

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI - OLBIA

VARIANTE DI BONORVA-TORRALBA

GEOTECNICA

Rilevati ferroviari - Relazione di calcolo (cedimenti e stabilità)

SCALA:

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

RR0H 04 D 13 CL RI0001 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.BIANCHI	15 MARZO 2018	ACIARELLA	15 MARZO 2018	T.PAOLETTI	15 MARZO 2018	L.BERARDI 15 MARZO 2018



File: RR0H04D13CLRI0001001A.doc

n. Elab:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA	4
2.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	4
2.3	SOFTWARE.....	5
3	SISMICITA'	5
3.1	CATEGORIA DI SUOLO.....	5
3.2	CATEGORIA TOPOGRAFICA	5
3.3	VITA NOMINALE.....	5
3.4	CLASSE D'USO	5
3.5	PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA.....	6
3.6	AZIONE SISMICA.....	6
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
4.1	SEZIONE PK 2+225	7
4.2	SEZIONE PK 4+475	7
4.3	SEZIONE PK 4+700	8
5	RILEVATI DI LINEA	9
6	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE	12
6.1	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	12
6.2	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	13
6.2.1	<i>Approccio progettuale</i>	14
6.3	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	14
7	DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI	16
7.1	CARICO PERMANENTE (G).....	16

7.2	CARICO ACCIDENTALE Q	16
7.3	AZIONE SISMICA AI FINI DELLA STABILITÀ	16
8	CRITERI DI ANALISI	17
8.1	ANALISI DI STABILITÀ	17
8.2	ANALISI DEI CEDIMENTI	17
8.3	PARAMETRI DI RESISTENZA E DI DEFORMABILITÀ PER IL RILEVATO	17
9	VERIFICHE DI STABILITÀ	18
9.1	SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 2+225	18
9.1.1	<i>Definizione del modello e dei dati di input</i>	18
9.1.2	<i>Risultati delle verifiche</i>	19
9.2	SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 4+475	21
9.2.1	<i>Definizione del modello e dei dati di input</i>	21
9.2.2	<i>Risultati delle verifiche</i>	22
9.3	SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 4+700	24
9.3.1	<i>Definizione del modello e dei dati di input</i>	24
9.3.2	<i>Risultati delle verifiche</i>	25
10	ANALISI DEI CEDIMENTI (SLE)	27
10.1	MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO	27
10.1.1	<i>Parametri geotecnici di input</i>	28
10.1.2	<i>Carichi agenti</i>	28
10.1.3	<i>Fasi di calcolo</i>	28
10.2	RISULTATI DELLE ANALISI	28

1 PREMESSA

Nella presente relazione sono riportate le analisi di stabilità e la stima dei cedimenti per i rilevati ferroviari del progetto definitivo della variante di Bonorva, nell'ambito dell'itinerario San Gavino – Sassari – Olbia.

Le sezioni analizzate ritenute rappresentative delle situazioni maggiormente critiche, in relazione all'altezza del rilevato e alle condizioni stratigrafiche locali, sono localizzate alla progressiva 2+225, in approccio al viadotto VI02, alla progressiva 4+475 e alla progressiva 4+700, in approccio al VI03. In corrispondenza di tali sezione i rilevati presentano un'altezza rispettivamente pari a 6.5 metri, 7.5 metri e 8.1 metri circa.

La sezioni oggetto di analisi ricadono rispettivamente nella tratta geotecnica 3, 5 e 6: per la descrizione dettagliata dell'assetto stratigrafico e i valori a dei parametri geotecnici si rimanda ai documenti progettuali di riferimento sotto elencati.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

2.1 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- Ref. 1 RR0H 04 D 13 RB OC 0001 001 A - "Relazione geotecnica generale di linea delle opere all'aperto"
- Ref. 2 RR0H 04 D 13 F6 OC 0001 001 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 1 di 4"
- Ref. 3 RR0H 04 D 13 F6 OC 0001 002 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 2 di 4"
- Ref. 4 RR0H 04 D 13 F6 OC 0001 003 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 3 di 4"
- Ref. 5 RR0H 04 D 13 F6 OC 0001 004 A - "Profilo geotecnico di linea - Tav 4 di 4"

2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO

- Ref. 6 - Decreto Ministeriale del 14/01/2008: "Approvazione delle Nuove Norma Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04/02/20018, Supplemento Ordinario n.30.
- Ref. 7 - Circolare 01/02/2009, n.617 - Istruzione per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.
- Ref. 8 - DM 06/05/2008 - "Integrazione al DM 14/01/2008 di approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Ref. 9 - RFI DTC SI MA IFS 001 A - "Manuale di progettazione delle opere civili"
- Ref. 10 - RFI DTC SI SP IFS 001 A - "Capitolato generale tecnico d'appalto delle opere civili"
- Ref. 11 - UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 - "Progettazione Geotecnica - Parte 1: Regole generali"
- Ref. 12 - UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"

2.3 SOFTWARE

Ref. 13 - Slope\W della GEO-SLOPE International Ltd

Ref. 14 - Plaxis 2D - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Delft University of Technology & Plaxis bv, Olanda.

3 SISMICITA'

L'azione sismica è valutata in accordo alle NTC2008 di cui al Ref. 6 e al manuale RFI (Ref. 9).

3.1 CATEGORIA DI SUOLO

Nel caso in esame data la natura dei terreni essenzialmente litoidi (vedasi la relazione geotecnica Ref. 1) risulta un suolo di categoria A che il DM 2008 descrive come:

"ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{S,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m".

3.2 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Per quanto concerne le caratteristiche della superficie topografica, la morfologia dell'area può essere ricondotta ad una delle configurazioni semplici previste dalle NTC2008 (Ref. 6).

In generale nei tratti di tracciato allo scoperto può assumersi la categoria T1, *"Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ",* con coefficiente di amplificazione topografica $ST = 1.0$.

3.3 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

L'opera viene classificata come **"Altre opere nuove a velocità $V < 250$ km/h"**, secondo quanto riportato in Ref. 9 al §2.5.1.1.1. la vita nominale è pari a 75 anni.

3.4 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso la classe d'uso delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato in Ref. 9 al §2.5.1.1.2

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,00
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,50
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,00

L'opera appartiene alla classe d'uso II e pertanto il relativo coefficiente risulta pari a: 1,00

3.5 PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R che è ricavato, per ciascun tipo di opera, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , pertanto:

$$V_R = 75 \times 1.0 = 75 \text{ anni.}$$

3.6 AZIONE SISMICA

Nella tabella seguente si riassumono i parametri di base che caratterizzano l'azione sismica e la massima accelerazione al suolo per il tempo di ritorno di 712 anni.

- Vita nominale: $V_N = 75$ anni
- Classe d'uso: II
- Coefficiente d'uso: $C_U = 1.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 75$ anni
- Categoria di suolo: A
- Categoria topografica: T1
- Stato limite da considerarsi: SLV
- Tempo di ritorno: $T_R = 712$ anni
- Accelerazione massima: $a_{\max} = a_g = 0.0556 \text{ g}$

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 SEZIONE PK 2+225

Il rilevato in oggetto ricade all'interno della Tratta geotecnica 3 (Ref. 1). Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento.

TABELLA 1: STRATIGRAFIA E SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI – TRATTA 3.

Tratta	Progressive		Indagine di riferimento	Unità	RQD [%]	Parametri per caratterizzazione con Criterio di Hook & Brown					Caratterizzazione ($\sigma_3=0.15\text{MPa}$ per la formazione superficiale) ($\sigma_3=0.60\text{MPa}$ per la formazione profonda)				Permeabilità k [m/s]
	da	a				GSI [%]	σ_{cl} [MPa]	m_l [-]	D [-]	Ei [MPa]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E_m [MPa]	
3	2+200	2+375	S5	b	-	10	3	19	0.5	-	19	36	4	60	-
				IGR alt	96	81	15.2	13.8	0.5	8200	19	59	560	4900	2.025E-08
				IGR	98	83	16.2	8	0.5	11700	19.5	48	920	7200	1.933E-08

In questa tratta, l'unità b (**Coltri eluvio-colluviali**) è presente localmente con spessori di qualche metro, lo spessore di roccia (**IGR alt**) con caratteristiche meccaniche complessivamente inferiori rispetto alle porzioni più profonde è di circa 4.0 m.

La falda è a profondità variabile lunga la tratta: nei depositi di fondovalle si assume, come nella sezione esame, che la superficie piezometrica si posiziona a circa 3.0m da p.c.

4.2 SEZIONE PK 4+475

Il rilevato in oggetto ricade all'interno della Tratta geotecnica 5 (Ref. 1). Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento.

TABELLA 2: STRATIGRAFIA E SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI – TRATTA 5.

Tratta	Progressive		Indagine di riferimento	Unità	RQD [%]	Parametri per caratterizzazione con Criterio di Hook & Brown					Caratterizzazione ($\sigma_3=0.15\text{MPa}$ per la formazione superficiale) ($\sigma_3=0.60\text{MPa}$ per la formazione profonda)				Permeabilità k [m/s]
	da	a				GSI [%]	σ_{cl} [MPa]	m_l [-]	D [-]	Ei [MPa]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E_m [MPa]	
5	3+850	4+500	S8	b	-	10	3	19	0.5	-	19	36	4	60	-
				IGR alt	83	67	16.2	12.6	0.5	2580	19	57	230	997	7.95E-08
				IGR	98	83	18.9	10.2	0.5	7960	19.5	51	980	4900	7.05E-09

In questa tratta, l'unità b (**Coltri eluvio-colluviali**) è presente localmente con spessori di circa un metro, lo spessore di roccia (**IGR alt**) con caratteristiche meccaniche complessivamente inferiori rispetto alle porzioni più profonde è di circa 8 m.

La falda è a profondità variabile lunga la tratta in particolare in corrispondenza della sezione in esame risulta a circa 4.0 m da p.c.

4.3 SEZIONE PK 4+700

Il rilevato in oggetto ricade all'interno della Tratta geotecnica 6 (Ref. 1). Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento.

TABELLA 3: STRATIGRAFIA E SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI – TRATTA 6.

Tratta	Progressive da a		Indagine di riferimento	Unità	RQD [%]	Parametri per caratterizzazione con Criterio di Hook & Brown					Caratterizzazione ($\sigma_3=0.15\text{MPa}$ per la formazione superficiale) ($\sigma_3=0.60\text{MPa}$ per la formazione profonda)				Permeabilità k [m/s]
						GSI	σ_{ci}	m_i	D	Ei	γ	ϕ'	c'	E_m	
						[%]	[MPa]	[-]	[-]	[MPa]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	
6	4+500	6+700	S9	b	-	10	3	19	0.5	-	19	36	4	60	-
				BST alt	72	57	23	25	0.5	31500	25	63	150	7200	2.025E-08*
				BST	76	63	31	20	0.5	31500	25.5	56	430	10000	9.02E-08

In questa tratta, l'unità b (**Coltri eluvio-colluviali**) è presente localmente con spessori di qualche metro, lo spessore di roccia (**BSTalt**) con caratteristiche meccaniche complessivamente inferiori rispetto alle porzioni più profonde è di circa 5.0 m.

La falda è a profondità variabile lungo la tratta in particolare in corrispondenza della sezione in esame risulta a circa 3.0 m da p.c.

5 RILEVATI DI LINEA

La sezione tipo ferroviaria in rilevato assunta in progetto è riportata di seguito. Le scarpate hanno pendenza 2/3 con banca intermedia di larghezza 2.0 m quando l'altezza supera i 6.0 m e sono previste rivestite con terreno vegetale. Lo scarico delle acque di piattaforma avviene tramite embrici e la canaletta di banca di sezione semicircolare. Al piede sono previsti fossi non rivestiti, lo stradello di servizio in terra battuta di larghezza 3.0 m e la recinzione.

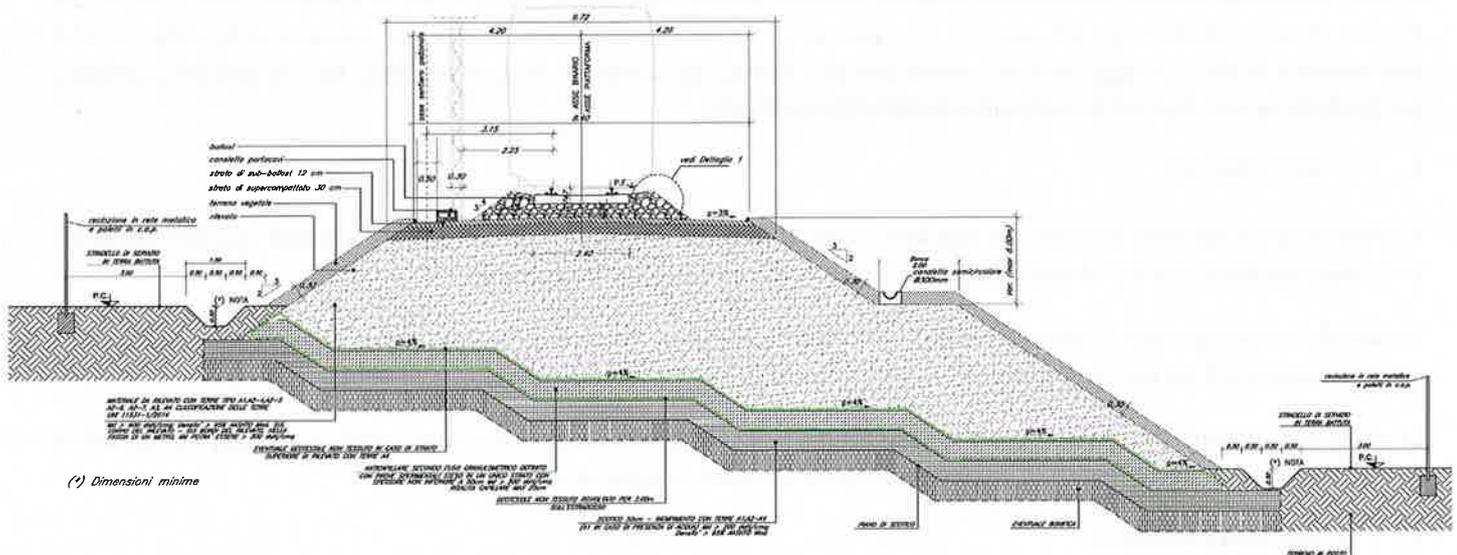


FIGURA 1: SEZIONI TIPO IN RILEVATO

Per le caratteristiche dei materiali, modalità realizzative e requisiti prestazionali vale quanto riportato nel Capitolato Tecnico OO.CC. RFI, in particolare:

1. RINTERRO

Il rinterro dovrà essere eseguito utilizzando i seguenti materiali (riferimento alla classificazione delle terre della norma UNI 11531-1/2014):

- A1, A2, A3 se provenienti da cave di prestito;
- A1, A2, A3, A4 se provenienti dagli scavi.

2. SCOTICO:

Prima della formazione del rilevato, il terreno al di sotto del piano campagna, andrà asportato per uno spessore di 50 cm e comunque per tutto lo strato vegetale. Successivamente all'eventuale bonifica (vedi p.to 3), il rinterro dovrà essere eseguito secondo quanto riportato al p.to 1. La superficie del rinterro sarà sagomata a "schiena d'asino" secondo le pendenze di progetto.

Dopo la compattazione, il valore del modulo di deformazione M_d del terreno, ottenuto da prove su piastra, dovrà essere non inferiore a 20 MPa. Dopo il costipamento lo strato in oggetto dovrà presentare una densità secca non inferiore al 95% della densità massima, ottenuta per quella terra, con la prova di costipamento AASHTO modificata.

3. BONIFICA DEL TERRENO

La bonifica del terreno dovrà essere eseguita ogni qualvolta nel corso dei lavori si dovessero trovare delle zone di terreno non idoneo e/o comunque non conforme alle specifiche di progetto.

La sostituzione del terreno dovrà essere eseguita secondo quanto riportato al p.to 1. Dopo la compattazione, il valore del modulo di deformazione M_d del terreno, ottenuto da prove su piastra, dovrà essere non inferiore a 20 MPa. Dopo il costipamento lo strato in oggetto dovrà presentare una densità secca non inferiore al 95% della densità massima, ottenuta per quella terra, con la prova di costipamento AASHTO modificata.

4. ANTICAPILLARE

Il primo strato di rilevato, o strato anticapillare, posto al di sopra del piano di posa, dovrà avere uno spessore di 50 cm (materiale compattato) e dovrà essere costituito da materiali con funzione anticapillare.

La superficie sarà sagomata a "schiena d'asino" secondo le pendenze di progetto. Dopo la compattazione, il valore del modulo di deformazione M_d del terreno, ottenuto da prove su piastra, dovrà essere non inferiore a 20 MPa.

Lo strato dell'anticapillare sarà avvolto da un telo di geotessile non tessuto avente peso non inferiore a 400 g/mq con valore della resistenza media a trazione non inferiore a 18 kN/m e resistenza minima pari a 16kN/m.

5. CORPO DEL RILEVATO

Nella formazione del corpo del rilevato dovranno essere innanzitutto impiegate le terre provenienti da scavi di sbancamento e di fondazione appartenenti ai gruppi A1, A2-A, A2-5, A2-6, A2-7, A3 e A4 di cui alla norma UNI 11531-1/2014, ed inoltre terre provenienti da cave di prestito appartenenti agli stessi gruppi. Il materiale impiegato per la formazione del corpo del rilevato dovrà essere steso in strati di spessore non superiore a 50 cm (materiale sciolto) per le terre dei gruppi A1, A2-4, e non superiore a 30 cm (materiale sciolto) per i materiali dei gruppi A2-5, A2-6, A2-7, A3 ed A4. Ogni strato dovrà essere costipato in modo da raggiungere in ogni punto la densità secca almeno pari al 95% della densità massima ottenuta per quella terra con la prova di costipamento AASHTO modificata prima di porre in opera un altro strato

La superficie sarà sagomata a "schiena d'asino" secondo le pendenze di progetto. Per ciascun strato del corpo del rilevato, il valore del modulo di deformazione mediante prova di carico su piastra dovrà risultare non inferiore a 20 MPa per le zone di rilevato a distanza inferiore a 1,00 m dai bordi dello stesso e a 40 MPa per la restante zona centrale.

6. SUPERCOMPATTATO

La superficie, costituente il piano di posa del sub-ballast, sia in rilevato che in trincea, sarà realizzata mediante formazione di uno strato compattato di spessore non inferiore a 30 cm (spessore finito) con terre di categoria A1, A2-4 e A3 (queste ultime se corrette con aggiunta di finopassante al setaccio 0.4 UNI). Dopo il costipamento, in ogni punto la densità secca dovrà essere inferiore al 98% della massima, ottenuta per quella terra, con la prova di costipamento AASHTO modificata. Inoltre, il modulo di deformazione M_d non dovrà essere inferiore ad 80 MPa. La superficie di questo strato sarà sagomata a "schiena d'asino" con pendenza del 3%.

7. SUB-BALLAST

La realizzazione dello strato di sub-ballast è eseguita con conglomerato bituminoso avente spessore finito pari 0,12 m e modulo di deformazione Md misurato con prova di carico su piastra non inferiore a 200 MPa. La superficie del sub-ballast è sagomata a "schiena d'asino" con pendenza del 3%.

6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

6.1 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si riportano le combinazioni delle azioni previste dalle NTC2008:

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

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

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

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

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili; utilizzata nella verifica a fessurazione:

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

– Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

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

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

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

TABELLA 4: COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU, ECCEZIONALI E SISMICA (TABELLA 5.2.V NTC 2008)

		Coefficiente	EQ ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁶⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano computamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

TABELLA 5: COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE Ψ DELLE AZIONI (TABELLA 5.2.VI NTC 2008)

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

TABELLA 6: ULTERIORI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE Ψ DELLE AZIONI (TABELLA 5.2.VII NTC 2008)

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti Ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

6.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI 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'azione o dell'effetto dell'azione, ovvero:

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

$$E_d = \gamma_E E \left(F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left(\gamma_F F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right),$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = \gamma_E E_k$. Nella formulazione delle resistenze R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulle resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito degli approcci previsti dalla normativa.

6.2.1 Approccio progettuale

Le verifiche di stabilità sono state effettuate in accordo all'Approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2), adottando i coefficienti parziali γ_M della tabella seguente:

TABELLA 7: COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

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

I coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze del sistema sono indicati nella tabella seguente che riporta la Tabella 6.8.I delle NTC.

TABELLA 8: COEFFICIENTI PARZIALI DI RESISTENZA PER LE VERIFICHE DI STABILITÀ

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
γ_k	1.1

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

Deve essere verificato, mediante analisi con i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali, che i cedimenti sono compatibili con la funzionalità della struttura e con la sicurezza.

Sono stati valutati i cedimenti e verificata la compatibilità con i limiti riportati dal "Manuale di progettazione delle opere civili" RFI per i carichi dovuti a pesi propri e permanenti portati.

In accordo con quanto riportato nel manuale citato sono considerati accettabili i seguenti cedimenti:

- il cedimento residuo, a far data dal completamento del piano di posa del ballast (compreso l'eventuale strato di sub ballast), non deve essere superiore al 10% del cedimento teorico totale;
- il cedimento residuo, a far data dal completamento del piano di posa del ballast (compreso l'eventuale strato di sub ballast), non deve essere superiore a 5 cm.

7 DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI

7.1 CARICO PERMANENTE (G)

Per il rilevato ferroviario compreso il sub-ballast si è assunto un peso di volume pari a 18 kN/m^3 .

Il ballast è stato modellato con un carico uniforme di entità pari a 14.4 kPa .

7.2 CARICO ACCIDENTALE Q

Il carico mobile sul binario è stato modellato con un carico distribuito di 66.1 kPa su una larghezza di 2.6 m .

7.3 AZIONE SISMICA AI FINI DELLA STABILITÀ

L'analisi delle condizioni di stabilità in condizioni sismiche viene eseguita mediante metodo pseudostatico in cui l'azione sismica è rappresentata da una azione statica equivalente, costante nel tempo e nello spazio, proporzionale al peso del volume di terreno potenzialmente instabile. In accordo alle NTC2008 (Ref. 6)

$$k_h = \beta \cdot a_{max} / g = 0.20 \cdot 0.0556 = 0.01112$$

coefficiente sismico orizzontale;

$$k_v = k_h / 2 = 0.00556$$

coefficiente sismico verticale.

8 CRITERI DI ANALISI

8.1 ANALISI DI STABILITÀ

La valutazione dei fattori di sicurezza per la stabilità globale dell'opera è condotta mediante il modulo "Slope /W" del programma GeoStudio 2018 della GEO-SLOPE International.

Tale programma consente un'analisi di stabilità all'equilibrio limite tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalle pressioni idrostatiche, di sollecitazioni sismiche mediante un'analisi di tipo pseudostatico, di tiranti di ancoraggio e di eventuali altri elementi di rinforzo (ad esempio geogriglie).

Il programma è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (FS) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scorrimento e quella effettivamente mobilitata dal volume di terreno coinvolto nel movimento; il criterio di rottura adottato è quello classico di Mohr - Coulomb.

La valutazione del coefficiente di sicurezza è effettuata per tentativi, generando un elevato numero di superfici mediante un algoritmo pseudo - casuale.

Il programma è in grado di compiere le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo differenti criteri; nel caso in esame l'analisi è stata sviluppata con superfici circolari adottando il metodo di Morgenstern-Price.

Le verifiche di stabilità sono soddisfatte se il coefficiente di sicurezza determinato dal programma per la superficie critica risulta: $FS \geq \gamma_R = 1.1$.

8.2 ANALISI DEI CEDIMENTI

Per l'analisi FEM dell'interazione terreno-rilevato finalizzata alla stima dei cedimenti è stata utilizzato il software Plaxis 2D in cui si è considerato un comportamento elastico dei terreni che quindi sono stati caratterizzati con i moduli di compressibilità da caratterizzazione geotecnica. Data la natura litoide dei terreni di fondazione i cedimenti sono immediati per cui i cedimenti di consolidazione sono da considerarsi nulli.

8.3 PARAMETRI DI RESISTENZA E DI DEFORMABILITÀ PER IL RILEVATO

Per il rilevato compreso lo strato supercompattato sono stati assunti nelle analisi i parametri riportati nel prospetto seguente, mentre per il terreno quelli derivanti dalla caratterizzazione geotecnica in base alla tratta di appartenenza.

TABELLA 9: PARAMETRI DI RIFERIMENTO PER IL RILEVATO

	Peso di volume γ (kPa)	Angolo di resistenza al taglio φ' (°)	Coesione drenata c' (kPa)	Modulo di compressibilità E' (MPa)
Rilevato	20	38	0	30

9 VERIFICHE DI STABILITÀ

Di seguito si riportano le verifiche di stabilità condotte in accordo con quanto riportato al §8.1.

9.1 SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 2+225

9.1.1 Definizione del modello e dei dati di input

Nella seguente figura si riporta il modello di calcolo implementato nel software di calcolo relativo alla sezione dell'asse ferroviario in corrispondenza della pk 2+225.

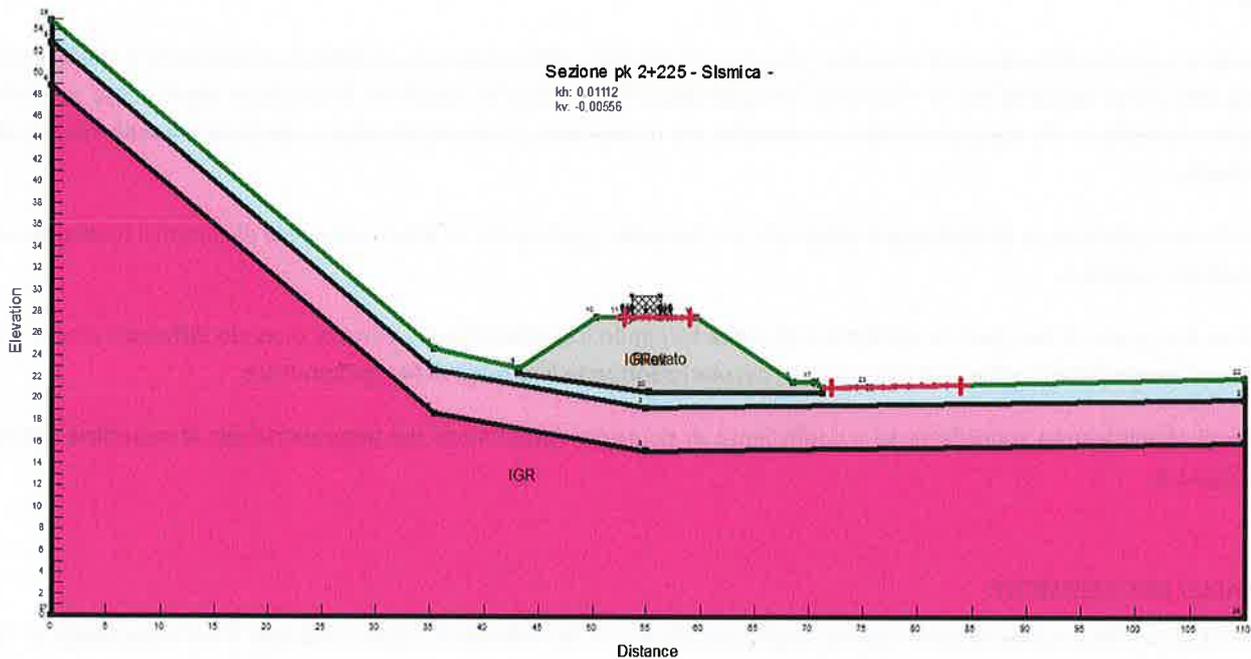


FIGURA 2: MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO

I parametri geotecnici di calcolo, presi in accordo con quanto riportato in Relazione Geotecnica Generale di linea delle opere all'aperto (Ref. 1) e sinteticamente descritto al cap.4, sono riportati nella seguente tabella.

TABELLA 10: PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion ¹ (kPa)	Phi ¹ (°)
	b	Mohr-Coulomb	19	4	36
	IGR	Mohr-Coulomb	19,5	920	48
	IGRaIt	Mohr-Coulomb	19	560	59
	Rilevato	Mohr-Coulomb	20	0	38

Da quanto risulta dalle indagini e dallo studio geotecnico la falda è in corrispondenza della sezione in esame a -5.0m da piano campagna, pertanto non influenza le condizioni di stabilità del rilevato.

Nella seguente tabella si riassumono i carichi permanenti e variabili considerati nel calcolo in condizioni statiche ed in condizioni sismiche ed i relativi coefficienti parziali γ_F presi in accordo con quanto riportato in Tab. 5.2.V delle NTC2008 per la Combinazione A2+M2+R2.

TABELLA 11: CARICHI AGENTI.

		Tipo di carico	Entità del carico [kPa]	Coefficiente parziale γ_F
Statica	Ballast	Permanente sfavorevole	14.4	1.3
	Traffico ferroviario	Variabile sfavorevole	66.1	1.25
Sismica	Ballast	Permanente sfavorevole	14.4	1.0
	Traffico ferroviario	Variabile sfavorevole	66.1	0.2

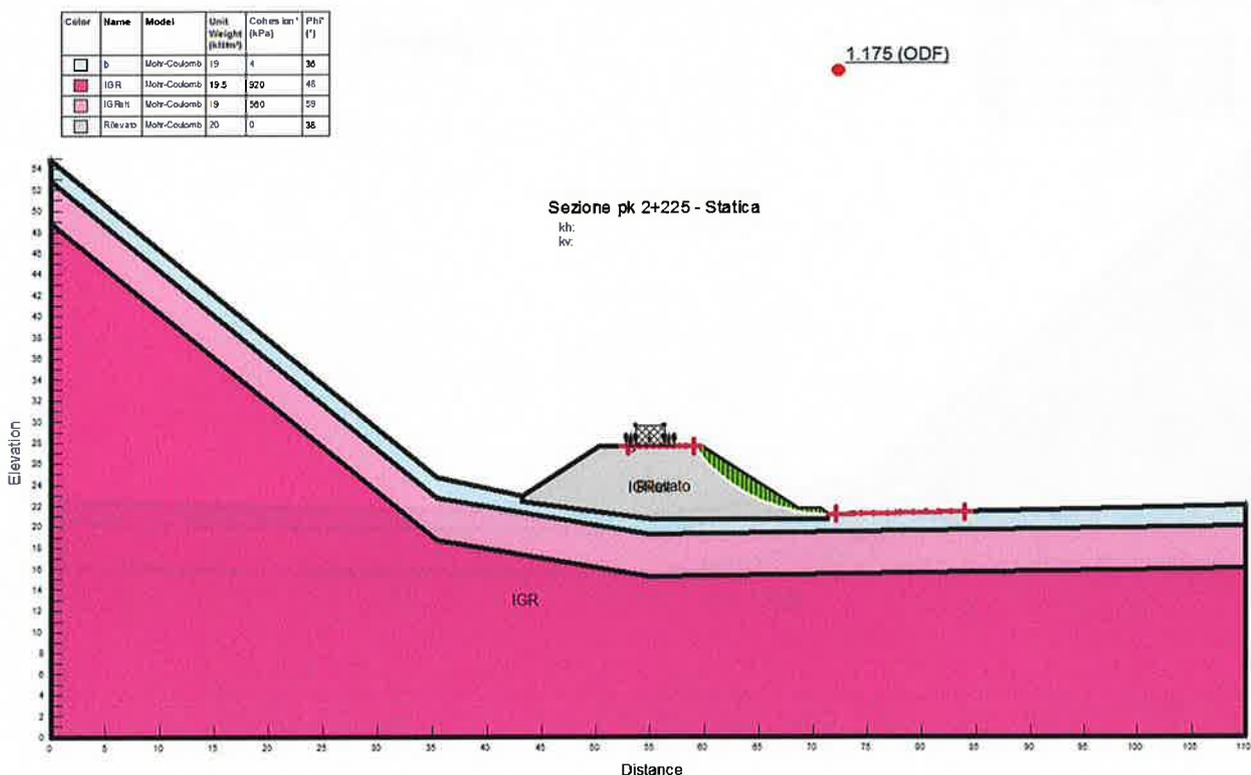
9.1.2 Risultati delle verifiche

Nel seguito sono riportate le figure di output del programma di calcolo con riportati:

- il fattore di sicurezza nei confronti della stabilità;
- i coefficienti sismici adottati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 7.3.

Dall'esame delle figure risulta che il fattore di sicurezza alla stabilità globale è sempre maggiore di quello minimo richiesto dalla norma:

$$FS \geq FS_{\min} = 1.1$$


FIGURA 3: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE STATICA

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohes. kn' (kPa)	Phi° (°)
□	b	Mohr-Coulomb	19	4	30
■	IGR	Mohr-Coulomb	19.5	920	48
■	IGR _{alt}	Mohr-Coulomb	19	500	59
■	Rilevato	Mohr-Coulomb	20	0	38

1.149 (ODF)

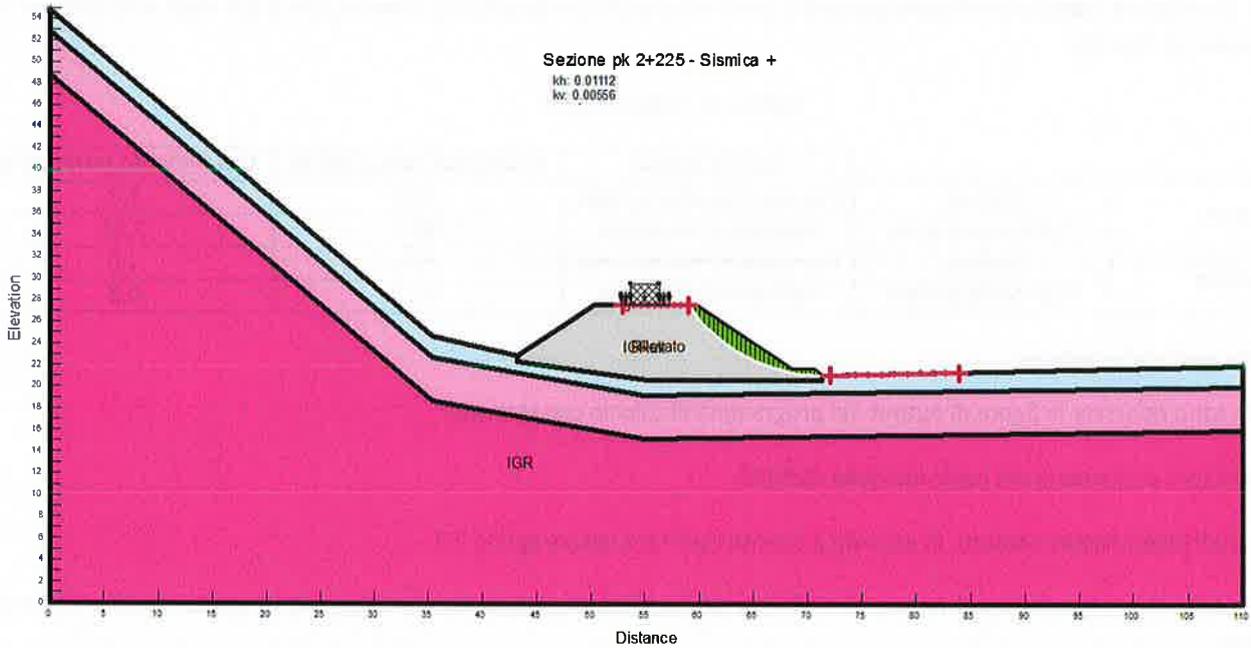


FIGURA 4: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE SISMICA +

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohes. kn' (kPa)	Phi° (°)
□	b	Mohr-Coulomb	19	4	30
■	IGR	Mohr-Coulomb	19.5	920	48
■	IGR _{alt}	Mohr-Coulomb	19	500	59
■	Rilevato	Mohr-Coulomb	20	0	38

1.149 (ODF)

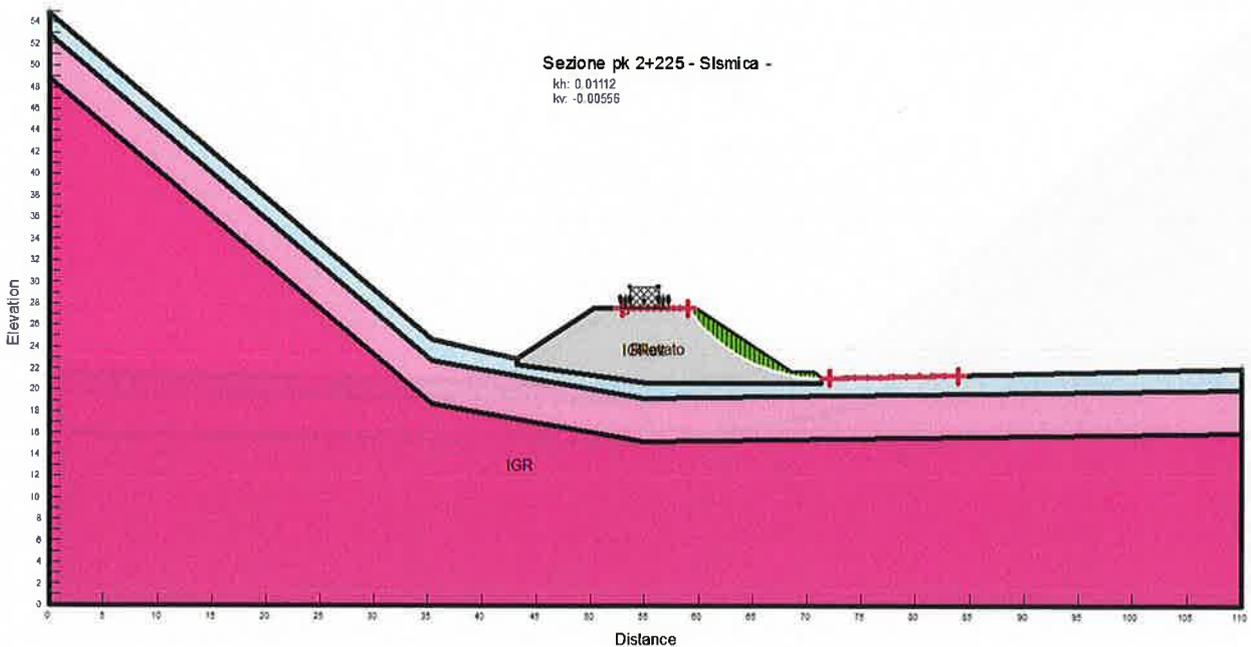


FIGURA 5: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE SISMICA -

9.2 SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 4+475

9.2.1 Definizione del modello e dei dati di input

Nella seguente figura si riporta il modello di calcolo implementato nel software di calcolo relativo alla sezione dell'asse ferroviario in corrispondenza della pk 4+475.

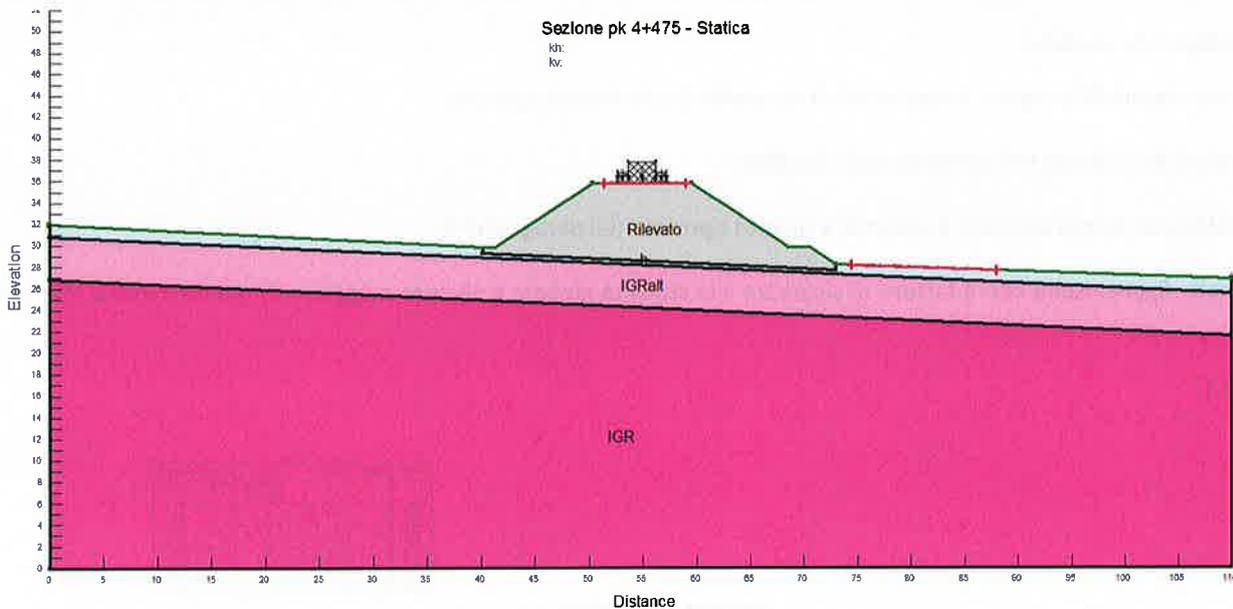


FIGURA 6: MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO

I parametri geotecnici di calcolo, presi in accordo con quanto riportato in Relazione Geotecnica Generale di linea delle opere all'aperto (Ref. 1) e sinteticamente descritto al cap.4, sono riportati nella seguente tabella.

TABELLA 12: PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Piezometric Line
	b	Mohr-Coulomb	19	4	36	1
	IGR	Mohr-Coulomb	19,5	980	51	1
	IGRait	Mohr-Coulomb	19	230	57	1
	Rilevato	Mohr-Coulomb	20	0	38	1

Da quanto risulta dalle indagini e dallo studio geotecnico la falda è in corrispondenza della sezione in esame a -5.0m da piano campagna, pertanto non influenza le condizioni di stabilità del rilevato.

Nella seguente tabella si riassumono i carichi permanenti e variabili considerati nel calcolo in condizioni statiche ed in condizioni sismiche ed i relativi coefficienti parziali γ_F presi in accordo con quanto riportato in Tab. 5.2.V delle NTC2008 per la Combinazione A2+M2+R2.

TABELLA 13: CARICHI AGENTI.

		Tipo di carico	Entità del carico [kPa]	Coefficiente parziale γ_F
Statica	Ballast	Permanente sfavorevole	14.4	1.3
	Traffico ferroviario	Variabile sfavorevole	66.1	1.25
Sismica	Ballast	Permanente sfavorevole	14.4	1.0
	Traffico ferroviario	Variabile sfavorevole	66.1	0.2

9.2.2 Risultati delle verifiche

Nel seguito sono riportate le figure di output del programma di calcolo con riportati:

- il fattore di sicurezza nei confronti della stabilità;
- i coefficienti sismici adottati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 7.3.

Dall'esame delle figure risulta che il fattore di sicurezza alla stabilità globale è sempre maggiore di quello minimo richiesto dalla norma:

$$FS \geq FS_{min} = 1.1$$

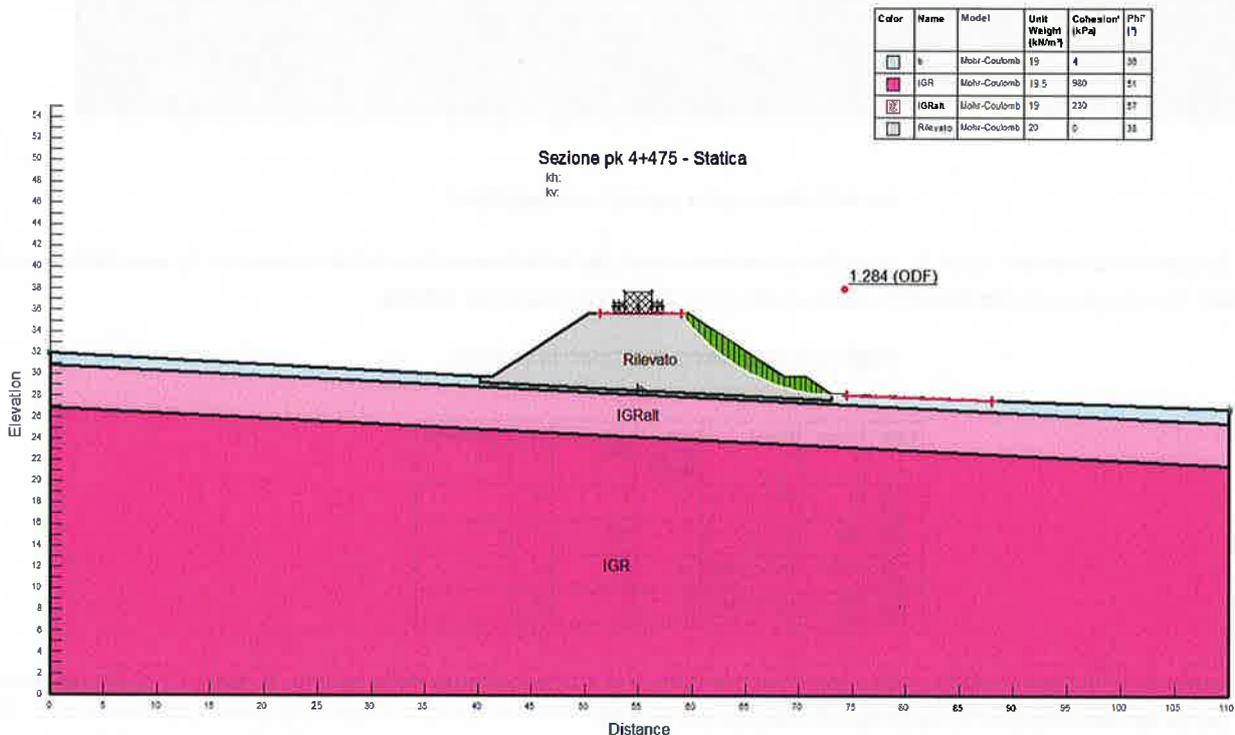


FIGURA 7: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE STATICA

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)
■	S	Mohr-Coulomb	19	4	36
■	IGR	Mohr-Coulomb	19.5	980	51
■	IGRalt	Mohr-Coulomb	19	230	57
■	Rilevato	Mohr-Coulomb	20	0	38

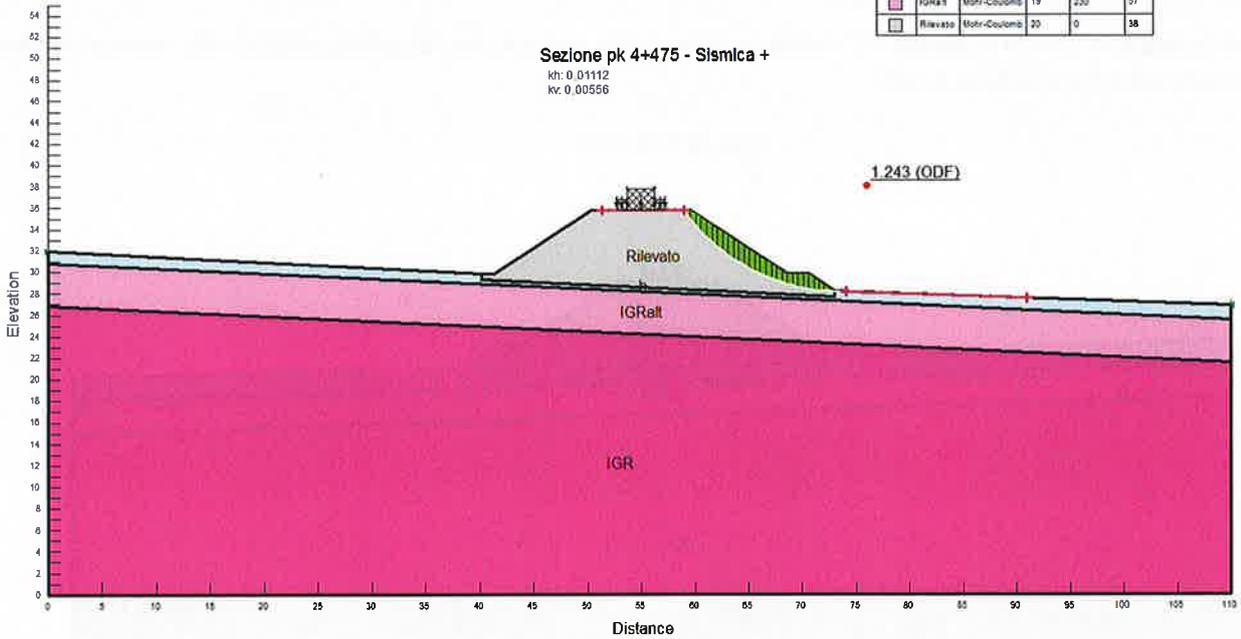


FIGURA 8: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE SISMICA +

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)
■	S	Mohr-Coulomb	19	4	36
■	IGR	Mohr-Coulomb	19.5	980	51
■	IGRalt	Mohr-Coulomb	19	230	57
■	Rilevato	Mohr-Coulomb	20	0	38

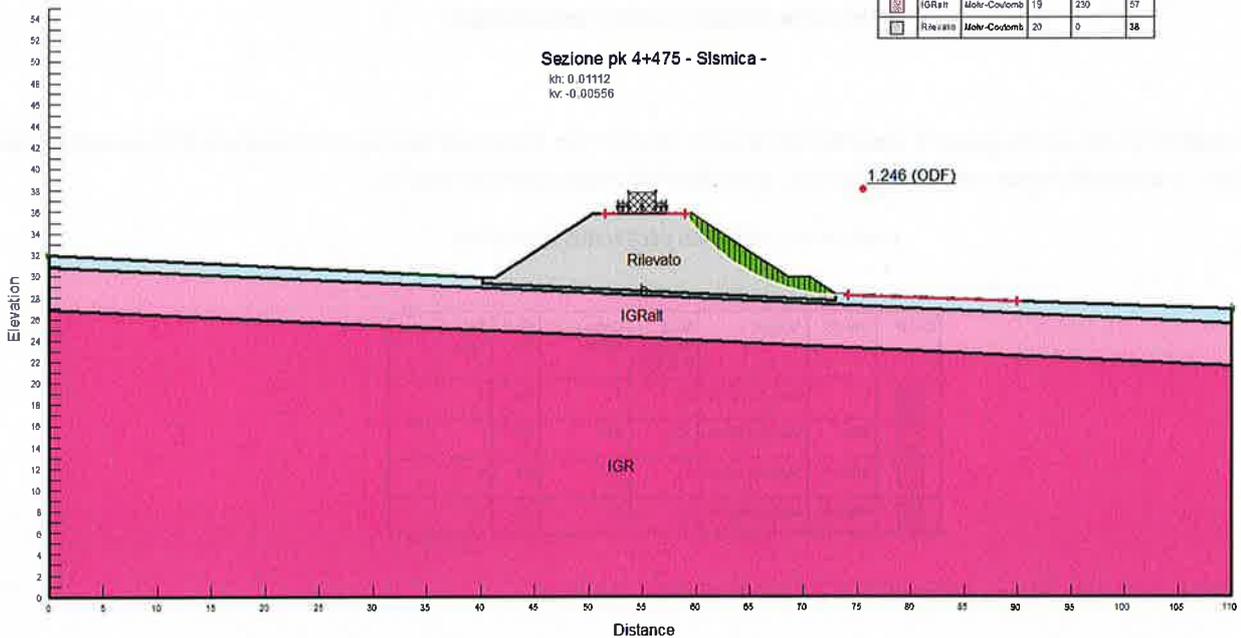


FIGURA 9: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE SISMICA -

9.3 SEZIONE DI CALCOLO ALLA PK 4+700

9.3.1 Definizione del modello e dei dati di input

Nella seguente figura si riporta il modello di calcolo implementato nel software di calcolo relativo alla sezione dell'asse ferroviario in corrispondenza della pk 4+700.

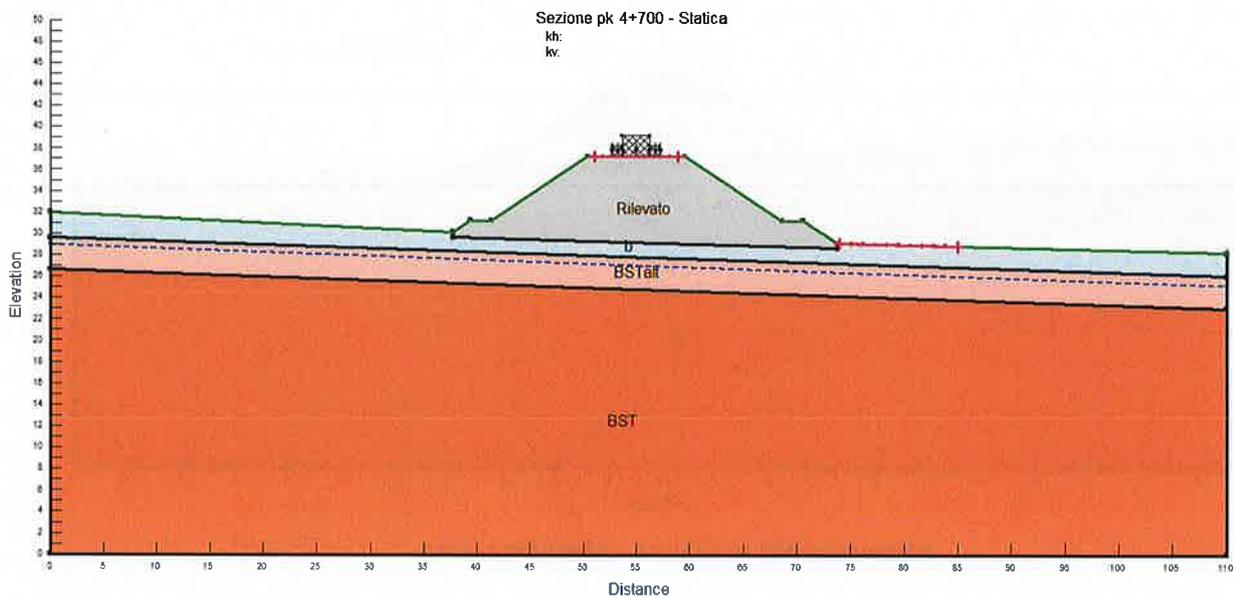


FIGURA 10: MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO

I parametri geotecnici di calcolo, presi in accordo con quanto riportato in Relazione Geotecnica Generale di linea delle opere all'aperto (Ref. 1) e sinteticamente descritto al cap.4, sono riportati nella seguente tabella.

TABELLA 14: PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO.

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion* (kPa)	Phi* (°)	Piezometric Line
	b	Mohr-Coulomb	19	4	36	1
	BST	Mohr-Coulomb	25.5	430	58	1
	BSTalt	Mohr-Coulomb	25	150	63	1
	Rilevato	Mohr-Coulomb	20	0	38	1

La falda è stata considerata ad una profondità di 3.00m da piano campagna.

Nella seguente tabella si riassumono i carichi permanenti e variabili considerati nel calcolo in condizioni statiche ed in condizioni sismiche ed i relativi coefficienti parziali γ_F presi in accordo con quanto riportato in Tab. 5.2.V delle NTC2008 per la Combinazione A2+M2+R2.

TABELLA 15: CARICHI AGENTI.

		Tipo di carico	Entità del carico [kPa]	Coefficiente parziale γ_F
Statica	Ballast	Permanente sfavorevole	14.4	1.3
	Traffico ferroviario	Variabile sfavorevole	66.1	1.25
Sismica	Ballast	Permanente sfavorevole	14.4	1.0
	Traffico ferroviario	Variabile sfavorevole	66.1	0.2

9.3.2 Risultati delle verifiche

Nel seguito sono riportate le figure di output del programma di calcolo con riportati:

- il fattore di sicurezza nei confronti della stabilità;
- i coefficienti sismici adottati, in accordo a quanto riportato nel paragrafo 7.3.

Dall'esame delle figure risulta che il fattore di sicurezza alla stabilità globale è sempre maggiore di quello minimo richiesto dalla norma:

$$FS \geq FS_{\min} = 1.1$$

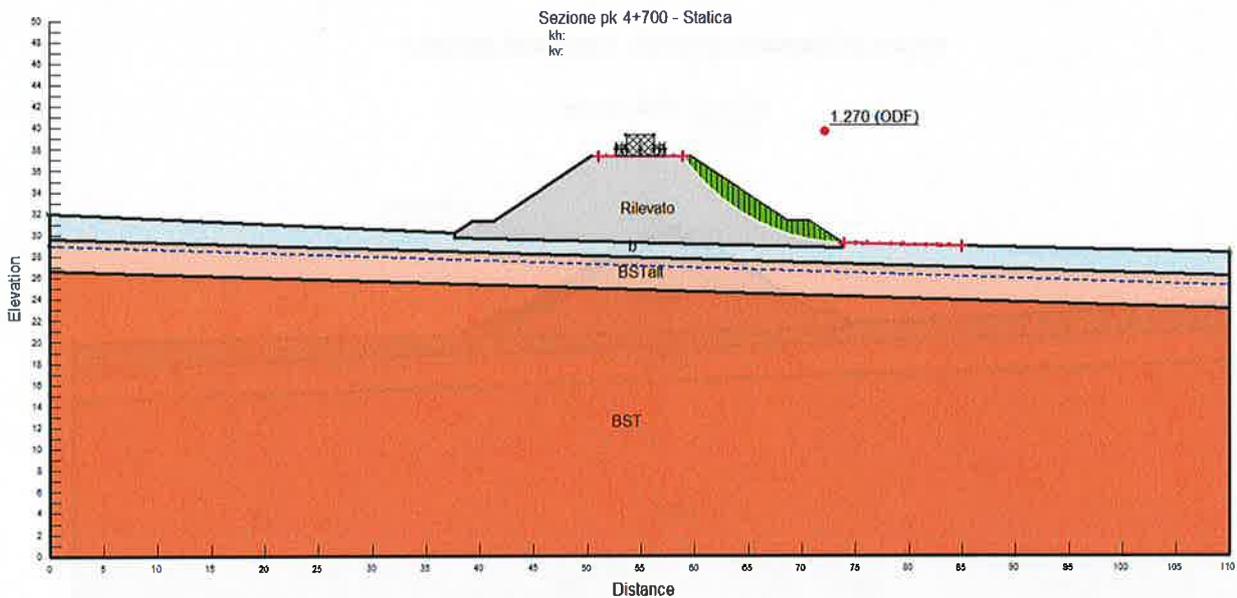


FIGURA 11: VERIFICA DI STABILITÀ – CONDIZIONE STATICA

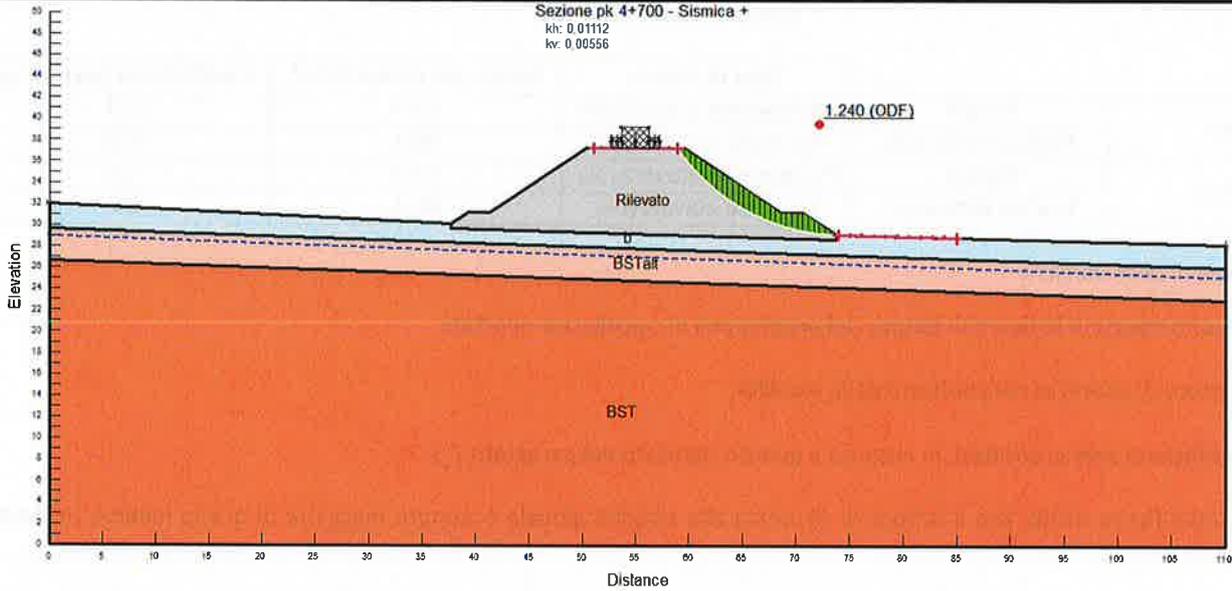


FIGURA 12: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE SISMICA +

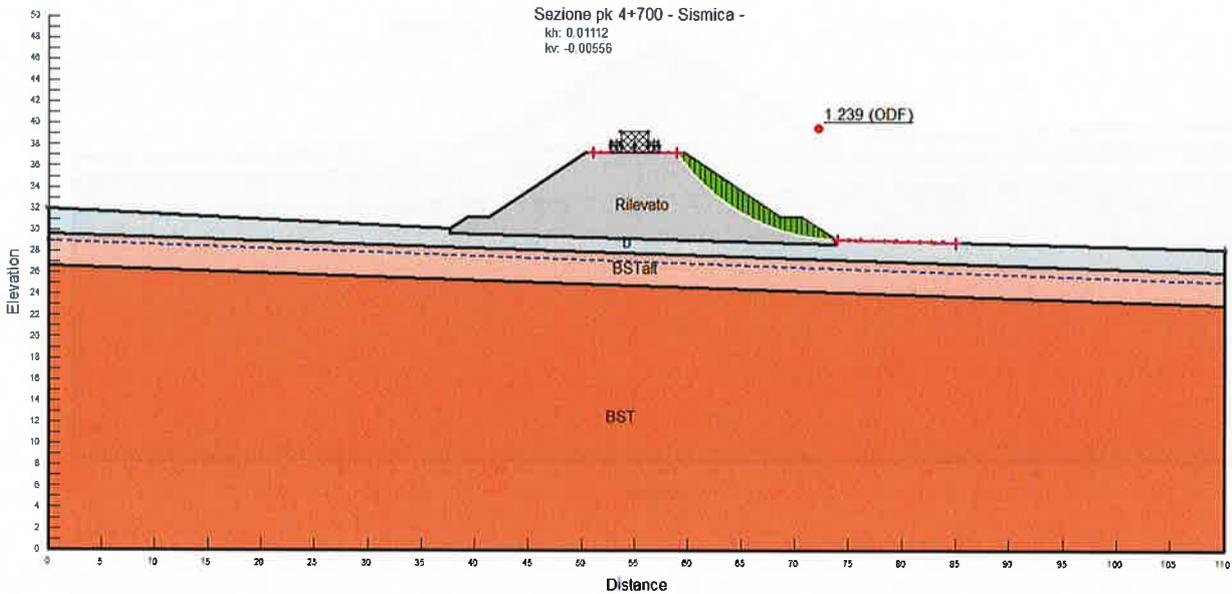


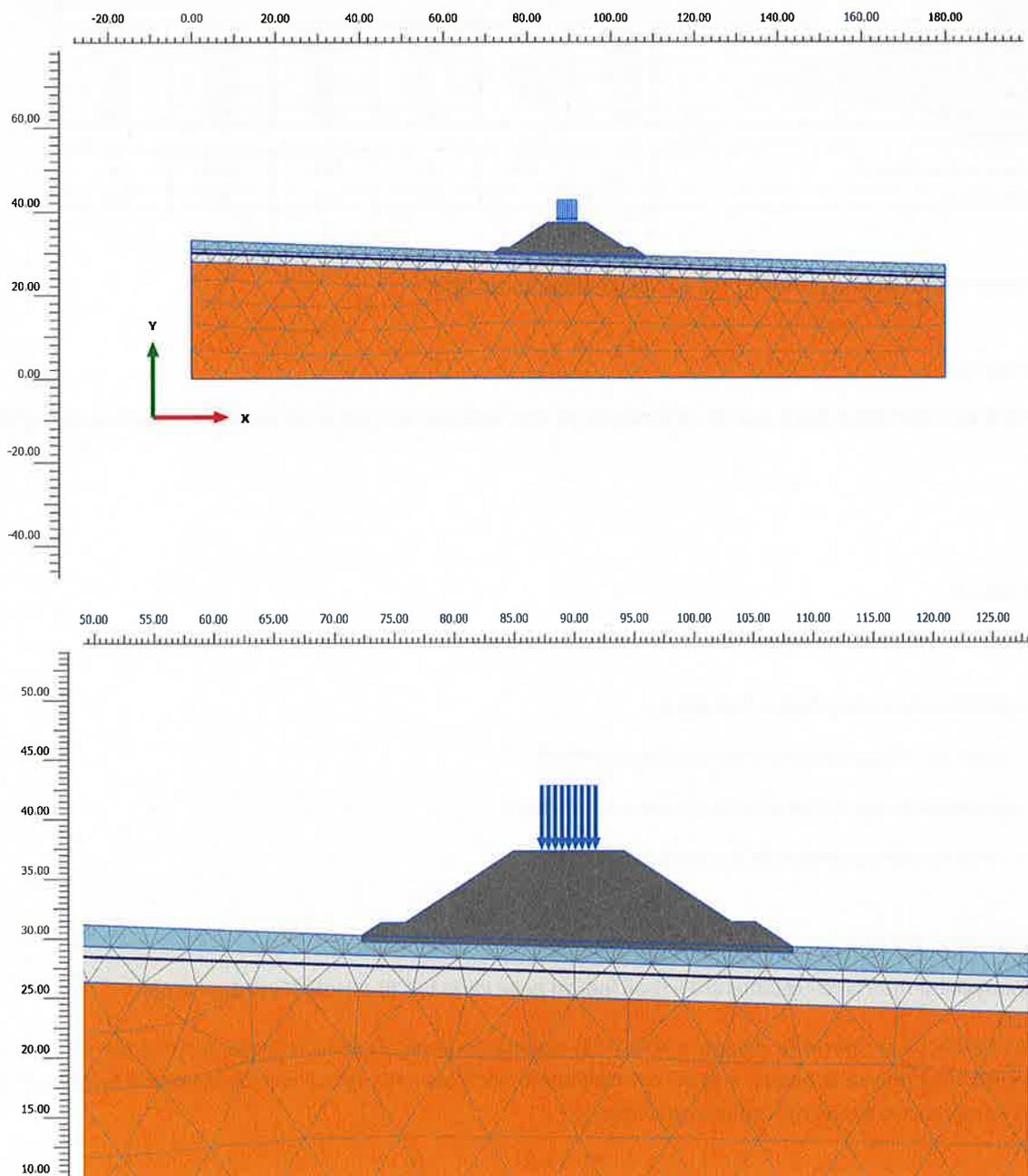
FIGURA 13: VERIFICA DI STABILITA – CONDIZIONE SISMICA -

10 ANALISI DEI CEDIMENTI (SLE)

Di seguito si riporta l'analisi dei cedimenti condotta in accordo con quanto riportato al §8.2. In particolare, lungo la tratta ferroviaria in esame si è ritenuta significativa per la valutazione dei cedimenti la sezione di maggiore altezza, ubicata alla pk 4+700.

10.1 MODELLO DI CALCOLO IMPLEMENTATO

Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato con una modellazione FEM utilizzando il software PLAXIS 2D. Il modello è stato sviluppato per una condizione geometrica, meccanica, fisica e di carico in stato piano di deformazione.



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO – SASSARI – OLBIA VARIANTE BONORVA-TORRALBA					
	Rilevati ferroviarie - Relazione di calcolo (cedimenti e stabilità)	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D 13 CL	DOCUMENTO RI 00 01 001	REV. A

FIGURA 14: MODELLO ID CALCOLO IMPLEMENTATO NEL SOFTWARE PLAXIS

10.1.1 Parametri geotecnici di input

La stratigrafia di riferimento, riassunta al cap. 4, è coerente con quanto riportata in “Relazione geotecnica generale di linea dell’opere all’aperto” (Ref. 1) per la Tratta 6.

I materiali sono stati modellati mediante un modello Linear Elastic a comportamento drenato. Nella seguente tabella sono riassunti i sdati di input geotecnici.

TABELLA 16: PARAMETRI GEOTECNICI DI INPUT PLAXIS.

Material model	Model	Unit	b2	BStalt	BST	Rilevato
General						
Material model	Model	-	Linear Elastic	Linear Elastic	Linear Elastic	Linear Elastic
Type of material behaviour	Type	-	Drained	Drained	Drained	Drained
Soil unit weight above phreatic level	γ_{unsat}	kN/m ³	19	25	25.5	20
Soil unit weight below phreatic level	γ_{sat}	kN/m ³	19	25	25.5	20
Initial void ratio	e_{init}	-	0.5	0.5	0.5	0.5
Parameters						
Young's modulus (constant)	E^*	MPa	60	7200	10000	30
Poisson's ratio	ν, ν_{gr}	-	0.3	0.3	0.3	0.3

La falda è stata considerata ad una profondità di 3.00m da piano campagna.

10.1.2 Carichi agenti

In accordo con quanto riportato al §6.3, è stato considerato agente solamente il carico permanente dovuto al ballast di entità pari a 14.4 kPa.

10.1.3 Fasi di calcolo

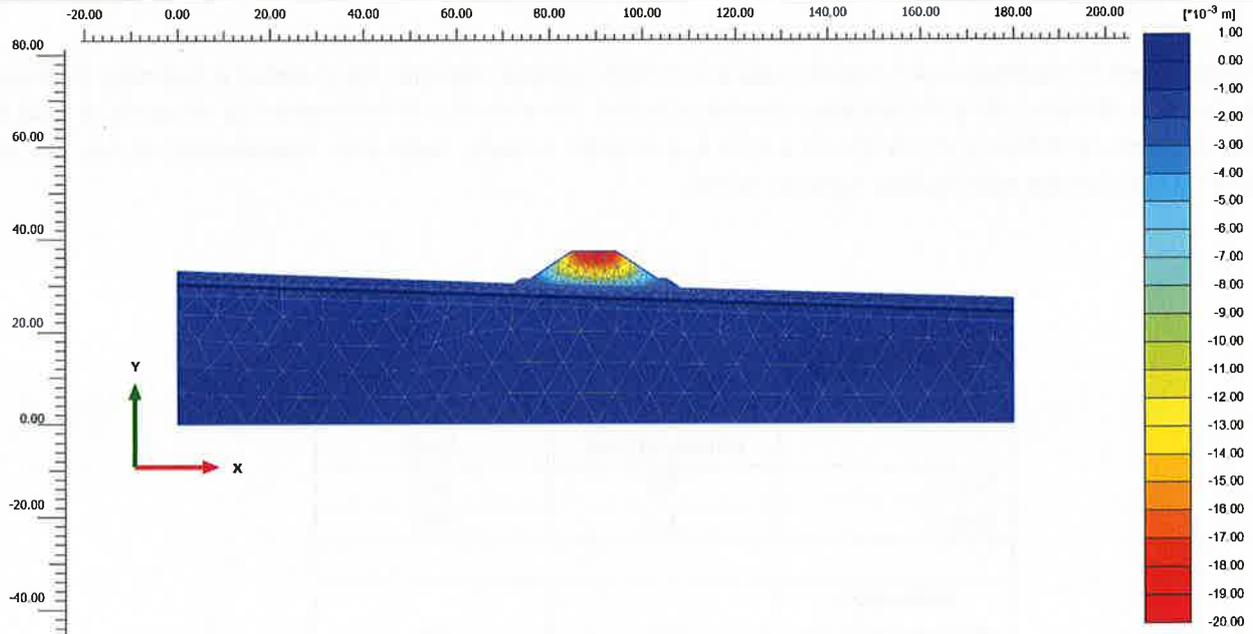
Le fasi di calcolo considerate sono le seguenti:

- *fase 1 – Realizzazione del rilevato ferroviario:*
 - tutte le unità geotecniche in condizioni drenate.
- *fase 2 – Applicazione dal carico distribuito dovuto al ballast:*
 - tutte le unità geotecniche in condizioni drenate.

10.2 RISULTATI DELLE ANALISI

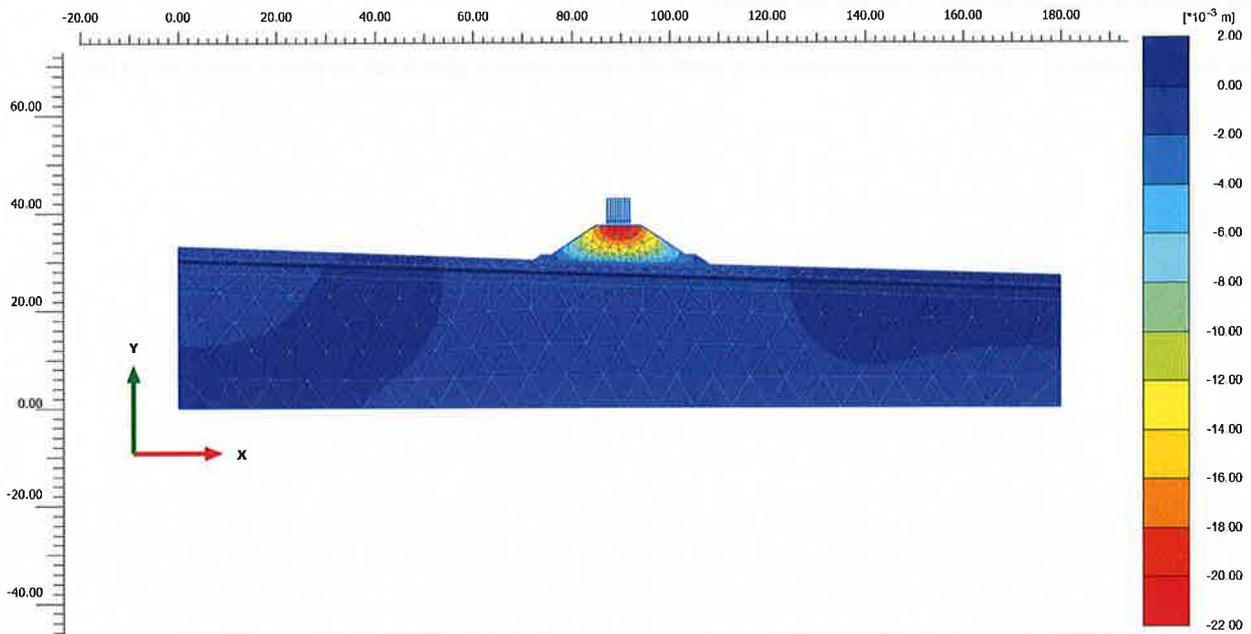
Nelle seguenti immagini si riportano i cedimenti verticali indotti nelle varie fasi di calcolo (Fase 1 e Fase2).

In particolare, in Figura 15 si riporta la mappa a colori del cedimento verticale indotto dalla costruzione dal solo rilevato ferroviario, in Figura 16 si riporta la mappa a colori del cedimento verticale nella fase 2 con l’armamento ferroviario (ballast, traverse, rotaie), comprensivo anche del cedimento di fase 1.



Total displacements u_y
 Maximum value = $0.01144 \cdot 10^{-3}$ m (Element 301 at Node 6724)
 Minimum value = -0.01922 m (Element 17 at Node 1893)

FIGURA 15: CEDIMENTO VERTICALE (FASE 1)



Total displacements u_y
 Maximum value = $0.01147 \cdot 10^{-3}$ m (Element 301 at Node 6724)
 Minimum value = -0.02151 m (Element 17 at Node 1893)

FIGURA 16: CEDIMENTO VERTICALE (FASE 2)

Nella seguente tabella si riassumono, per ciascuna fase, il cedimento verticale massimo che si verifica in sommità del rilevato ferroviario (punto A di Figura 14) e il cedimento verticale massimo che si verifica in corrispondenza del piano di posa del rilevato stesso (punto B di Figura 14). Si riporta inoltre il cedimento verticale (cedimento incrementale) dovuto alla sola applicazione del carico permanente (ballast, traverse, rotaie).

TABELLA 17: CEDIMENTI VERTICALI.

Fase di calcolo	Cedimento sommità rilevato (Punto A) [cm]	Cedimento base rilevato (Punto B) [cm]
Fase 1	1.9	0.5
Fase 2	2.1	0.5
Cedimento incrementale tra fase 1 e fase 2	0.2	0.0

Come evidenziato alla figura 16 i cedimenti sono localizzati principalmente all'interno del corpo del rilevato e corrispondono sostanzialmente all'assestamento sotto il peso proprio. Tali cedimenti, stante la natura dei materiali da costruzione, saranno scontati ragionevolmente, nell'ambito delle fasi costruttive.

Per quanto detto i cedimenti risultano ampiamente compresi all'interno delle soglie di accettabilità riportate al (§6.3).