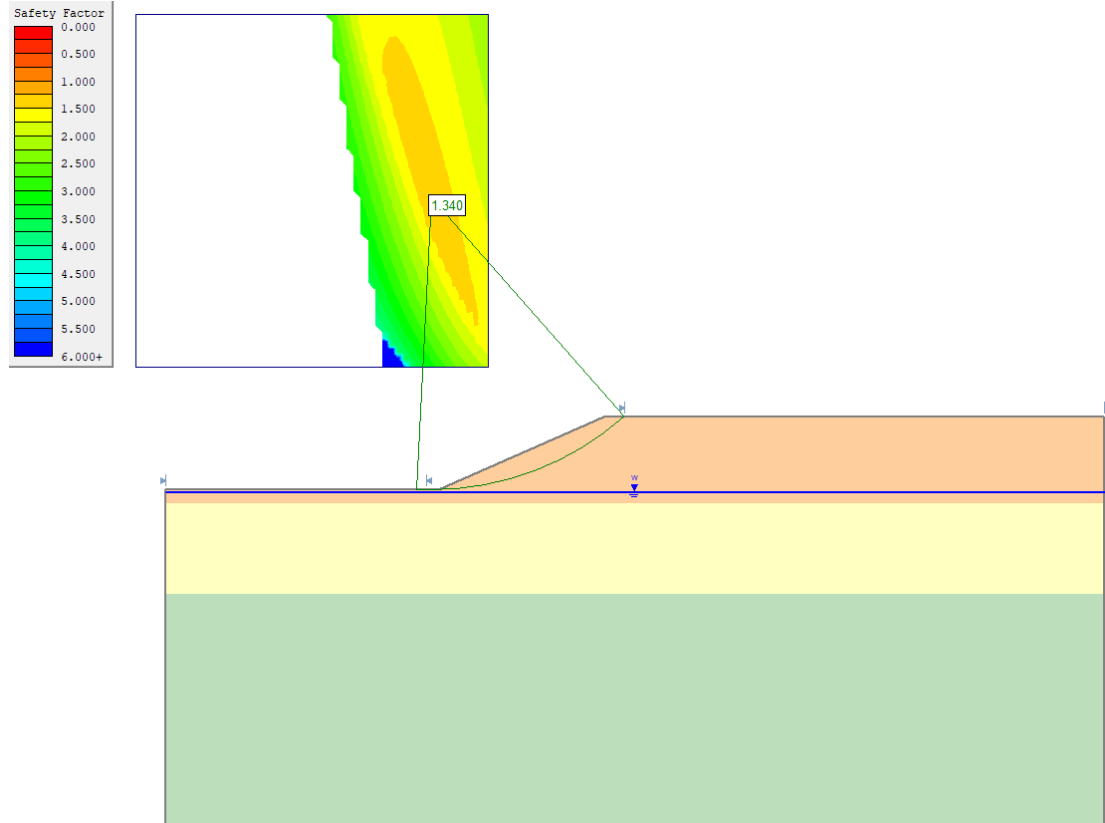


Figura 12: *Analisi sismica – Condizioni drenate*

**FS,min=1,34**

### 6.3 Analisi di stabilità delle Trincee provvisorie

In relazione alle altezze di sbancamento, per le trincee provvisorie le verifiche sono state condotte per diverse possibili modalità di formazione delle superfici di scivolamento, allungando progressivamente la superficie di scivolamento in ingresso e accorciando quella in uscita. In particolare sono state analizzate le seguenti condizioni:

1. Verifica globale monte valle
2. Verifica monte valle a partire dalla prima banca intermedia
3. Verifica monte valle a partire dalla seconda banca intermedia (solo per la sezione D)

#### 6.3.1 Sezione C - Condizioni statiche

##### Verifica globale monte valle

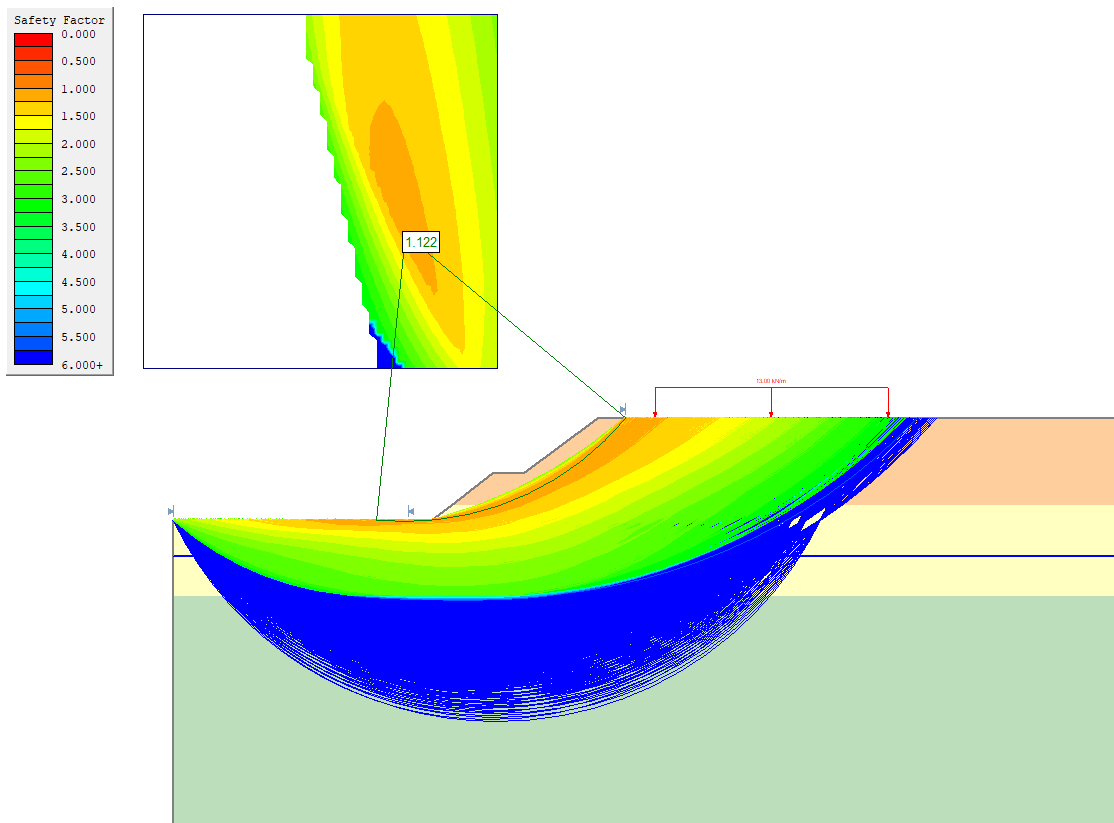


Figura 13: *Analisi statica – Condizioni drenate*

**FS,min=1,12**

Verifica monte valle a partire dalla prima banca intermedia

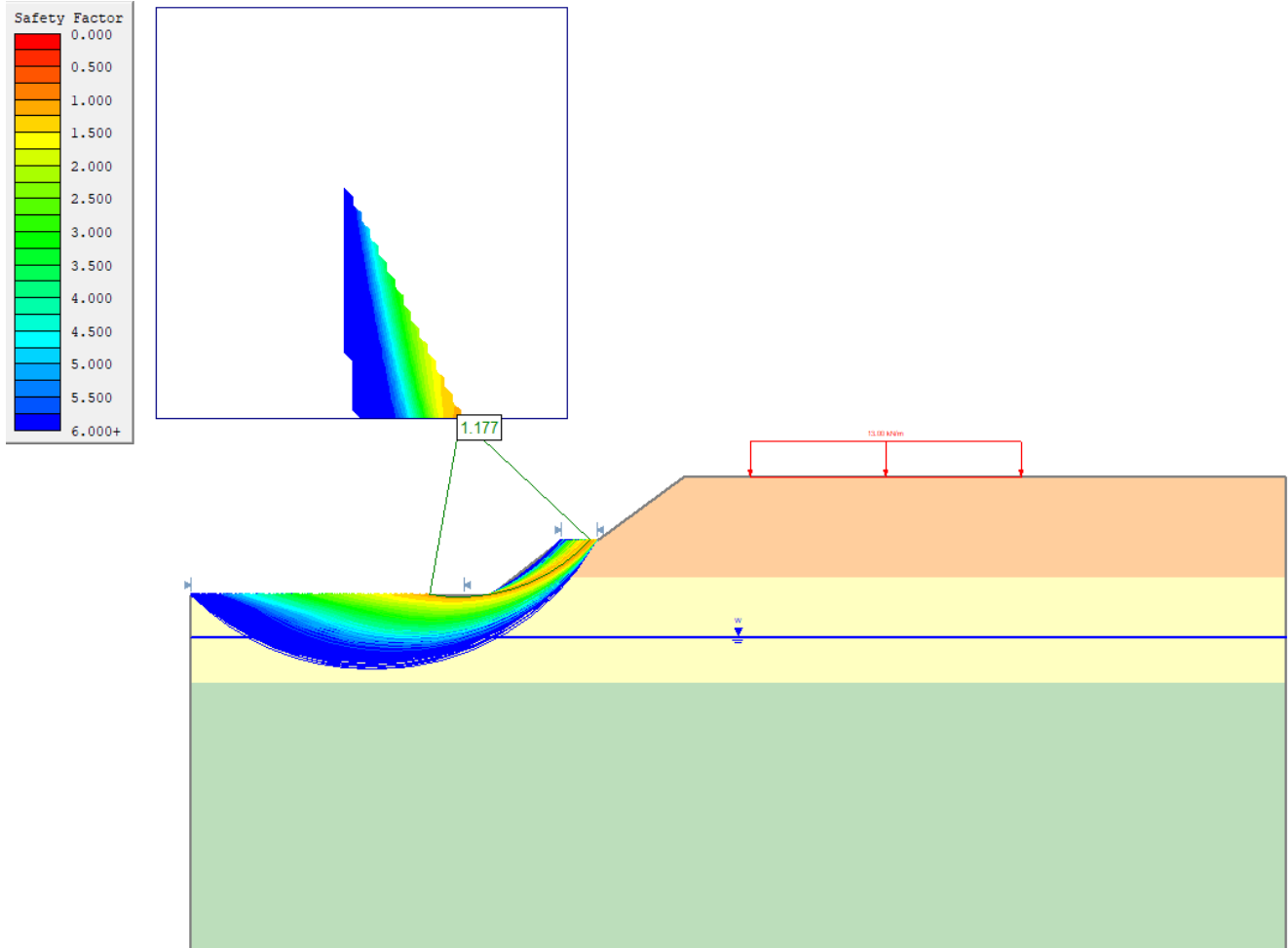


Figura 14: *Analisi statica – Condizioni drenate*

### 6.3.2 Sezione D - Condizioni statiche

#### Verifica globale monte valle

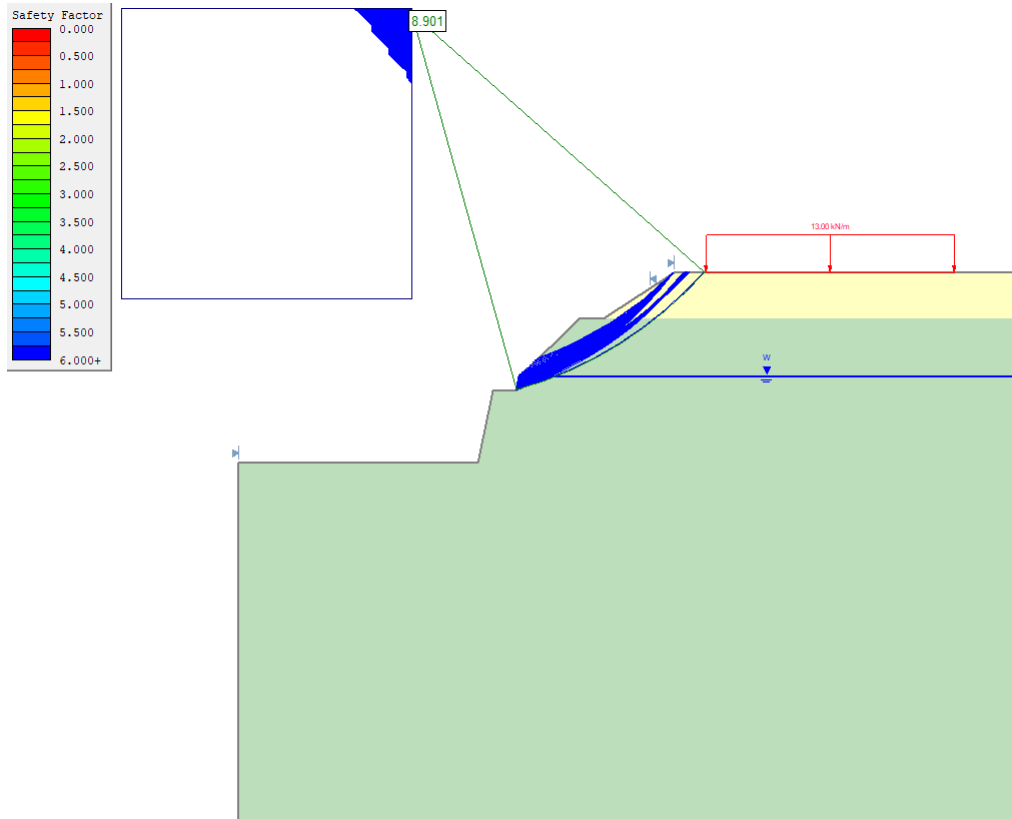


Figura 15: *Analisi statica – Condizioni drenate*

Verifica monte valle a partire dalla prima banca intermedia

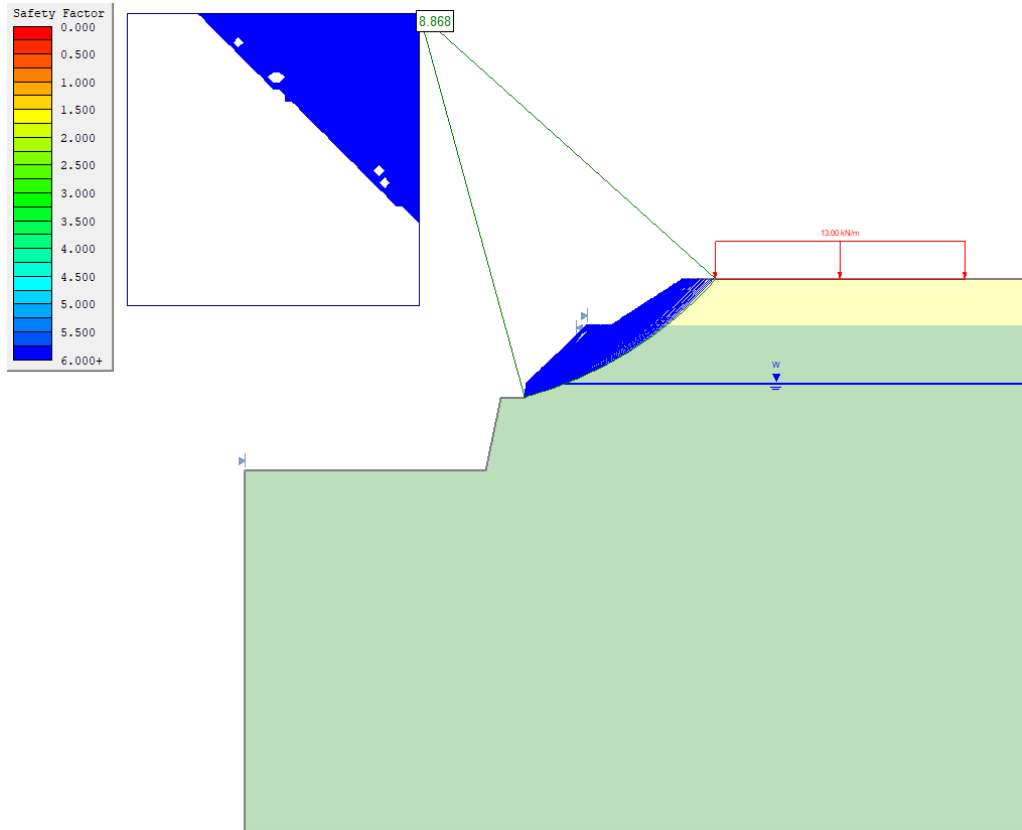


Figura 16: *Analisi statica – Condizioni drenate*

Verifica monte valle a partire dalla seconda banca intermedia

Le analisi evidenziano l'assenza della formazione di superfici di scivolamento

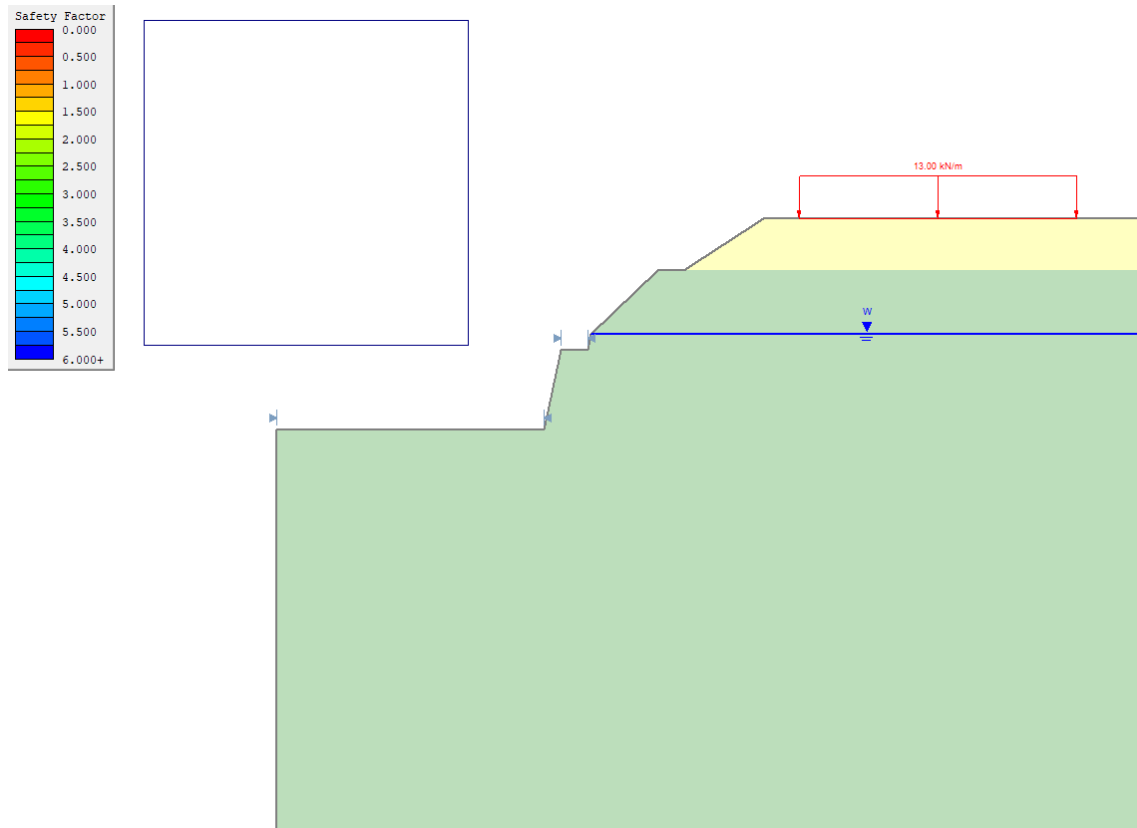


Figura 17: *Analisi statica –Condizioni drenate*

## 7 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

Per verificare la funzionalità del rilevato ferroviario previsto nell'ambito dei lavori di realizzazione dell'opera è necessario analizzarne i cedimenti valutandone il comportamento sotto i carichi di esercizio.

### 7.1 Criteri di valutazione dei cedimenti

Si riportano nel seguito le metodologie ed i criteri di calcolo del cedimento.

#### 7.1.1 Valutazione cedimenti rilevati ferroviari

La valutazione dei cedimenti è stata eseguita considerando la sezione ritenute rappresentativa delle condizioni più gravose sia per geometria rilevato (altezza, larghezza) che per successione stratigrafica, identificata come Sezione "A", con rilevato di altezza pari a circa 8,10m su p.c. orizzontale.

L'analisi dei cedimenti dei rilevati è stata svolta in accordo alle metodologie di calcolo precedentemente esposte, con il programma di calcolo "cedimenti rilevati" (M. Mancina); nello specifico sono state eseguite le seguenti analisi per il calcolo dei cedimenti indotti dai rilevati di linea nell'ipotesi di rilevato illimitato per tutte le sezioni indicate sopra, al fine di valutare i cedimenti massimi dei rilevati.

Nella valutazione dei cedimenti e quindi nella determinazione dello spessore compressibile, si sono considerati i contributi degli strati in corrispondenza dei quali l'incremento della tensione verticale risulta maggiore o uguale a 0.1 volte la tensione geostatica efficace.

Il calcolo dei cedimenti dei rilevati è stato eseguito considerando ciascuna sezione di rilevato come da figura seguente con pendenza scarpate 2 (verticale) / 3 (orizzontale), con l'altezza massima, valutata come distanza tra quota di progetto del rilevato (piano del ferro) ed il piano campagna (vedasi H<sub>ril</sub>, calcolo nella figura seguente) e la larghezza sommitale del rilevato (larghezza massima della piattaforma, dimensione B indicata in figura seguente):

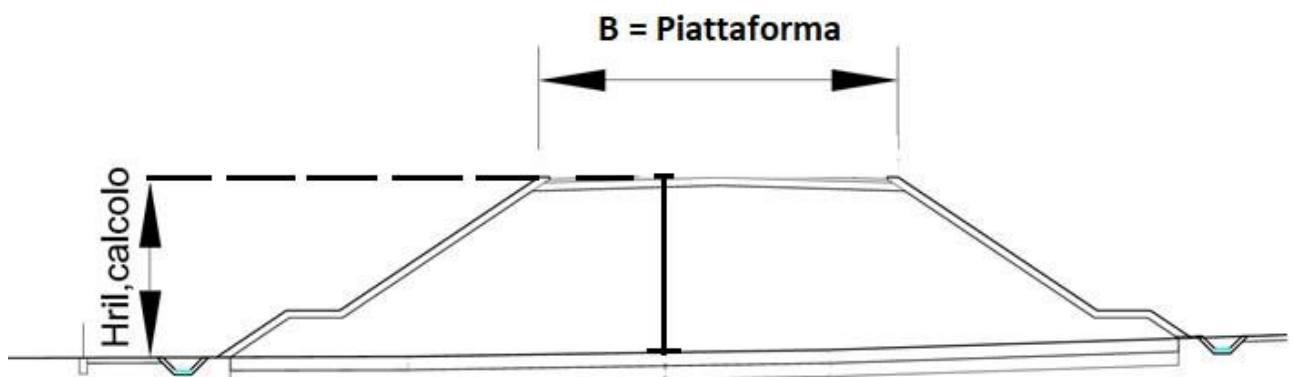


Figura 18: Schema di calcolo



## 7.2 Risultati

Nella seguente tabella è sintetizzato il risultato ottenuto in termini di cedimento totale in asse al rilevato.

### Sezione A

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RILEVATO

h (altezza del rilevato):	8.10	(m)
a (larghezza scarpata sinistra):	14.00	(m)
a' (larghezza scarpata destra):	14.00	(m)
b (larghezza coronamento del rilevato):	20.00	(m)
$\gamma_R$ (peso di unità di volume del rilevato):	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )

#### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

n (numero degli strati) (max 5):	4	(-)
$\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$ :	1	(%)
(Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)		
Zw (Profondità della falda):	2.00	(m)

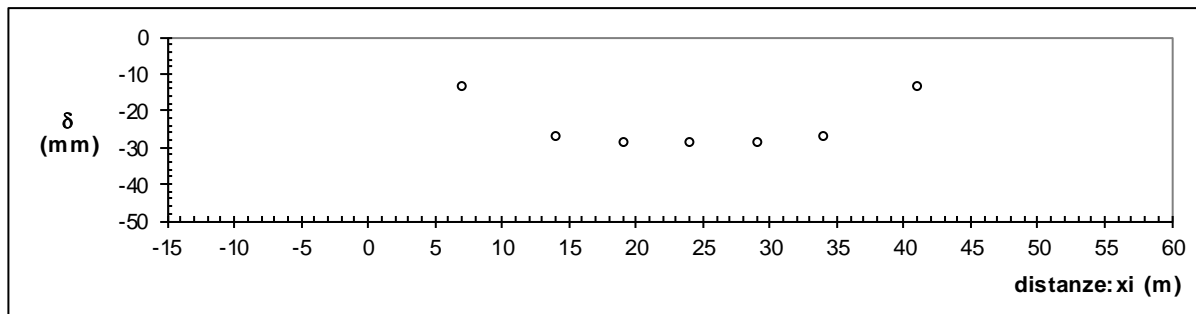
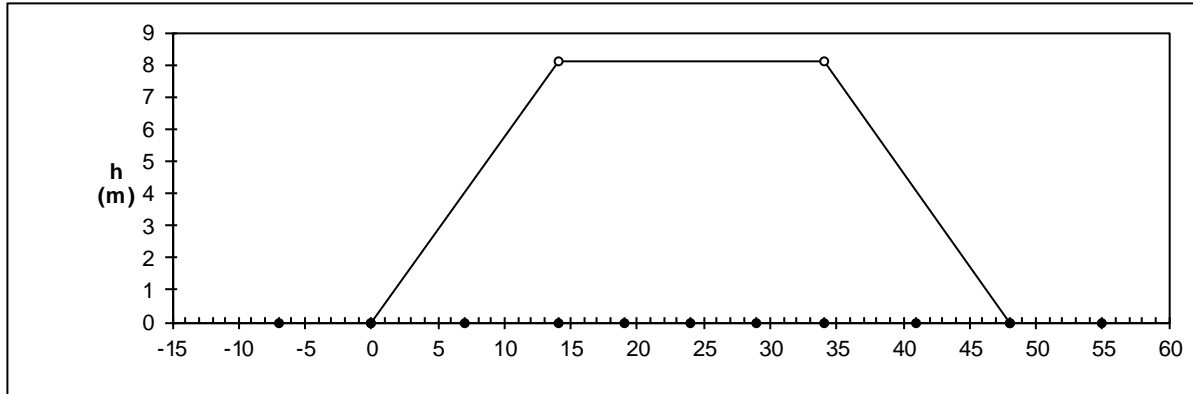
Strato	Z <sub>iniziale</sub>	Z <sub>finale</sub>	Spessore	$\Delta z_i$	E	$\nu$	$\phi'$	$\gamma$	terreno
(n)	(m)	(m)	(m)	(m)	(Mpa)	(-)	(°)	(kN/m <sup>3</sup> )	
1	0.00	3.60	3.60	1.0	20.0	0.30	30.0	20.00	R - depositi alluvionali
2	3.60	8.00	4.40	1.0	40.0	0.30	40.0	20.00	UG1 - cappellaccio
3	8.00	8.60	0.60	1.0	60.0	0.30	40.0	20.00	UG1 - cappellaccio
4	8.60	25.00	16.40	1.0	1 800.0	0.30	65.0	25.00	UG2 - substrato litoide
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

#### ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-7.00	0.00	7.00	14.00	19.00	24.00	29.00	34.00	41.00	48.00	55.00

(automatico)  
(manuale)

**RISULTATI DELLE ANALISI**



**ASCISSE DI CALCOLO**

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-7.00	0.00	7.00	14.00	19.00	24.00	29.00	34.00	41.00	48.00	55.00

**CEDIMENTI**

δ1	δ2	δ3	δ4	δ5	δ6	δ7	δ8	δ9	δ10	δ11
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
0.16	0.04	-1.33	-2.72	-2.86	-2.85	-2.86	-2.72	-1.33	0.04	0.16

— M. Mancina, R. Nori, P. Iasiello - Progetti e Calcoli di Geotecnica con Excel vol.2 - ed. DEI—

Tabella 6 – Risultati cedimenti Sezione 1

Si può concludere che il cedimento massimo totale osservabile sulla superficie del nuovo rilevato sarà pari a circa 2,90 cm e quindi inferiore a 5cm, come da prescrizione del MdP RFI.

Tale cedimento sarà immediato, ovvero prodotto completamente durante la fase costruttiva; di conseguenza lo stesso potrà essere colmato prima della messa in esercizio dell'opera.

## 8 PIANO DI POSA RILEVATI

Sulla base dei risultati delle indagini eseguite, sono stati definiti gli spessori di scotico e bonifica per il piano di posa di rilevati e trincee.

Nella seguente tabella si riassumono gli spessori di scotico+bonifica previsti per i rilevati ferroviari lungo lo sviluppo del tracciato.

Opere	SCOTICO [m]	BONIFICA [m]
rilevati	0.50	-