

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA**

**PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA DI 2° FASE**

**LINEA A.V. /A.C. MILANO - VERONA**

**NODO DI BRESCIA**

**POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA**

**GEOTECNICA**

Relazione di predimensionamento dei rilevati ferroviari

SCALA:

-

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

I N O Y 1 0 F 1 0 R H G E 0 0 0 6 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L.Dinelli	Ottobre 2020	G.Scasserra	Ottobre 2020	L.Berardi	Ottobre 2020	L.Berardi Ottobre 2020



File: IN0Y10F10RHGE0006001A.DOC

n. Elab.: 1

## INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO .....	5
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO .....	5
2.3	SOFTWARE.....	6
3	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE .....	7
3.1	CRITERI GENERALI DI VERIFICA .....	7
3.2	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI.....	8
3.2.1	<i>Verifiche di sicurezza (SLU)</i> .....	8
3.2.2	<i>Stati limite di esercizio (SLE)</i> .....	11
3.3	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI.....	12
3.3.1	<i>Stati limite ultimi (SLU)</i> .....	12
3.3.2	<i>Liquefazione</i> .....	13
3.4	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI .....	14
3.4.1	<i>Paratie Plus</i> .....	14
3.4.2	<i>Plaxis 2D</i> .....	15
3.5	METODOLOGIE DI VERIFICA ADOTTATE .....	15
3.5.1	<i>Verifiche di stabilità</i> .....	15
3.5.2	<i>Valutazione degli spostamenti (rilevati in generale)</i> .....	16
3.5.3	<i>Valutazione degli spostamenti (sez 0+400)</i> .....	18
4	CARATTERISTICHE DEL CORPO FERROVIARIO.....	19
4.1	DESCRIZIONE DEI RILEVATI FERROVIARI.....	19
4.2	MATERIALI COSTITUENTI IL RILEVATO .....	19
4.3	CARICHI DI PROGETTO .....	20
5	SELEZIONE DELLE SEZIONI OGGETTO DI VERIFICA .....	21

GEOTECNICA - Relazione di predimensionamento dei rilevati ferroviari	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 RH	GE 00 0 6 001	A	3 DI 32

5.1	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO .....	21
5.2	VERIFICHE SLU – STABILITÀ GLOBALE.....	22
5.2.1	<i>Verifiche in condizioni statiche .....</i>	22
5.2.2	<i>Verifiche in condizioni sismiche psuedo-statiche).....</i>	23
5.3	VERIFICHE SLE – VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI.....	24
5.4	SEZIONE DI CALCOLO ALLA PROGRESSIVA 0+575.....	24
5.5	SEZIONE DI CALCOLO ALLA PROGRESSIVA 0+400.....	26
5.5.1	<i>Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo .....</i>	27
5.5.2	<i>Verifiche SLE – Valutazione dei cedimenti .....</i>	28

## 1 PREMESSA

L'attivazione della tratta AV/AC Milano – Brescia del 2016 ha consentito di liberare la capacità sulla linea storica Milano-Venezia anche per traffici merci da/per Milano. L'incremento di traffico futuro sull'asse ferroviario Torino-Venezia, richiede, tra gli altri, l'intervento di potenziamento dello Scalo di Brescia.

In tale scenario si inserisce il progetto in parola che deve compatibilizzare l'impianto attuale di Brescia (attivazione di fase 4) con le esigenze di TerAlp e gli interventi nel loro ambito. L'opera relativa al Potenziamento Infrastrutturale dello Scalo di Brescia è suddivisa in due interventi:

- Realizzazione dell'asta di manovra di 750 metri lato Milano, sviluppato con PFTE di prima e seconda fase
- Nuovo PRG dello scalo di Brescia, sviluppato con PFTE di seconda fase, in aree ferroviarie

Il presente documento si riferisce allo Studio di Fattibilità Tecnico ed Economica di seconda fase che comprende sia lo sviluppo del nuovo PRG di scalo, da realizzare in aree ferroviarie, che il prolungamento dell'asta da 750 metri, da sviluppare in aree non di proprietà delle ferrovie.

Nel documento sono contenuti le analisi dei cedimenti e di stabilità effettuate per la verifica dei rilevati inclusi nell'intervento in esame.

## 2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Documentazione di progetto

Si riporta di seguito l'elenco dei documenti utilizzati per la stesura della presente relazione:

- [1] ITALFERR – PFTE Quadrante Europa Verona – Potenziamento Scalo Merci Brescia – Relazione Geotecnica (Doc. IN0Y10F10GEGE0006001)
- [2] ITALFERR – PFTE Quadrante Europa Verona – Potenziamento Scalo Merci Brescia – Profilo geotecnico (Doc. IN0Y10F10F6GE0006001)

### 2.2 Normativa e standard di riferimento

Si riporta di seguito l'elenco delle normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente relazione:

- [3] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.42 del 20.2.2018, Supplemento ordinario n.8.
- [4] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- [5] RFI DTC SI MA IFS 001 D del 20.12.2019 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”.
- [6] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”.
- [7] RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI.
- [8] RFI TCAR ST AR 01 001 D “Standard di qualità geometrica del binario e parametri di dinamica di marcia per linee con velocità fino a 300km/h”
- [9] 2008/217/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità (20/12/2007)”.

GEOTECNICA - Relazione di predimensionamento dei rilevati ferroviari	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 RH	GE 00 0 6 001	A	6 DI 32

[10] 2011/275/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale (26/04/2011)”.

[11] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali

[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

[13] Paratie Plus – modulo VSP – Harpaceas (<http://harpaceasit/paratie-plus/>)

[14] PLAXIS B.V.“Plaxis – Finite Element Code for Soil and Rock Analyses”. Plaxis 2D – AE.02. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherland. ([http:// w.plaxis.nl](http://w.plaxis.nl))

### 3 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

#### 3.1 Criteri generali di verifica

Per le opere in esame devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese (par. 6.2.3. del Doc. Rif. [3]):

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

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

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [3]})$$

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 del Doc. Rif.[3]).

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

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif. [3]})$$

dove:

$E_d$  = valore di progetto dell'effetto dell'azione;

$C_d$  = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

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

### 3.2 Verifiche di sicurezza in campo statico per opere in materiali sciolti

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

#### 3.2.1 Verifiche di sicurezza (SLU)

Le verifiche in campo statico di opere in materiali sciolti, quali i rilevati, devono essere eseguite secondo il seguente approccio (Par. 6.8.2 del Doc. Rif.[3]):

Approccio 1 - Combinazione 2: A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali definiti in Tabella 3.3 e Tabella 3.4.

**Tabella 3.1: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) - (Tab. 6.2.II, del Doc. Rif.[3]).**

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 3.2: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2) - (Tab. 6.8.I, Doc. Rif. [3]).**

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

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  $R = R \left[ \gamma_F \cdot F_k \cdot \frac{\Sigma S_i}{\gamma_m} ; a_d \right]$  la resistenza globale del sistema calcolata sulla base delle azioni di

progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto.

Facendo riferimento a quanto previsto al p.to 3.8.1.3.4.1 del Doc Rif. [5] per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali sulle azioni in Tabella 3.3 (Tab. 5.2.V del Doc Rif. [3]) e i coefficienti di combinazione  $\Psi$  in Tab. 5.2.VI riportati in Tabella 3.4 e in Tabella 3.5.

**Tabella 3.3: Coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 5.2.V del Doc. Rif.[3]).**

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(6)</sup> 1,20 per effetti locali

In Tabella 3.3 (Tab. 5.2.V del Doc. Rif. [3]) il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  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;
- $\gamma_B$  coefficiente parziale del peso proprio del ballast;
- $\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

**Tabella 3.4: Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni (Tab. 5.2.VI del Doc. Rif.[3]).**

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50
	$g^1_1$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>
Gruppi di	$g^1_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>
carico	$g^1_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>
	$g^1_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60

<sup>(1)</sup> 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.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico varno assunti pari a 0,0.

**Tabella 3.5: Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni (Tab. 5.2.VII Doc. Rif.[3]).**

Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

	Azioni	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2)</sup> <sup>(3)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0

<sup>(1)</sup> 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.

<sup>(2)</sup> Si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

<sup>(3)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico varno assunti pari a 0,0.

GEOTECNICA - Relazione di predimensionamento dei rilevati ferroviari	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 RH	GE 00 0 6 001	A	11 DI 32

### 3.2.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Per gli Stati Limite di Esercizio deve essere verificato che, impiegando nelle analisi i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali (Par. 6.8.3 del Doc. Rif. [3]), gli spostamenti del manufatto e del terreno circostante, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, siano compatibili con la funzionalità dell'OPERA e con la sicurezza e la funzionalità di manufatti adiacenti.

Nello specifico, come riportato nei Doc. Rif. [5], RFI stabilisce un valore soglia degli spostamenti residui attesi, corrispondenti ad uno Stato Limite di Esercizio (SLE), pari a 5 cm. Inoltre, il cedimento residuo deve essere inferiore al 10% del cedimento di lungo termine.

Deve essere tenuto presente che le verifiche agli Stati Limite di Esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli Stati Limite Ultimi.

### 3.3 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI

#### 3.3.1 Stati limite ultimi (SLU)

Per tutte le verifiche l'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (vedasi Doc. Rif. [3]). Per l'opera in oggetto, le verifiche agli Stati Limite Ultimi verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Le verifiche di sicurezza agli SLU in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico. In particolare, la stabilità globale in condizioni sismiche delle opere in materiali sciolti, quali rilevati, deve essere svolta 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  $\gamma_R = 1.2$ . (vedasi Par.7.11.4 del Doc. Rif. [3]). Le condizioni di stabilità del rilevato devono essere verificate affinché prima, durante e dopo il sisma la resistenza del sistema sia superiore alle azioni, ovvero gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

Come riportato al Par. 7.11.4 del Doc. Rif. [3] le verifiche possono essere condotte mediante metodi pseudo statici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica. In questo caso si farà ricorso al metodo pseudo-statico seguendo le modalità indicate nel Par. 7.11.3.5.2 del Doc. Rif.[3], inerente alla stabilità dei pendii, secondo il quale, in mancanza di studi specifici, i coefficienti sismici  $k_h$  (orizzontale) e  $k_v$  (verticale) sono definiti come:

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

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo:

$a_{max}$  = azione sismica di progetto definita nella Relazione geotecnica (Doc. Rif. [1]), qui assunto pari a 0.293 g.

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Come chiarito al Par. 7.11.4 del Doc. Rif. [3] il valore del coefficiente  $\beta_s$  da assumere è pari a 0.38 per verifiche allo SLV su fronti di scavo o rilevati, come nel caso in oggetto.

In accordo alle espressioni di cui sopra, si ottengono i seguenti coefficienti per la verifica di stabilità globale allo SLV (Tabella 3.6), considerando che il tracciato ricade terreno di tipo C (cfr Relazione Geotecnica, doc.[1]).

**Tabella 3.6: Valori dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale.**

	$V_N$	$C_U$	$V_R$	$a_g$ (g)	$S$	$S_T$	$a_{max}$ (g)	$k_h$	$k_v$
SLV	75	1.5	112.5	0.211	1.39	1.0	0.293	0.111	$\pm 0.056$

### 3.3.2 Liquefazione

In base a quanto indicato nelle NTC 2018 il sito presso il quale è ubicata l'opera deve essere stabile nei confronti della liquefazione. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Dalla Relazione Geotecnica il sito risulta non a rischio.

### 3.4 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

#### 3.4.1 Paratie Plus

Il modulo VSP di Paratie Plus permette di calcolare la stabilità complessiva di un versante, di un fronte di scavo o di un rilevato in cui può o meno essere presente un'opera di sostegno flessibile. Paratie Plus utilizza i metodi dell'equilibrio limite, prevede la possibilità di scegliere diversi metodi di analisi e permette di prendere in considerazione superfici di scorrimento definite con metodologie differenti.

In particolare, Paratie Plus prevede il calcolo della stabilità per mezzo dei seguenti metodi:

- Metodo di Bishop semplificato;
- Metodo di Janbu semplificato;
- Metodo di Morgenstern & Price.

Tutti questi si basano sull'individuare una porzione di terreno instabile mobilitata lungo una potenziale superficie di scorrimento, suddividendo la regione di terreno mobilitata in conci verticali compresi tra la sommità del terreno e la superficie di scorrimento e applicando le condizioni di equilibrio generali e relative ai singoli conci. Poiché nella scrittura delle condizioni di equilibrio del singolo concio è necessario includere le azioni che esso scambia con i conci adiacenti, si ottiene un sistema risolvibile in cui le incognite (il coefficiente di sicurezza e le azioni interne fra i conci) superano le equazioni disponibili. La differenza fra i diversi metodi risiede nel modo in cui il problema viene reso staticamente determinato; in generale vengono introdotte ulteriori ipotesi, diverse da un metodo all'altro, relativamente alle azioni di interazione fra conci adiacenti.

Nelle analisi effettuate si è fatto riferimento al metodo di Bishop la cui ipotesi è che i vari conci si scambino azioni solo normali alle facce verticali, vale a dire azioni orizzontali; richiede inoltre che la superficie di scivolamento sia un arco di cerchio e determina il coefficiente di sicurezza imponendo l'equilibrio alla rotazione della massa instabile attorno al centro della circonferenza.

Per la definizione delle superfici da analizzare, invece, Paratie Plus offre la possibilità di scegliere tra le seguenti metodologie:

- Archi di cerchio aventi centro noto e raggi compresi in un intervallo;
- Archi di cerchio entranti e uscenti in posizioni note;
- Griglia dei centri e limiti geometrici sui raggi.

GEOTECNICA - Relazione di predimensionamento dei rilevati ferroviari	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 RH	GE 00 0 6 001	A	15 DI 32

Nei casi in esame è stato utilizzato il secondo metodo e pertanto è stato definito un intervallo di entrata (a monte), uno di uscita (a valle) e il raggio massimo. Sulla base di questi intervalli il programma ha generato diversi archi di cerchio contraddistinti ovviamente da diversi centri.

### 3.4.2 Plaxis 2D

Plaxis 2D è un codice di calcolo agli elementi finiti (sviluppato dalla Delft University of Technology) bidimensionale in grado di tenere conto del comportamento del terreno seguendo la variazione dello stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e negli eventuali elementi strutturali collegati con i quali interagisce.

È utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (*plane strain*) o a condizioni assialsimmetriche (*axisymmetric*).

Plaxis consente di svolgere diversi tipi di calcolo agli elementi finiti distinguendo tra calcoli di tipo Plastico (*plastic*), Analisi di consolidazione (*consolidation*), Analisi di stabilità con il metodo della riduzione dei parametri di resistenza (*phi-c reduction*) e Analisi dinamiche (*dynamic*).

## 3.5 Metodologie di verifica adottate

### 3.5.1 Verifiche di stabilità

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite.

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

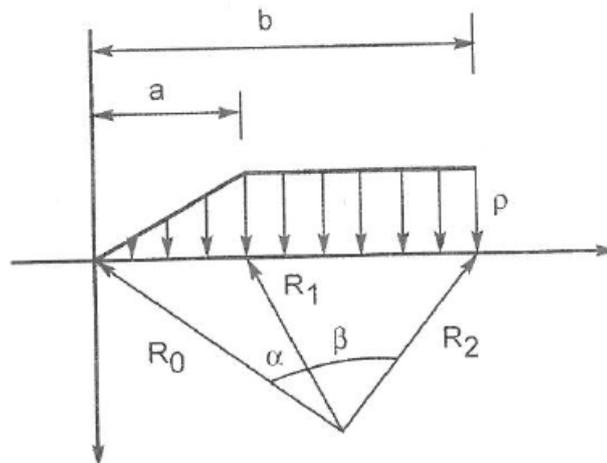
$$F_s = \frac{T_{\text{disp}}}{T_{\text{mob}}}$$

Il codice VSP implementato in Paratie Plus è stato utilizzato nel presente documento per condurre le analisi di stabilità, sia in campo statico sia in campo sismico (adottando il metodo pseudo-statico), per le verifiche SLU richieste dalla Normativa per le opere in terreni sciolti.

Nelle analisi sono state escluse, perché considerate non significative, le superfici di rottura corticali (con profondità minori di 1 m ca.).

### 3.5.2 Valutazione degli spostamenti (rilevati in generale)

Per i rilevati previsti lungo l'asta di fase2 L=750m, la valutazione dell'ordine di grandezza dei cedimenti attesi sotto i carichi di esercizio è stato effettuato attraverso la teoria dell'elasticità. Facendo ricorso alla teoria del semispazio elastico omogeneo ed isotropo, è possibile definire in ogni punto del sottosuolo e per il previsto schema di carico i valori delle corrispondenti tensioni indotte. Il corpo di carico del rilevato è suddiviso in corpi di carico riconducibili a quelli della figura seguente che consentono di determinare le tensioni indotte in forma analitica chiusa.



Con tale metodo le espressioni delle tensioni indotte dal singolo corpo di carico sono:

$$\Delta\sigma_z = p/\pi \cdot [\beta + x\alpha/a - z/R_2^2 \cdot (x - b)]$$

$$\Delta\sigma_x = p/\pi \cdot [\beta + x\alpha/a + z/R_2^2 \cdot (x - b) + 2z/a \cdot \log R_1/R_0]$$

$$\Delta\sigma_y = \nu \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_z)$$

Ricavati ad ogni profondità  $z$  i corrispondenti valori di  $\Delta\sigma_x$ ,  $\Delta\sigma_y$  e  $\Delta\sigma_z$ , dovuti alla sovrapposizione degli effetti dei singoli corpi di carico, è possibile ricavare il corrispondente valore della  $\varepsilon_z$  attraverso l'espressione:

$$\varepsilon_z = [\Delta\sigma_z - \nu \cdot (\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x)]/E$$

GEOTECNICA - Relazione di predimensionamento dei rilevati ferroviari	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
	IN0Y	10	F 10 RH	GE 00 0 6 001	A	17 DI 32

noti i valori del modulo di deformabilità E ed il coefficiente di Poisson  $\nu$ .

Suddividendo il terreno al di sotto del rilevato in strati di spessore  $\Delta z_i$ , è possibile valutare il cedimento dello strato  $i$  – esimo attraverso l'espressione:

$$\delta z_i = [\Delta\sigma_z - \nu \cdot (\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x)] / E \cdot \Delta z_i$$

Il cedimento complessivo sarà pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati e quindi pari a:

$$\delta z_j = \sum_i \delta z_i = \sum_i [\Delta\sigma_z - \nu \cdot (\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x)] / E \cdot \Delta z_i$$

Se il sottosuolo sul quale è realizzato il rilevato è costituito da n strati, il cedimento complessivo è pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati:

$$\delta_{tot} = \sum_j \delta z_j$$

Il calcolo può essere esteso o su tutto lo spessore dello schema geometrico definito o esteso fino ad una profondità massima, intesa come quella profondità alla quale il rapporto tra l'incremento della tensione media nel sottosuolo per effetto del sovraccarico dovuto al rilevato  $\Delta\sigma_m = (\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x)/3$  e la tensione media efficace  $\sigma_{m0} = (\sigma'_{v0} + 2k_0 \cdot \sigma'_{v0})/3$  risulta pari ad una certa percentuale. (es. 10%).

Il foglio di calcolo impiegato fornisce la valutazione del cedimento in undici punti collocati in corrispondenza del piano campagna. I dati di input richiesti per il calcolo del cedimento sono:

- caratteristiche geometriche del rilevato: altezza h, larghezza della scarpata sinistra a, larghezza del coronamento b e larghezza della scarpata a';
- il valore del peso dell'unità di volume del rilevato;
- il numero e lo spessore degli strati di terreno interessati con un eventuale descrizione e l'intervallo di suddivisione dei singoli strati  $\Delta z_i$ ;
- i parametri di deformabilità medi di ciascuno strato  $E_i$  e  $\nu_i$ ;
- l'angolo di attrito interno  $\varphi'_i$  e il peso dell'unità di volume  $\gamma_i$  dei singoli strati;
- la profondità della falda  $z_{w,i}$ ;
- il rapporto tra la tensione media indotta nel sottosuolo e la tensione media efficace  $\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$  (se uguale 0 l'analisi viene estesa allo spessore complessivo dovuto alla somma degli spessori dei singoli strati).

### **3.5.3 Valutazione degli spostamenti (sez 0+400)**

Per il caso dell'asta di fase 1 L=350 m, nella tratta in cui le opere di progetto (rilevati e muri di sostegno) si affacciano in stretta prossimità del rilevato esistente, il calcolo dei cedimenti è stato effettuato agli elementi finiti con il codice di calcolo Plaxis. Il calcolo dei cedimenti attraverso il codice Plaxis 2D è stato condotto utilizzando un modello costitutivo implementato nel codice di calcolo di tipo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb per i terreni naturali e per il rilevato.

## 4 CARATTERISTICHE DEL CORPO FERROVIARIO

### 4.1 Descrizione dei rilevati ferroviari

Per quanto riguarda la geometria dei rilevati, si è fatto riferimento agli elaborati di progetto ad essi relativi ed in particolare alle sezioni trasversali, tipologiche e correnti.

In particolare, i rilevati sono previsti con pendenza 3H:2V in quanto l'altezza del rilevato non supera i 6.0 m (ad esclusione di un breve tratto con altezza  $H=6.4$ ; l'altezza si intende misurata a partire dal ciglio superiore del rilevato).

Al di sotto del rilevato è previsto uno scotico per uno spessore pari a 0.5 m, mentre per le scarpate una finitura con terreno vegetale e inerbimento.

Il rilevato sarà completato in sommità con la realizzazione di uno strato di super compatto di spessore pari a 30 cm, al di sopra del quale verrà realizzato uno strato di sub-ballast di spessore pari a 12 cm. Una volta completato il corpo del rilevato si posizioneranno ballast, traversine e rotaie.

### 4.2 Materiali costituenti il rilevato

Il materiale costituente il corpo del rilevato sarà materiale a grana grossa per la cui caratterizzazione si farà riferimento ai parametri caratteristici riportati in Tabella 4.1.

L'inerbimento superficiale delle scarpate e lo strato di scotico non sono stati considerati nelle analisi.

**Tabella 4.1: Parametri geotecnici di calcolo – materiali costituenti il rilevato**

STRATO	Spessore	Peso di volume	Angolo di resistenza al taglio		Coesione efficace		Modulo di Young operativo	Permeabilità
	[m]	$\gamma_d$	$\phi'_k$	$\phi'_d$ M2	$c'_k$	$c'_d$ M2	$E_{op.}$	$k$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[m/s]
RILEVATO	Variabile	20	38	32	0	0	40	$1 \times 10^{-5}$

### 4.3 Carichi di progetto

I carichi di progetto considerati nelle analisi oggetto del presente documento sono i seguenti:

- Carico rappresentativo del pacchetto di armamento ferroviario (ballast, traversine, rotaie);
- Sovraccarico rappresentativo del traffico ferroviario;
- Carico da azione sismica.

In ottemperanza a quanto indicato nel Manuale di Progettazione (Rif.[5]), il carico permanente dovuto alla sovrastruttura ferroviaria (massicciata + armamento) è stato schematizzato per mezzo di una pressione uniformemente distribuita applicata sull'impronta del ballast (larghezza complessiva di circa 5.5 m.) considerando un'altezza media fra il piano del ferro (P.F.) e l'estradosso del sub-ballast pari a 0.80 m. Il peso di volume è stato assunto pari a 18.0 kN/m<sup>3</sup> per i tratti in rettilineo e a 20.0 kN/m<sup>3</sup> per i tratti in curva, pertanto il carico di progetto vale rispettivamente 14.4 kPa e 16.0 kPa nei due casi.

Il sovraccarico da traffico ferroviario è stato valutato in accordo a quanto riportato nel Doc. Rif. [5] considerando il treno di carico LM71 (con  $\alpha=1.1$ ), che per i casi in esame risulta essere più gravoso rispetto al treno di carico SW2.

In particolare, si è fatto riferimento ai quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m e pertanto si è considerato un carico di  $\alpha \cdot Q_{vk}/l = 1.1 \cdot 250/1.6 = 171.88$  kN/m. Per riportare tale carico dalla traversina, di larghezza pari a 2.4 m, al piano al di sotto dell'armamento si è considerata una diffusione con pendenza 45° su un'altezza di 40 cm. Pertanto, la pressione equivalente è stata considerata applicata su una fascia di larghezza pari a 3.2 m, centrata in corrispondenza dell'asse della linea ferroviaria, e pari a 53.71 kPa.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si rimanda al paragrafo 3.3 del presente documento.

Tali carichi e sovraccarichi sono stati inseriti nelle diverse verifiche agli SLU (statiche e sismiche) e agli SLE, applicando laddove necessario gli opportuni coefficienti parziali di amplificazione come previsti dalla Normativa vigente.

## 5 SELEZIONE DELLE SEZIONI OGGETTO DI VERIFICA

Ai fini delle verifiche geotecniche è stata selezionata la sezione di altezza maggiore ritenuta rappresentativa delle condizioni maggiormente critiche. La sezione oggetto di verifica è ubicata alla progressiva 0+575, è costituita da un rilevato di 6.0 m. Si tratta del rilevato in appoggio al sottovia SL02, qui considerato in corrispondenza della sezione con altezza massima.

E' stata inoltre selezionata un'ulteriore sezione per valutare i cedimenti indotti dalle opere in progetto sui binari esistenti dell'asta di fase 1 L=350m. Si tratta della sezione 8 alla prog 0+400.

Per il dettaglio sulla definizione dei valori dei parametri geotecnici e delle quote di falda assunti nelle verifiche si rimanda alla Relazione Geotecnica e al Profilo Geotecnico. (Doc. Rif. [1] e [2]); tali parametri sono comunque riassunti nelle apposite tabelle dei paragrafi che seguono.

### 5.1 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

In accordo a quanto riportato nella Relazione Geotecnica (Doc. Rif.[1]), nella Tabella 5.1 e Tabella 5.2 sono riportati la stratigrafia ed i valori dei parametri geotecnici caratteristici e di progetto, fattorizzati utilizzando i coefficienti M2 contenuti nella Tabella 3.1 della presente relazione.

Si rimanda invece alla Tabella 4.1 per i valori dei parametri geotecnici relativi ai materiali antropici utilizzati per il corpo del rilevato.

Si ricorda che le verifiche geotecniche SLU di stabilità globale dei rilevati, in campo statico, richiedono l'adozione della Combinazione 2 dell'Approccio 1 (DA1C2), mentre per le verifiche sismiche e per le verifiche SLE sono richiesti i parametri caratteristici.

**Tabella 5.1: Stratigrafia di calcolo per la sezione 0+575.**

Strato	Profondità da [m da p.c.]	Profondità a [m da p.c.]	Descrizione
aa-G(S)	0	10	Complesso ghiaioso-sabbioso
fg-S(L)	10	30	Depositi sabbiosi fluvio glaciali

**Tabella 5.2: Parametri geotecnici di calcolo per la sezione 0+575 – Materiali in sito.**

STRATO	Peso di volume	Angolo di resistenza al taglio		Coesione efficace		Modulo di Young operativo	Permeabilità
	$\gamma_d$	$\varphi'_k$	$\varphi'_d$ M2	$c'_k$	$c'_d$ M2	$E_{op.}$	$k$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[m/s]
aa-G(S)	19.0	35.0	29.2	-	-	25	1.0E-05 ÷ 1.0E-04
fg-S(L)	19.0	33.0	27.4	-	-	25	1.0E-06 ÷ 1.0E-05

La falda di progetto è stata assunta nei calcoli ad una quota di circa -12.0 m dal piano campagna, corrispondente all'andamento della stessa indicata nel profilo geotecnico alla progressiva di interesse.

## 5.2 VERIFICHE SLU – STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche SLU della stabilità globale del rilevato (sia in condizioni statiche, sia sismiche) sono state condotte tramite il codice di calcolo VSP implementato in Paratie Plus (Doc. Rif. [13]).

Partendo dalla classica definizione del coefficiente di sicurezza FS ottenuto da analisi all'equilibrio limite e richiamando grandezze e definizioni da NTC2018 (Doc. Rif. [3]), la verifica SLU di stabilità globale risulta soddisfatta se risulta:

$$FS \geq \gamma_R = 1.1 \quad \text{in condizioni statiche;}$$

$$FS \geq \gamma_R = 1.2 \quad \text{in condizioni sismiche.}$$

### 5.2.1 Verifiche in condizioni statiche

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione di superfici di rottura tali da intercettare l'area di ingombro della sede ferroviaria. Tra esse, è definita critica quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza minimo  $FS^{MIN}$ .

Si sottolinea che nella ricerca delle superfici di rottura critiche sono state escluse tutte quelle superfici di spessore trascurabile che non interessano la sede ferroviaria.

In Figura 5.1 sono riportate le superfici di rottura critiche per la combinazione DA1C2; il fattore di sicurezza relativo a tali meccanismi, e quindi il minore tra tutti i fattori di sicurezza calcolati, è pari a:

$$FS^{MIN} (DA1C2) = 1.183$$

Essendo soddisfatta la relazione  $FS^{MIN} \geq 1.1$  la verifica di stabilità globale in condizioni statiche risulta soddisfatta.

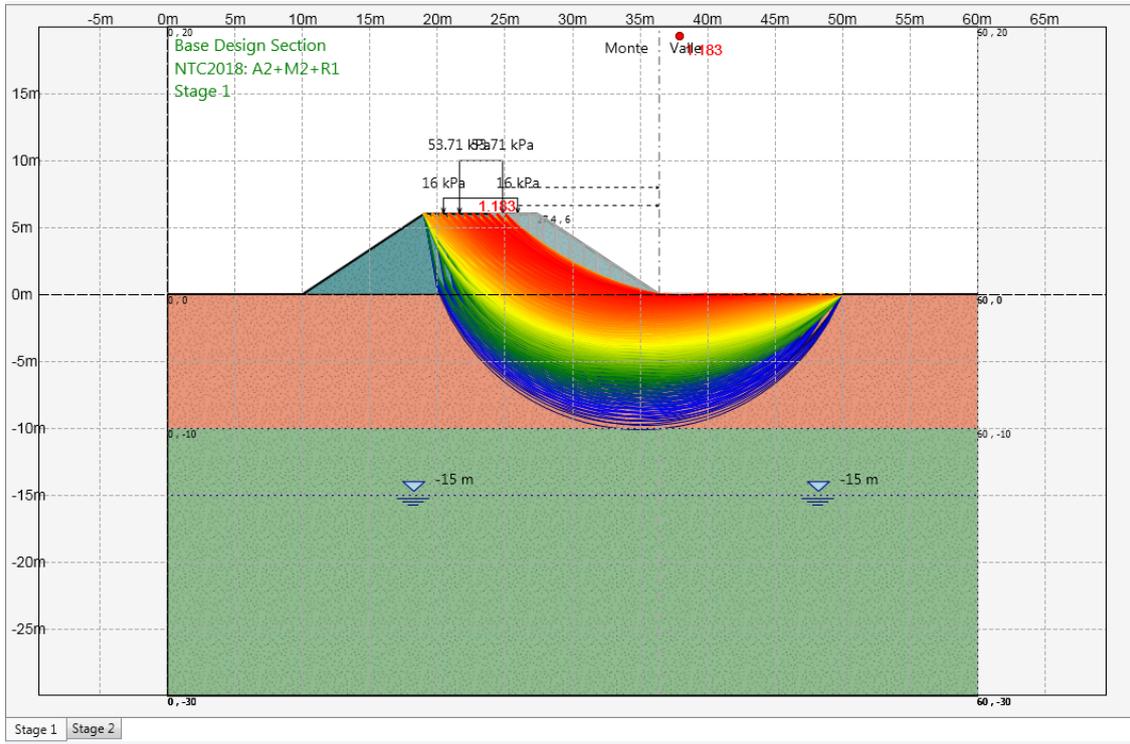


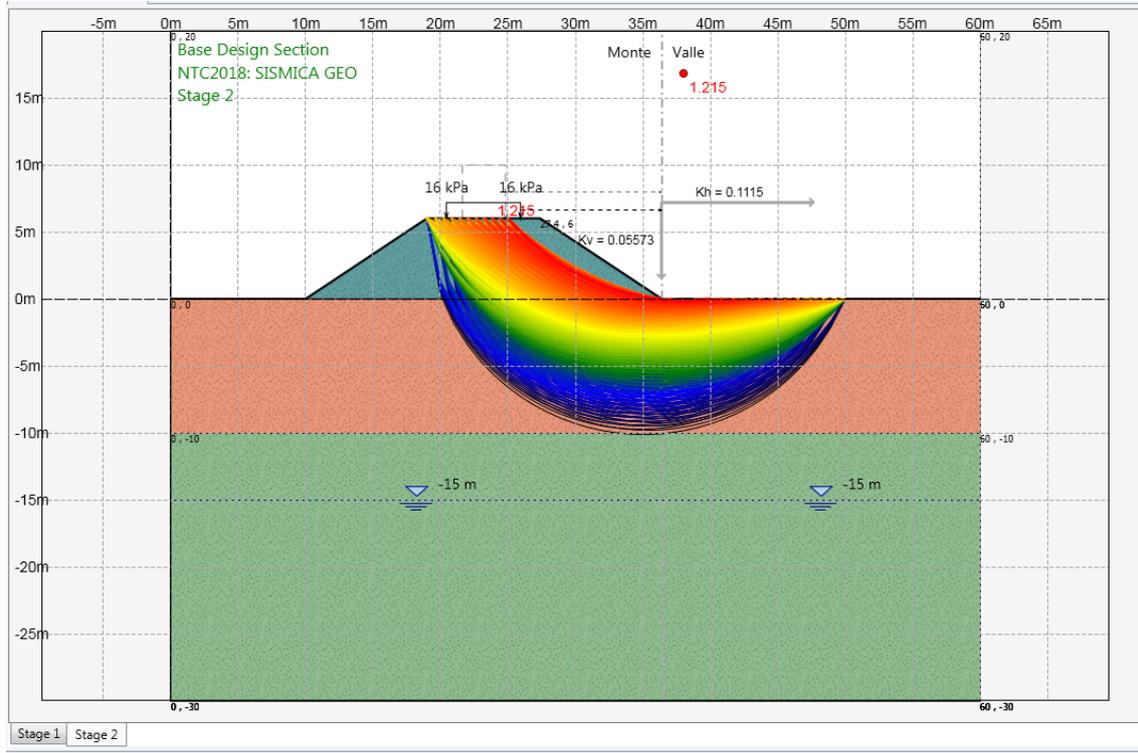
Figura 5.1: Rilevato H=6.00 m, sez.0+575 - Analisi di stabilità globale in condizioni statiche DA1C2.

### 5.2.2 Verifiche in condizioni sismiche psuedo-statiche)

In Figura 5.2 è riportata la superficie di rottura critica per il caso esaminato; il fattore di sicurezza relativo a tale meccanismo, e quindi il minore tra tutti i fattori di sicurezza calcolati, è pari a:

$$FS^{\text{MIN}}=1.215$$

Essendo soddisfatta la relazione  $FS^{\text{MIN}} \geq 1.2$ , la verifica di stabilità globale in condizioni sismiche risulta soddisfatta.



**Figura 5.2: Rilevato H=6.00 m, sez. 0+575 - Analisi di stabilità globale in condizioni sismiche**

### 5.3 VERIFICHE SLE – VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Come definito nel paragrafo 3.5.2, nell’ambito delle verifiche agli Stati Limite d’Esercizio, deve essere verificata la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.[3]})$$

dove

$E_d$  è il valore di progetto dell’effetto dell’azione, e  $C_d$  è il valore limite prescritto dell’effetto delle azioni.

Sulla base di quanto riportato sopra, le verifiche geotecniche sono pertanto volte ad identificare un campo di spostamenti/cedimenti.

### 5.4 SEZIONE DI CALCOLO ALLA PROGRESSIVA 0+575

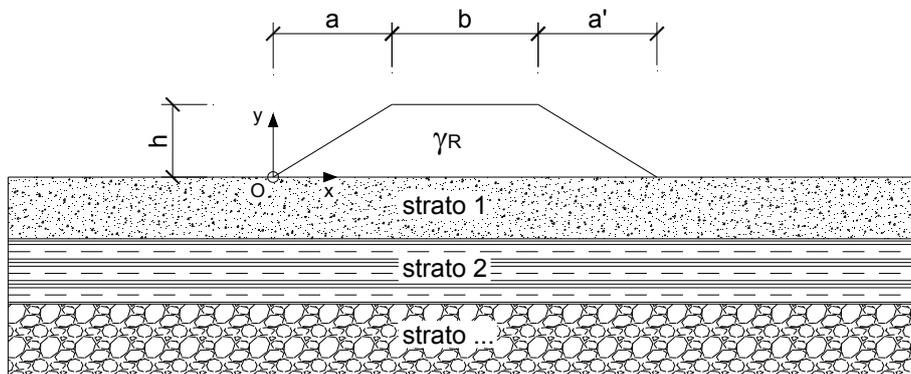
La determinazione del campo di spostamenti è stata svolta mediante l’utilizzo di un foglio di calcolo che impiega la teoria dell’elasticità assumendo i valori caratteristici sia per le azioni che per i materiali. Tali parametri sono riportati in Tabella 4.1.

In tale analisi per tener conto della presenza dei sovraccarichi permanenti corrispondenti alla presenza dell'armamento ferroviario si è considerato a favore di sicurezza un rilevato di altezza pari a 7.0 m

Il valore del cedimento ottenuto in asse al rilevato è pari a 7.78 cm. Per tale cedimento, essendo i terreni di fondazione tali da non determinare cedimenti differiti nel tempo, si può assumere ragionevolmente si esaurisca al termine della fase di costruzione e, pertanto, può essere ritenuto accettabile.

### CEDIMENTI INDOTTI DA UN RILEVATO

**LAVORO:** Cedimenti sez H = 6.0 m



### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RILEVATO

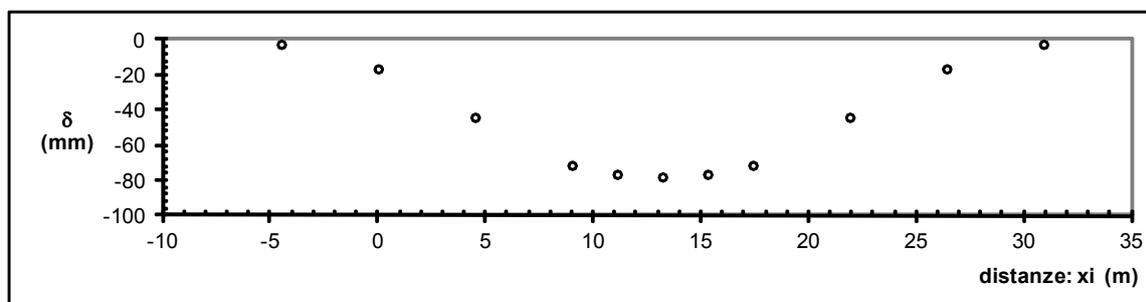
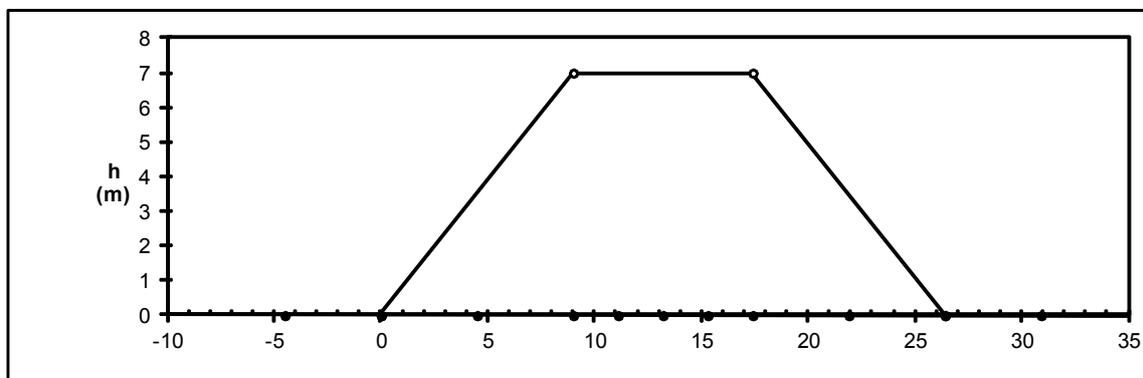
h (altezza del rilevato):	7.00	(m)
a (larghezza scarpata sinistra):	9.00	(m)
a' (larghezza scarpata destra):	9.00	(m)
b (larghezza coronamento del rilevato):	8.40	(m)
$\gamma_R$ (peso di unità di volume del rilevato):	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )

### CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

n (numero degli strati) (max 5):	2	(-)
$\Delta\sigma_n/\sigma_{m0}$ : (Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)	10	(%)
Zw (Profondità della falda):	15.00	(m)

Strato (n)	Z <sub>iniziale</sub> (m)	Z <sub>finale</sub> (m)	Spessore (m)	$\Delta z_i$ (m)	E (Mpa)	$\nu$ (-)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	terreno
1	0.00	10.00	10.00	1.0	25.0	0.30	35.0	19.00	aa-G(S)
2	10.00	30.00	20.00	1.0	25.0	0.30	33.0	19.00	fg-S(L)

### 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)
-4.50	0.00	4.50	9.00	11.10	13.20	15.30	17.40	21.90	26.40	30.90

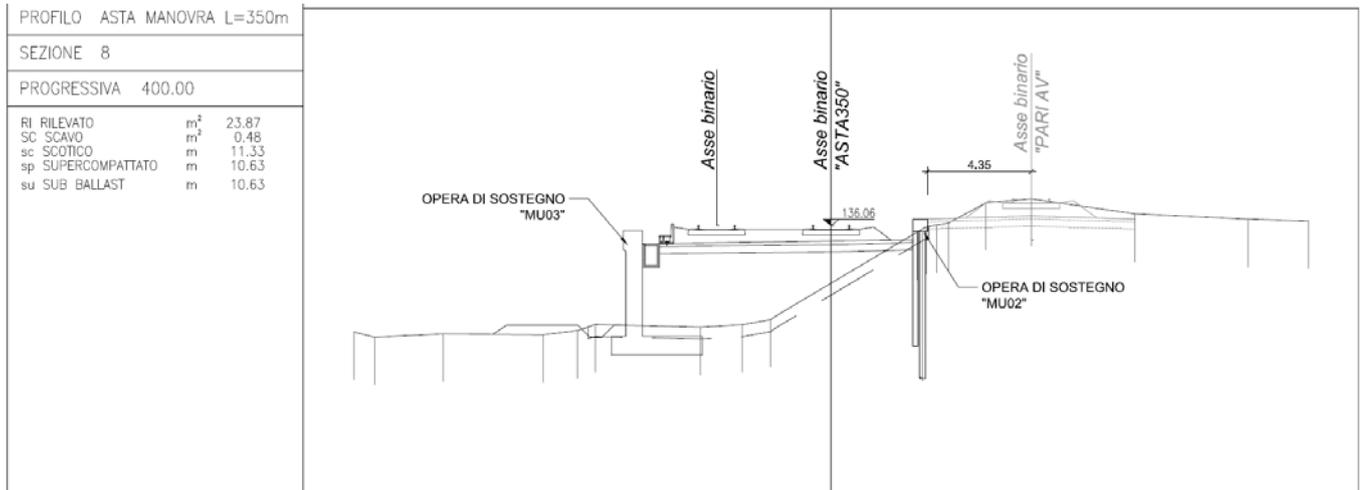
### CEDIMENTI

delta1	delta2	delta3	delta4	delta5	delta6	delta7	delta8	delta9	delta10	delta11
( cm )	( cm )									
-0.24	-1.64	-4.39	-7.13	-7.63	-7.78	-7.63	-7.13	-4.39	-1.64	-0.24

## 5.5 SEZIONE DI CALCOLO ALLA PROGRESSIVA 0+400

L'asta 350 si sviluppa in affiancamento alla linea AV pertanto nel presente paragrafo si valutano i cedimenti indotti dalla costruzione del nuovo rilevato sulla linea in esercizio. La sezione oggetto di verifica, ubicata alla progressiva 0+400 asta L=350m, è costituita da un rilevato di altezza pari a 4.4 m. Tale sezione è significativa in quanto in questo tratto la linea di progetto è in affiancamento all'infrastruttura ferroviaria nazionale con cui va a ricongiungersi. Essendo il rilevato compreso tra un

muro ed il rilevato esistente, per tale sezione è stata svolto un controllo dei cedimenti indotti dalle nuove opere sul rilevato esistente in adiacenza.



**Figura 3 – sezione 0+400 asta 350**

### 5.5.1 Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo

In accordo a quanto riportato nella Relazione Geotecnica (Doc. Rif.[1]), Tabella 5.1 e Tabella 5.2 sono riportati la stratigrafia ed i valori dei parametri geotecnici caratteristici e di progetto, fattorizzati utilizzando i coefficienti M2.

Si rimanda invece alla Tabella 4.1 per i valori dei parametri geotecnici relativi ai materiali antropici utilizzati per il corpo del rilevato.

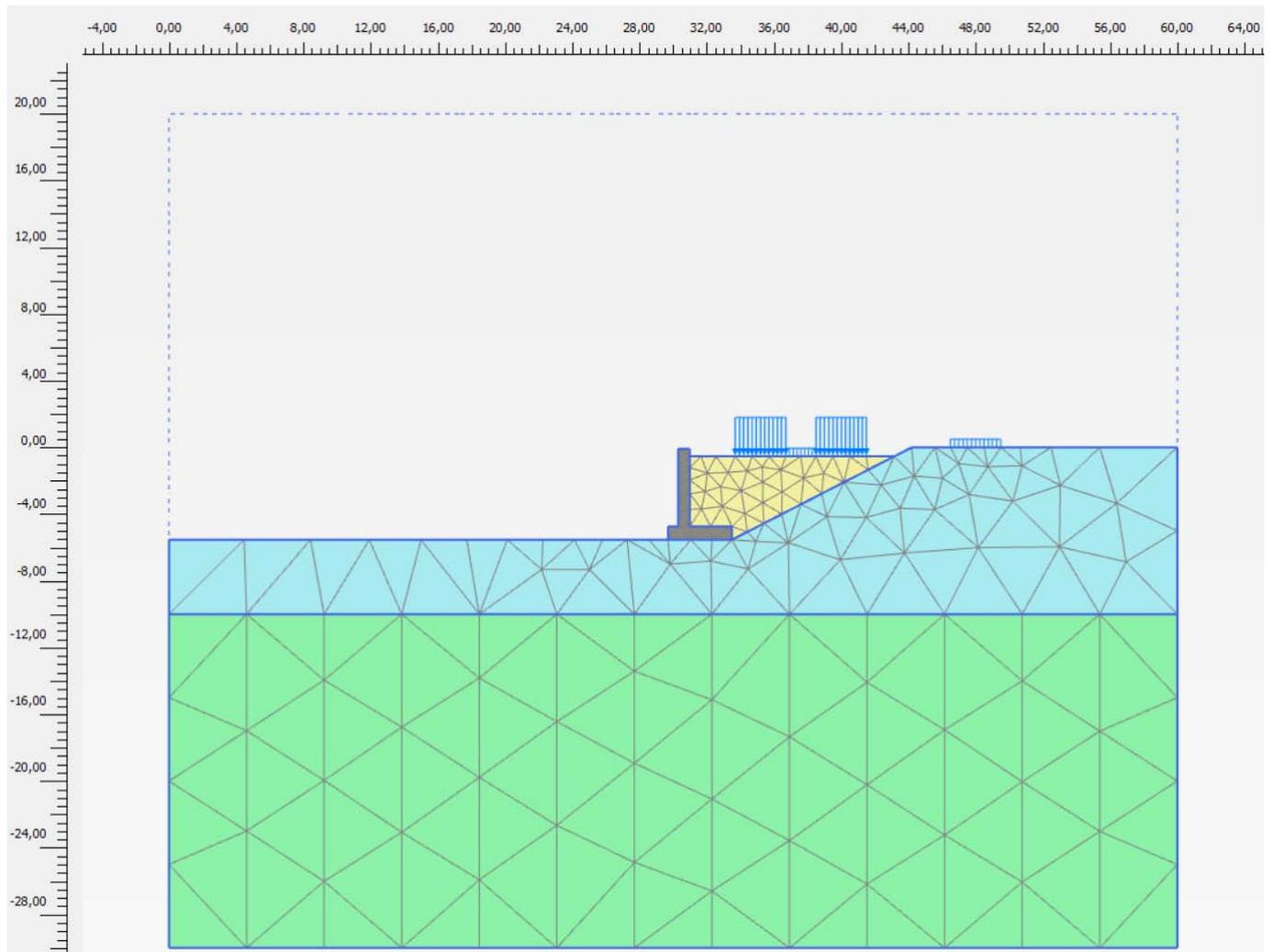
Si ricorda che per le verifiche SLE qui discusse e finalizzate alla determinazione dei cedimenti, si farà riferimento ai parametri caratteristici.

## 5.5.2 Verifiche SLE – Valutazione dei cedimenti

### 5.5.2.1 Modelli e fasi di calcolo

Il modello utilizzato per queste analisi è mostrato nella Figura 5.4 , nel quale, a scopo cautelativo, tutto l'esistente è stato schematizzato come unità aa-G(L), compreso il rilevato in essere.

Per rendere la sezione rappresentativa di tutta la tratta, inoltre, è stata trrscurata la presenza dei micropali.



**Figura 5.4: Modello rilevato Sez. 0+400.**

Le fasi di calcolo simulate sono le seguenti:

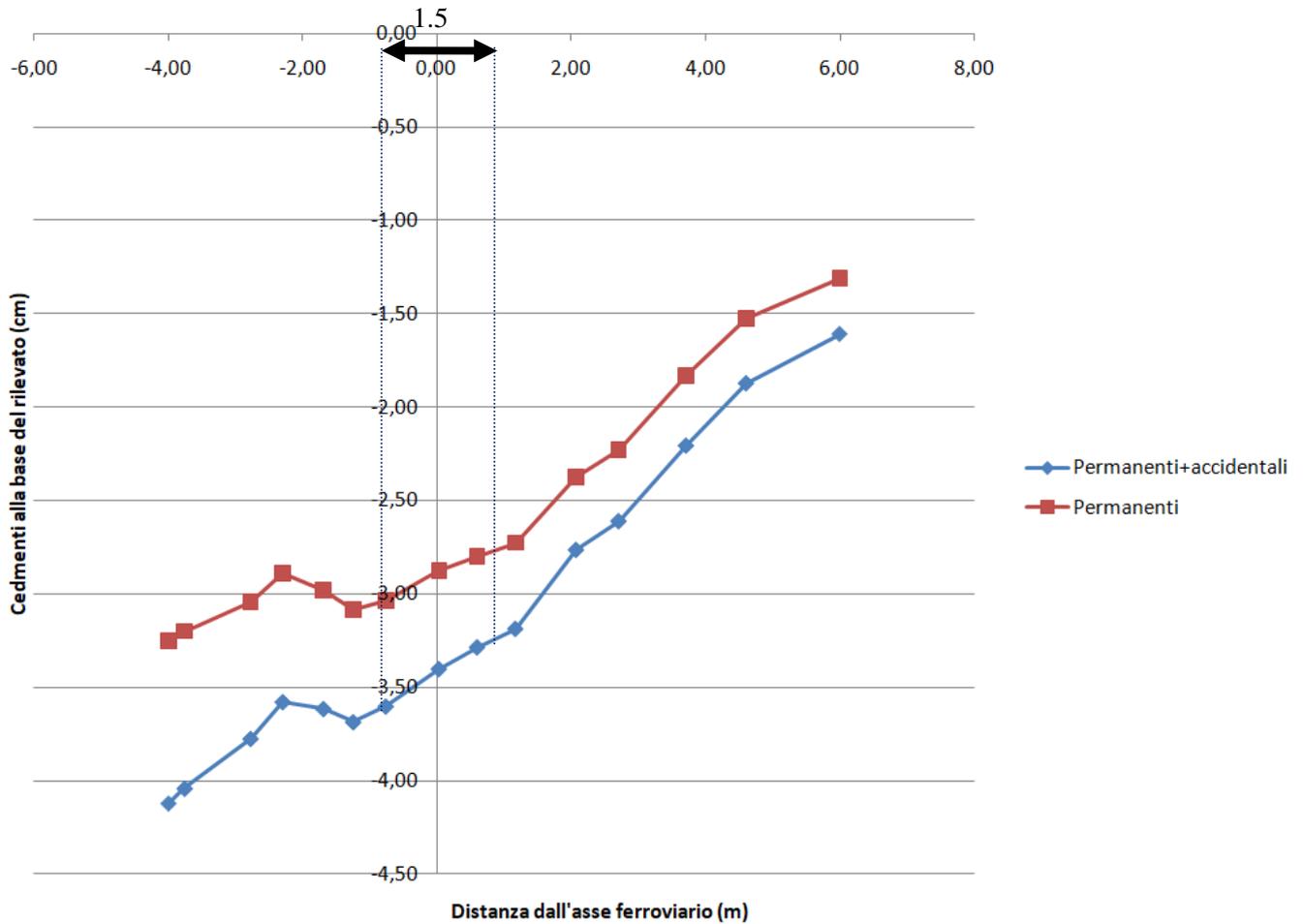
- Generazione dello stato tensionale iniziale considerando la presenza della linea ferroviaria A.V.;
- Costruzione del nuovo rilevato (applicazione carichi permanenti);
- Attivazione nuova linea ferroviaria (applicazione carichi accidentali).

#### 5.5.2.2 Risultati

Nelle figure seguenti sono riportati gli spostamenti verticali  $u_y$  nelle singole fasi in corrispondenza, rispettivamente, di una sezione orizzontale a  $-0.5$  m da p.c. (Figura 5.5) e di una sezione verticale coincidente con l'asse ferroviario in esercizio (Figura 5.6) al termine della realizzazione del nuovo rilevato e all'applicazione del carico ferroviario.

In Figura 5.5 è riportato l'andamento degli spostamenti verticali in corrispondenza della base del rilevato ferroviario, l'ascissa 0 rappresenta l'asse del biario AV pertanto alle ascisse  $+0.75$  e  $-0.75$  si determinano gli spostamenti verticali in corrispondenza delle rotaie.

Come definito nel documento Standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300 km/h (Cod. RFI TCAR ST AR 01 001 D) e suoi allegati, deve essere verificato che  $X_L$ , cioè il cedimento differenziale tra le due rotaie su una stessa sezione verticale, sia inferiore a 10 mm. Il cedimento differenziale nella zona della traversa che si ottiene dal modello di calcolo è pari a circa 5 mm e risulta pertanto accettabile.



**Figura 5.5: Rilevato sez. 0+400 – Spostamenti verticali in corrispondenza della base del rilevato ferroviario.**

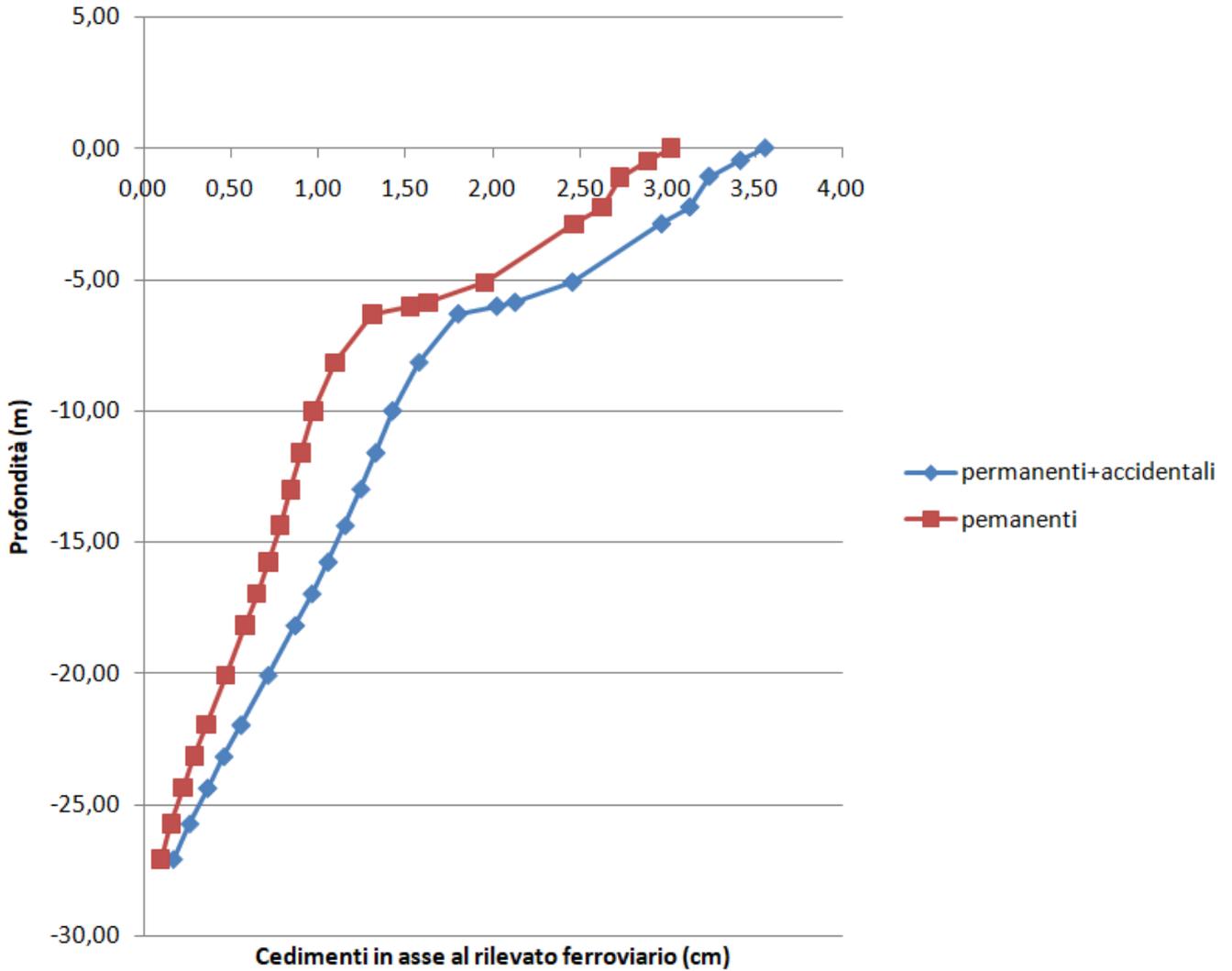
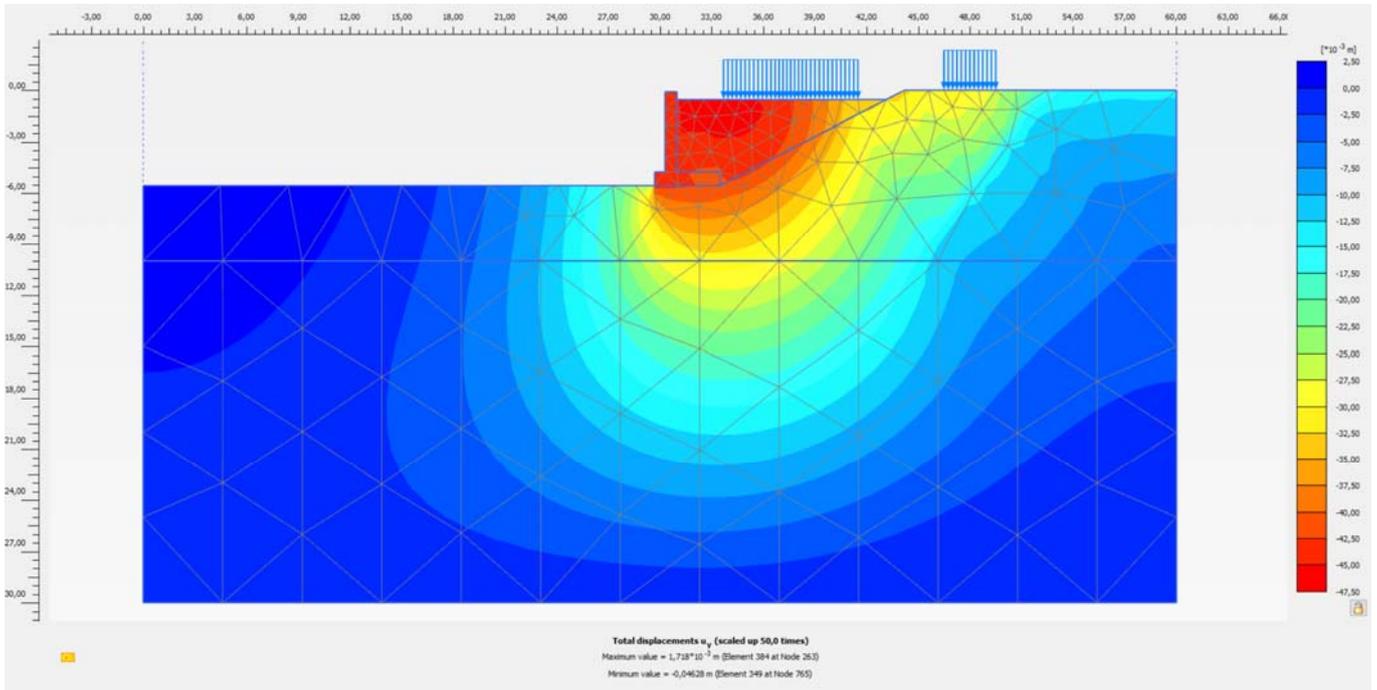
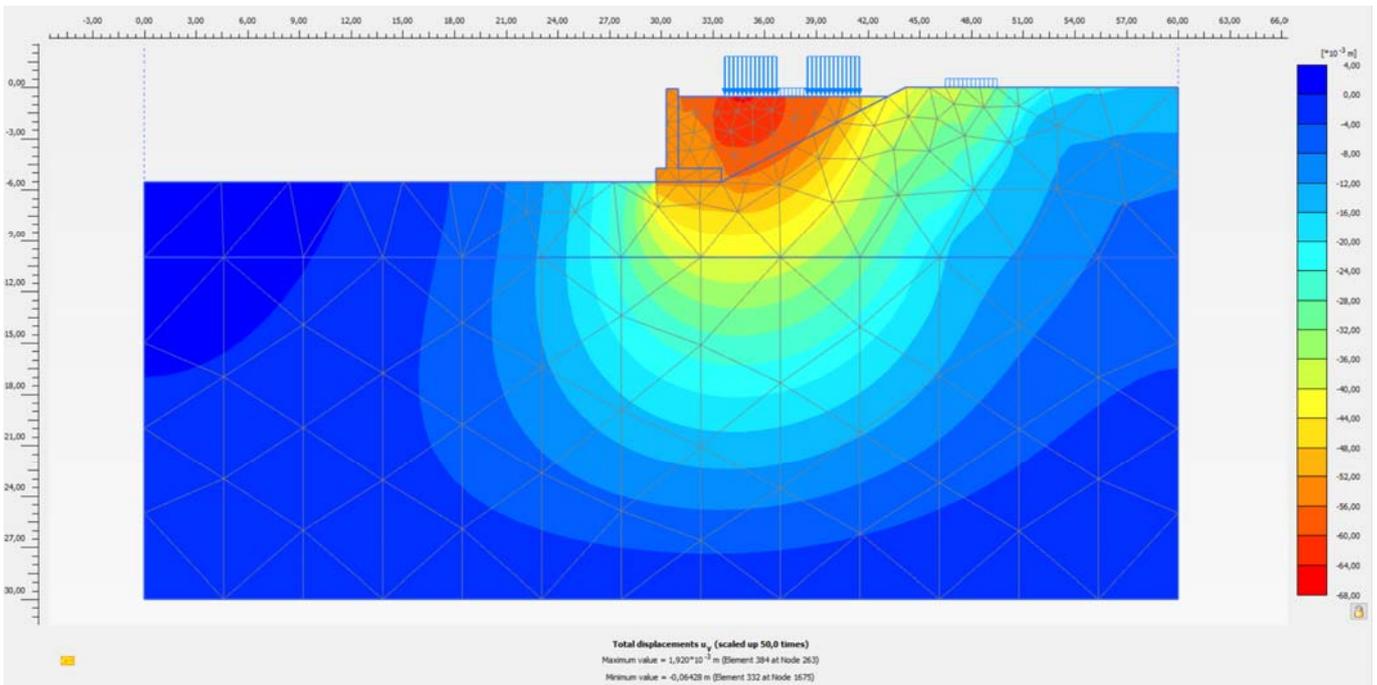


Figura 5.6: Rilevato sez. 0+400 – Spostamenti verticali in corrispondenza dell'asse ferroviario.

Essendo i terreni non coesivi i cedimenti sono tutti istantanei, di seguito si riportano i diagrammi degli spostamenti verticali associati alla fare di carico permanente e accidentale.



**Figura 5.7: Rilevato sez. 0+400 – Spostamenti verticali dovuti ai carichi permanenti.**



**Figura 5.8: Rilevato sez. 0+400 – Spostamenti verticali dovuti ai carichi permanenti e accidentali.**