



LINEA A.V./A.C. MILANO – VERONA

PROGETTO DEFINITIVO
POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE SCALO DI BRESCIA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE
FERROVIARI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAGINE
IN1M	10 D 26	CL	RI000002	A	2 di 55

INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	8
	2.1 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO	8
	2.2 SOFTWARE	8
	2.3 DOCUMENTI PROGETTO FTE II FASE	8
	2.4 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO PD.....	9
	2.5 BIBLIOGRAFIA	9
3	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO.....	10
4	SCHEMA STRATIGRAFICO E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	11
5	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO	15
	5.1 COEFFICIENTI SISMICI PER LE VERIFICHE DI STABILITA' DEI RILEVATI.....	17
	5.2 COEFFICIENTI SISMICI PER LE VERIFICHE DEI FABBRICATI	17
6	AZIONI DI PROGETTO E SEZIONI DI VERIFICA	18
	6.1 AZIONI DI PROGETTO	18
	6.2 SEZIONI DI VERIFICA	18
7	CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI.....	24
	7.1 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	24
	7.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI ALLA PROGR. 0+360 – ASTA DI FASE2 L 750.....	26
	7.3 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI ALLA PROGRESSIVA 0+540 – ASTA DI FASE1 L 350	34
8	VERIFICHE SLU – STABILITA` GLOBALE DEI RILEVATI.....	41
	8.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE.....	41
8.1.1	ASTA L750 – sezione km.0+360.....	45

8.1.2	ASTA L750 – sezione km.0+400.....	46
8.1.3	ASTA L750 – sezione km.0+552.37.....	47
8.1.4	ASTA L350 – sezione km.0+540.....	48
8.2	VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE	51
8.2.1	ASTA L750 – sezione km.0+360.....	51
8.2.2	ASTA L350 – sezione km.0+540.....	53
9	STABILITA` NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	54

1 PREMESSA

Nella presente Relazione di Calcolo Rilevati e Trincee Ferroviarie, compresa nel Progetto Definitivo del Potenziamento Infrastrutturale dello Scalo di Brescia, si riportano i risultati delle verifiche geotecniche dei seguenti rilevati:

- asta L = 350 m, funzionale al prolungamento verso Milano di quella di manovra esistente, già in esercizio, parallela alla linea Milano-Verona;
- asta di manovra lato Milano L = 750 m, con tracciato diretto verso Ovest, curva verso Sud-Ovest, tratto finale in direzione Sud-Sud/Ovest.

Queste opere di terra saranno realizzate su un'area quasi del tutto libera da costruzioni che si estende a Sud della linea ferroviaria Milano-Verona, in sinistra del Fiume Mella. Come si riconosce dallo stralcio planimetrico del territorio di interesse riportato nella Figura 1, l'area di intervento è compresa fra l'incisione del Fiume Mella ad Ovest, alquanto approfondita rispetto al piano di campagna circostante, l'asse viario della strada provinciale SP 235, ad Est, denominata Via Orzinuovi in questa zona della città, e l'ampia area occupata dall'Ortomercato di Brescia ad Est-Sud/Est.



Figura 1 - Quadro generale dell'area comprendente lo scalo di Brescia

Sullo stralcio planimetrico di dettaglio dell'area di intervento riportato nella Figura 2, è indicata sia l'impronta dei due rilevati in progetto sia la traccia di una viabilità locale, prevista allo scopo di assicurare l'accesso carrabile alle abitazioni ed alle attività commerciali in sinistra del fiume; in mancanza questi insediamenti rimarrebbero isolati fra il rilevato L 750 m e l'area recintata del mercato ortofrutticolo.

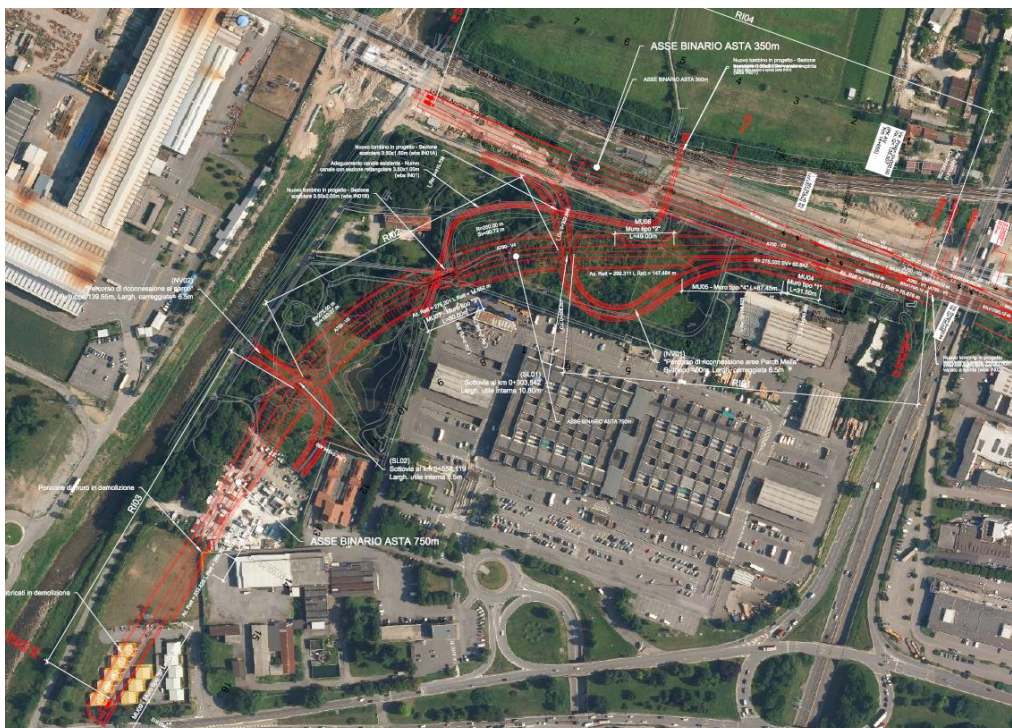


Figura 2 - Dettaglio dell'area di intervento.

Per sviluppare i calcoli, finalizzati alla verifica di sicurezza dei due manufatti di terra nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) e di collasso (SLU), si è proceduto sulla base della Relazione Geotecnica Generale (IN1M10D26GEGE0005001A). Questo documento è dedicato alla ricostruzione del modello geotecnico del sottosuolo ed alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione.

Prendendo le mosse dalle informazioni sui terreni di fondazione, e tenendo conto, in particolare, dei valori dei rispettivi parametri geotecnici, riportati nella Relazione Geotecnica Generale, sono stati ricostruiti gli schemi fisici di riferimento e di calcolo per sviluppare le seguenti analisi e verifiche geotecniche:

- calcolo dei cedimenti dei rilevati lungo l'Asta L = 750 m e lungo l'Asta L = 350 m (una sezione di calcolo per ciascun manufatto) per le verifiche SLE;
- verifiche di stabilità globale in condizioni statiche ed in condizioni sismiche (SLU) del rilevato L = 750 m; due sezioni di calcolo, la prima alla progressiva 360,00 m e la seconda alla progressiva 400,00 m, con muro di sostegno MU03, lato Sud;
- verifiche di stabilità globale in condizioni statiche ed in condizioni sismiche (SLU) del rilevato L = 350 m; due sezioni di calcolo, la prima alla progressiva 520,00 m, con muro di sostegno MU07, lato Sud, e la seconda alla progressiva 420,00 m.

Tutte le analisi sono svolte utilizzando i codici di calcolo automatico che sono parte del medesimo pacchetto commerciale *Geostudio*.

In particolare, i cedimenti dei rilevati sono stati determinati utilizzando il codice di calcolo Sigma/W, basato sul metodo degli elementi finiti. Le verifiche di stabilità globale sono state eseguite utilizzando il codice di calcolo Geoslope/W. Questo codice consente l'impiego di diversi procedimenti di analisi, tutti basati sul metodo dell'equilibrio limite globale; nel caso in esame è stato utilizzato il metodo di Bishop semplificato.

2 NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

2.1 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:

- [1] 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.
- [2] 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”
- [3] RFI DTC SI MA IFS 001 D del 20.12.2019 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”.
- [4] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”.
- [5] 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.
- [6] 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”
- [7] 2008/217/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità (20/12/2007)”.
- [8] 2011/275/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale (26/04/2011)”.

2.2 SOFTWARE

- [9] GeoStudio Core – moduli SIGMA/W E SLOPE/W – www.geoslope.com

2.3 DOCUMENTI PROGETTO FTE II FASE

- [10] ITALFERR – PFTE: “LINEA AV/AC MILANO-BRESCIA. POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA”. Relazione di predimensionamento dei rilevati ferroviari (IN0Y10F10RHGE0006001A).

2.4 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO PD

- [11] ITOLFERR – PD: “LINEA AV/AC MILANO-BRESCIA. POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA”. Relazione geotecnica generale (Doc.IN1M10D26GEGE0005001A).
- [12] ITOLFERR – PD: “LINEA AV/AC MILANO-BRESCIA. POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA”. Profilo Geotecnico – Asta 350m (Doc.IN1M10D26F7GE0005001A).
- [13] ITOLFERR – PD: “LINEA AV/AC MILANO-BRESCIA. POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE DELLO SCALO DI BRESCIA”. Profilo Geotecnico – Asta 750m (Doc.IN1M10D26F7GE0005002A).

2.5 BIBLIOGRAFIA

- [14] GeoStudio 2018, “Stability Modeling with GeoStudio”. Geo-Slope International, Ltd
- [15] GeoStudio 2018, “Stress-Strain Modeling with GeoStudio”. Geo-Slope International, Ltd
- [16] Seed H.B., Idriss I.M. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses, Earthquake Engineering Research Center, Report N. EERC 70-10
- [17] RFI-ITOLFERR (32021). Manuale di Progettazione – Sezione II.

3 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO

Gli interventi in progetto sono finalizzati ad un generale adeguamento e potenziamento Infrastrutturale dello Scalo di Brescia; fra questi è prevista la realizzazione di due nuove aste (L = 350 m ed L = 750 m), l'adeguamento del binario 17, la rettifica di linea AV-AC e la costruzione di alcuni manufatti di c.a. ed opere minori. Nel contesto della presente relazione l'attenzione è rivolta alla verifica delle condizioni di sicurezza nei riguardi degli SLE ed SLU delle due aste, L = 350 m ed L = 750 m.

Nel seguito si riporta una sintetica descrizione delle due manufatti, rimandando agli altri elaborati di progetto per eventuali ulteriori dettagli.

Asta di Fase 1 - L = 350 m

Sarà realizzata estendendo verso Ovest (direzione Milano) la sede attuale dei due binari di servizio. E' prevista la riprofilatura del fianco Sud del rilevato esistente, mediante scavo sino a quote minori del piano di campagna attuale (129.5 m s.m. circa imposta fondazione muro di sostegno), la costruzione di un muro di sostegno di c.a. con altezza di 5.5 m circa, il ritombamento a tergo del muro e contro il paramento del rilevato (profilo risagomato), in modo tale da ricostituire la sede dei due binari ad una quota minore di quella del rilevato di linea in esercizio. Per garantire le condizioni di sicurezza (nei riguardi degli SLE ed SLU) dei binari esistenti, compresi quelli AV-AC Milano-Verona, la differenza di quota tra i binari di servizio e quelli di linea sarà sostenuta mediante una paratia di pali di piccolo diametro. Questa struttura di contenimento sarà realizzata prima di riprofilare il fianco Sud del rilevato esistente. A fine costruzione la geometria del rilevato ferroviario sarà caratterizzata da un coronamento alla quota attuale (136 m s.m.) ed una banca alla quota di 134.1 m s.m. poco al di sotto della sommità del muro di contenimento (134.9 m s.m.).

Asta di Fase 2 - L = 750 m

Per la realizzazione dell'asta sarà costruito un nuovo rilevato, con innesto sull'esistente sede dei due binari di servizio, da prolungare verso Ovest sul nuovo manufatto di terra di Fase 1 (asta L = 350 m). Per la posa del nuovo binario, con sviluppo complessivo di 860 m circa, sarà costruito il secondo rilevato, a partire dall'attuale piano di campagna che è attestato a quote di 129 m s.m. circa. La geometria dell'opera di terra è caratterizzata da un'altezza pari a 5.5 m circa, rispetto al piano campagna, da larghezza al coronamento pari a 9 m circa, quota coronamento di 134.8 m s.m. e fianchi con pendenza pari a $2v/3h$ (inclinazione rispetto all'orizzontale 33.7°). L'impronta del rilevato alla base ha larghezza pari a 24.5 m circa. A partire dalla sezione di sfiocco, il tracciato, che si sviluppa in direzione Ovest, Ovest/Sud-Ovest, Sud-Sud-Ovest, comprende tre curve con raggi diversi ed un tratto terminale rettilineo. La sezione di chiusura di questo tratto, che è orientato all'incirca parallelamente all'incisione del fiume Mella, dista 75 m circa dalla sede stradale di Via Orzinuovi.

4 SCHEMA STRATIGRAFICO E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Di seguito si riportano lo schema stratigrafico e di calcolo e le tabelle con i valori dei parametri geotecnici utilizzati per sviluppare i calcoli e le verifiche delle due opere di terra.

Come specificato nel documento IN1M10D26GEGE0005001A si fa riferimento allo schema di mezzo bifase, considerando, di conseguenza, il terreno secco o saturo, rispettivamente al di sopra o al di sotto del livello della falda, e si adotta il modello di Mohr-Coulomb con inviluppo di rottura lineare per descrivere il comportamento a rottura. Quindi la resistenza al taglio è funzione dei parametri c' e φ' ovvero dell'unico parametro c_u a seconda che venga espressa in termini di tensioni efficaci o totali.

Per quanto riguarda la ricostruzione del modello geotecnico di sottosuolo in corrispondenza dell'asta 350 m e del tratto a Nord dell'asta 750 m, si fa riferimento, in sintesi, alla stratigrafia geotecnica e di calcolo riportata nella Tabella 1. Invece, per il tratto verso Sud dell'asta 750 m si fa riferimento alla stratigrafia geotecnica e di calcolo riportata nella Tabella 2.

Tabella 1 - Schema stratigrafico di calcolo L = 350 m, il Binario 17 e Scalo.

Terreni	Unità	z [m dal p.c.]	Quota tetto [m s.m.]	Quota base [m s.m.]	Spessore [m]
Ghiaia e sabbia (1)	aa- G(S)	0.0 – 1.5	129.5	128.0	1.5
Limo deb. argilloso (2)	aa-A(L)	1.5 – 2.0	128.0	127.5	0.5
Ghiaia e sabbia (1)	aa- G(S)	2.0 – 10.0	127.5	119.5	8.0
Ghiaia e sabbia (3)	fg –S(L)	10.0-16.0	119.5	113.5	6.0
Limo deb. argilloso (2)	fg-A(L)	16.0-18.0	113.5	111.5	2.0
Ghiaia e sabbia (3)	fg-S(L)	> 18.0	111.5	< 111.5	----

(1) Terreni a grana grossa superiori; (3) Terreni a grana grossa inferiori; (2) Livello di terreni a grana fina;

Tabella 2 - Schema stratigrafico di calcolo per il tratto Sud dell'Asta L = 750 m

Terreni	Unità	z [m]	Quota tetto [m s.m.]	Quota base [m s.m.]	Spessore [m s.m.]
Ghiaia e sabbia (1)	aa- G(S)	0.0 – 10.0	129.5	119.5	10.0
Ghiaia e sabbia (3)	fg-S(L)	> 10.0	119.5	< 119.5	----

(1) Terreni a grana grossa superiori; (3) Terreni a grana grossa inferiori

Nella Tabella 3 sono riportati i valori caratteristici del peso dell'unità di volume (γ) e dei parametri di resistenza al taglio dei terreni di fondazione dei due rilevati, espressi in termini di tensioni efficaci. Questi valori sono stati ricavati a valle di una analisi ed elaborazione dei risultati delle prove in sito e di laboratorio, esposta in dettaglio nella Relazione Geotecnica Generale (IN1M10D26GEGE0005001A). In tale documento è illustrato, infatti, il processo di sintesi ed interpretazione delle informazioni disponibili e dei dati disponibili che si conclude con la caratterizzazione geotecnica; in definitiva con la stima del campo dei valori e dei valori da utilizzare per i parametri geotecnici dei terreni compresi nel volume significativo (modello geotecnico del sottosuolo).

A questo riguardo è utile precisare che nel caso in esame questo percorso è stato sviluppato privilegiando un approccio cautelativo, in considerazione delle incertezze inerenti l'esame e interpretazione dei risultati delle prove eseguite su terreni a grana grossa, quali sono stati rinvenuti nel sottosuolo delle opere in progetto.

Tabella 3 – Valori caratteristici dei parametri di resistenza al taglio; (1) campo di variabilità; (2) valori di riferimento ai fini del dimensionamento geotecnico delle opere (verifiche SLU).

Terreni	Unità	γ [kN/m ³]	c' (1) [kPa]	ϕ' (1) [°]	c' (2) [kPa]	ϕ' (2) [°]
Ghiaia e sabbia (1)	aa - G(S)	19	0.0	37-47	0.0	39
Ghiaia e sabbia (3)	fg – S(L)	19	0.0	35-43	0.0	37
Limo deb. argilloso (2)	aa – A(L) fg – A(L)	19	0.0	31	0.0	31

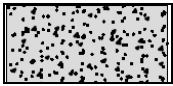

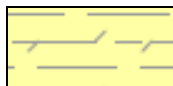


Si fa osservare che nella Tabella 3 sono stati riportati sia il campo di variabilità dei singoli parametri sia il valore che in definitiva è stato scelto per le verifiche oggetto del presente documento.

E' noto, infatti, che la scelta del valore caratteristico di un parametro geotecnico corrisponde ad *“una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato”* (DM 2018, § 6.2.2). Quindi, per eseguire altre verifiche di sicurezza, con riferimento a stati limite di esercizio e di collasso diversi da quelli che qui si prendono in esame, si potranno adottare, per i medesimi terreni, valori diversi dei parametri geotecnici rispetto a quelli utilizzati nel seguito.

Infine nella Tabella 4 è riportata una classificazione sintetica dei terreni che costituiscono i due modelli geotecnici di sottosuolo (Tabella 1 e Tabella 2); in entrambi i casi con questo termine *“si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico”* (DM 2018, § 6.2.2).

Nella medesima Tabella 4 per ciascuna *“unità omogenea”* sono riportati i relativi *“valori caratteristici dei parametri geotecnici”* (DM 2018, § 6.2.2) utilizzati nel seguito per sviluppare le analisi e le verifiche geotecniche nei riguardi degli SLU e degli SLE.

Tabella 4 – Valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza al taglio e di rigidezza.

Parametri	Rilevato esistente R	Unità aa-G(S)	Unità aa-A(L)	Unità fg-S(L)	Unità fg-A(L)
					
γ (kN/m ³)	20.0	19.0	19.0	19.0	19.0
ϕ (°)	38	39	31	37	31
c' (kPa)	0	0	0	0	0
c_u (kPa)	-	-	100	-	75
E'_0 (MPa)	30	40 - 50	15	75 - 175	15
k (m/s)	$k=10^{-5}$	$k=10^{-5} \div 10^{-4}$	$k=10^{-8} \div 10^{-7}$	$k=10^{-6} \div 10^{-5}$	$k=10^{-8} \div 10^{-7}$

Per quanto riguarda il calcolo dei cedimenti, si fa osservare che il valore del modulo di elasticità longitudinale (E'_0) riportato nella Tabella 4, è rappresentativo della rigidezza dei terreni a bassi livelli di deformazione (pedice 0); in pratica valori di deformazione alquanto minori di quelli attesi in seguito alla costruzione dei rilevati. Infatti è stato ricavato a partire dai valori di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s mediante le note relazioni

$$G_0 = [(\rho) (V_s)^2] \quad E'_0 = 2 (1 + \nu) (G_0)$$

nelle quali (ρ) e (ν) indicano, rispettivamente, la densità di massa ed il coefficiente di Poisson.

Tenuto conto che il comportamento meccanico del terreno reale è marcatamente non lineare, è necessario abbattere il valore del modulo (E'_0) riportato nella Tabella 4 in modo tale da renderlo congruente con le deformazioni calcolate. Per determinare il coefficiente di abbattimento del valore di (E'_0), non noto a priori, è necessario procedere iterativamente. In pratica, il calcolo si sviluppa utilizzando il noto modello lineare-equivalente, applicato diffusamente nelle analisi di propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo, quali, ad esempio, le analisi di risposta sismica locale (RSL).

In linea con l'impostazione di queste analisi dinamiche, i calcoli sono sviluppati secondo un processo iterativo, a partire da una stima iniziale dei parametri di rigidezza ($E' = E'_1 < E'_0$). Si ricavano, di conseguenza, i valori delle deformazioni (assiali, volumetriche, distorsionali) ad esempio ϵ_1 e γ_1 , e gli spostamenti del sistema geotecnico che derivano da tale scelta del valore di tentativo assegnato al parametro di rigidezza.

Sulla base del livello di deformazione calcolato (ε_1 e γ_1) è semplice aggiornare l'iniziale stima dei parametri di rigidezza per ricavare il nuovo valore del modulo, $E' = E'_2 < E'_1$. A tal fine si utilizzano le curve di decadimento dei moduli, quali si ricavano da prove geotecniche dinamiche di laboratorio ovvero, in mancanza, quelle riportate nella lettera tecnica per terreni simili a quelli in esame. In questo caso è stata utilizzata la curva di decadimento proposta da Seed e Idriss (1970) riportata nella Figura 3 (curva media in tratteggio).

Il calcolo dei cedimenti si completa allorché i valori dei parametri di rigidezza adottati per una generica iterazione sono congruenti con il livello di deformazione determinato nel corso del procedimento iterativo. Nella generalità dei casi dopo 2-4 iterazioni si raggiunge la convergenza; il numero di iterazioni è tipicamente legato all'iniziale stima dei parametri rispetto al livello di deformazione finale.

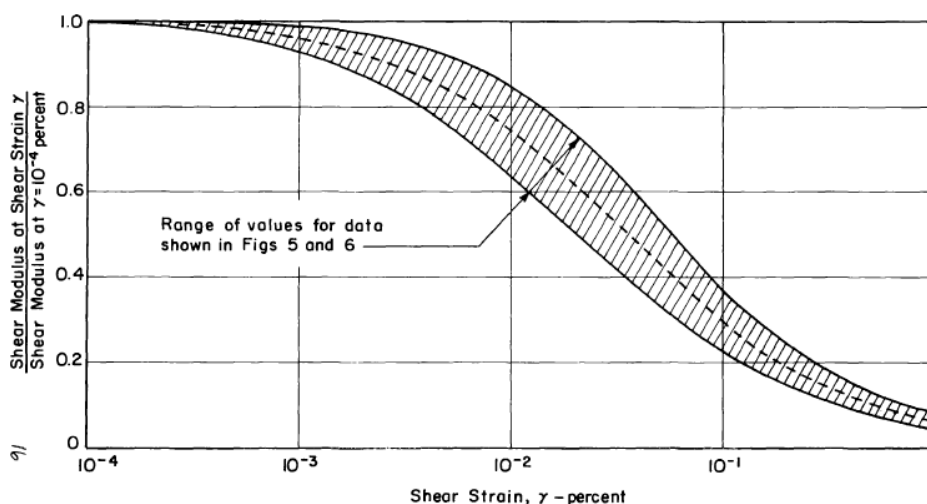


Figura 3 - Curve di decadimento del modulo G per sabbie (Seed & Idriss, 1970)

5 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO

Per quanto riguarda la classificazione sismica dell'area oggetto degli interventi, la definizione della categoria di sottosuolo, il valore dei coefficienti di amplificazione stratigrafia e topografica, definiti in accordo con la normativa vigente (DM 2018), si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale (Doc.[11]).

Si segnala che sulla base del profilo dei valori della velocità delle onde di taglio V_s nei primi 30 m di profondità rispetto al piano campagna, è stato determinato il valore $V_{s,(30)} = 326$ m/s; di conseguenza il deposito dei terreni di fondazione delle opere in progetto può essere ricondotto alla categoria di sottosuolo **C**.

L'azione sismica che governa il rispetto dei diversi Stati Limite per le strutture in progetto è stata determinata considerando i seguenti valori della classe d'uso, del coefficiente d'uso C_U , della vita nominale V_N e della vita di riferimento V_R :

Classe d'uso III ($C_U = 1.5$) per i rilevati

Classe d'uso IV ($C_U = 2.0$) per i fabbricati

da cui si ottiene:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{ anni per i rilevati}$$

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \times 2.0 = 150 \text{ anni per i fabbricati}$$

I valori dei parametri che definiscono la pericolosità sismica di base (a_g , F_0 e T_C^*), sono riportati nelle due tabelle seguenti, Tabella 5 e Tabella 6, che si riferiscono, rispettivamente, alla classe d'uso III ed alla classe d'uso IV.

Tabella 5 - Valori di a_g , F_0 e T_C^* , per il sito investigato (BS Scalo) e classe di uso III.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	68	0,063	2,436	0,246
SLD	113	0,081	2,421	0,258
SLV	1068	0,195	2,453	0,287
SLC	2193	0,249	2,445	0,297

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Tabella 6 - Valori di a_g , F_0 e T_c^* , per il sito investigato (BS Scalo) e classe di uso IV.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	90	0.073	2.452	0.255
SLD	151	0.093	2.418	0.262
SLV	1898	0.223	2.435	0.285
SLC	2475	0.271	2.425	0.292

Per tenere conto degli effetti di superficie, in particolare l'assetto stratigrafico del sottosuolo e l'assetto morfologico della porzione di territorio di interesse, è stato applicato il coefficiente di amplificazione S che si ricava con la relazione

$$S = S_s \cdot S_T$$

Riguardo l'amplificazione topografica, l'area di interesse, essenzialmente pianeggiante, è ricondotta alla **categoria topografica T1**; pertanto il relativo fattore di amplificazione è unitario. Nelle tabelle seguenti, Tabella 7 e Tabella 8, sono riportati, per i quattro stati limite indicati nella normativa vigente e per le due classi d'uso, la III e la IV, i valori del tempo di ritorno, del fattore di sito S e dell'azione sismica di progetto $a_{max} = S \cdot a_g$.

Tabella 7 - Valori dell'accelerazione orizzontale in condizioni di campo libero (classe d'uso III) e sottosuolo A, accelerazione massima al suolo e coefficiente di amplificazione stratigrafica

SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	68	0.063	1.5	0.095
SLD	113	0.081	1.5	0.122
SLV	1068	0.195	1.413	0.276
SLC	2193	0.249	1.335	0.332

Tabella 8 - Valori dell'accelerazione orizzontale in condizioni di campo libero (classe d'uso IV) e sottosuolo A, accelerazione massima al suolo e coefficiente di amplificazione stratigrafica

SL	T_R (anni)	a_g (g)	S (-)	a_{max} (g)
SLO	90	0.073	1.5	0.110
SLD	151	0.093	1.5	0.140
SLV	1898	0.223	1.385	0.309
SLC	2475	0.271	1.32	0.358

5.1 COEFFICIENTI SISMICI PER LE VERIFICHE DI STABILITA' DEI RILEVATI

In armonia con le prescrizioni della normativa vigente, le verifiche di stabilità dei rilevati sono state eseguite mediante il metodo pseudo-statico. I coefficienti sismici orizzontale (k_h) e k_v e verticale, sono calcolati mediante le seguenti relazioni:

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

nelle quali:

- a_{max} = azione sismica di progetto definita in Relazione Geotecnica Generale, pari a 0.276g.
- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, da assumere pari a 0.38 per verifiche allo SLV su fronti di scavo o rilevati (DM 2028, § 7.11.4).

In accordo alle espressioni di cui sopra, si ottengono i seguenti coefficienti per la verifica allo SLV:

Tabella 9 - Valori dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale

	V_N (anni)	C_U	V_R (anni)	a_g (g)	S	S_T	a_{max} (g)	k_h	k_v
SLV	75	1.5	112.5	0.195	1.413	1.0	0.276	0.105	+/-0.052

5.2 COEFFICIENTI SISMICI PER LE VERIFICHE DEI FABBRICATI

Le verifiche saranno eseguite applicando il metodo pseudo-statico seguendo le modalità indicate nella normativa vigente (DM 2018). In mancanza di studi specifici i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale) sono calcolati con le seguenti relazioni:

$$k_h = (\beta_m) a_{max} / g \qquad k_v = +/- k_h / 2$$

nelle quali:

- a_{max} = azione sismica di progetto definita in Relazione Geotecnica Generale, pari a 0.309g.
- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, da assumere pari a 0.38 per verifiche allo SLV (DM 2028, § 7.11.6.2.1).

In accordo alle espressioni di cui sopra, si ottengono i seguenti coefficienti per la verifica allo SLV:

Tabella 10 - Valori dei coefficienti sismici per le verifiche dei fabbricati.

	V_N (anni)	C_U	V_R (anni)	a_g (g)	S	S_T	a_{max} (g)	k_h	k_v
SLV	75	2.0	150	0.223	1.385	1.0	0.309	0.117	+/-0.0585

6 AZIONI DI PROGETTO E SEZIONI DI VERIFICA

6.1 AZIONI DI PROGETTO

Le azioni di progetto considerati nelle analisi oggetto della presente relazione sono:

- Azioni permanenti associate al peso proprio del pacchetto di armamento ferroviario (ballast, traversine, rotaie);
- Azioni variabili rappresentative del traffico ferroviario;
- Azioni variabili rappresentative degli effetti indotti dalle azioni sismiche.

In accordo con le prescrizioni del Manuale di Progettazione (Rif. [3]), 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/m³ per i tratti in rettilineo e a 20.0 kN/m³ 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 con le prescrizioni del Manuale di Progettazione (Rif. [3]) considerando il treno di carico LM71 (con $\alpha=1.1$), che per i casi in esame è 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 $\alpha \cdot Q_{vk}/i = [(1.1) \times (250)] / 1.6 = 171.88$ 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 8.2 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 sicurezza fissati dalla normativa vigente (DM 2018).

6.2 SEZIONI DI VERIFICA

Ai fini delle verifiche geotecniche sono state selezionate le seguenti sezioni, due per ciascuna Asta in progetto:

- I) La sezione 23 alla progressiva 0+360 (Figura 4), laddove i Rilevati RI01-02 lungo l'Asta L = 750 m raggiungono l'altezza maggiore; è considerata rappresentativa delle condizioni più critiche. Per la verifica di stabilità del rilevato (lato Nord) è stata selezionata la sezione 25 alla progressiva 0+400 (Figura 5). In tale sezione è presente un muro lato Sud (tipo MU03).
- II) La sezione 23 alla progressiva 0+552.37 del Rilevato RI03 lungo l'Asta L = 750 M, laddove il manufatto di terra raggiunge la massima altezza, pari a 5.9 m (Figura 8). Tale sezione è considerata rappresentativa delle condizioni più critiche.
- III) La sezione di calcolo per l'Asta L = 350 m alla progressiva km 0+520 caratterizzata dal rilevato esistente con muro di interlinea (MU08) e prolungamento Asta con muro di sostegno lato Sud L = 89.86 m (MU07) (Figura 7). Per la verifica di stabilità del rilevato esistente (lato Sud), è stata selezionata un'ulteriore sezione; si tratta della sezione alla progressiva 0+400 laddove è previsto il rifacimento del muro di interlinea (MU08) e l'allargamento di 0.9 m del rilevato (Figura 6).

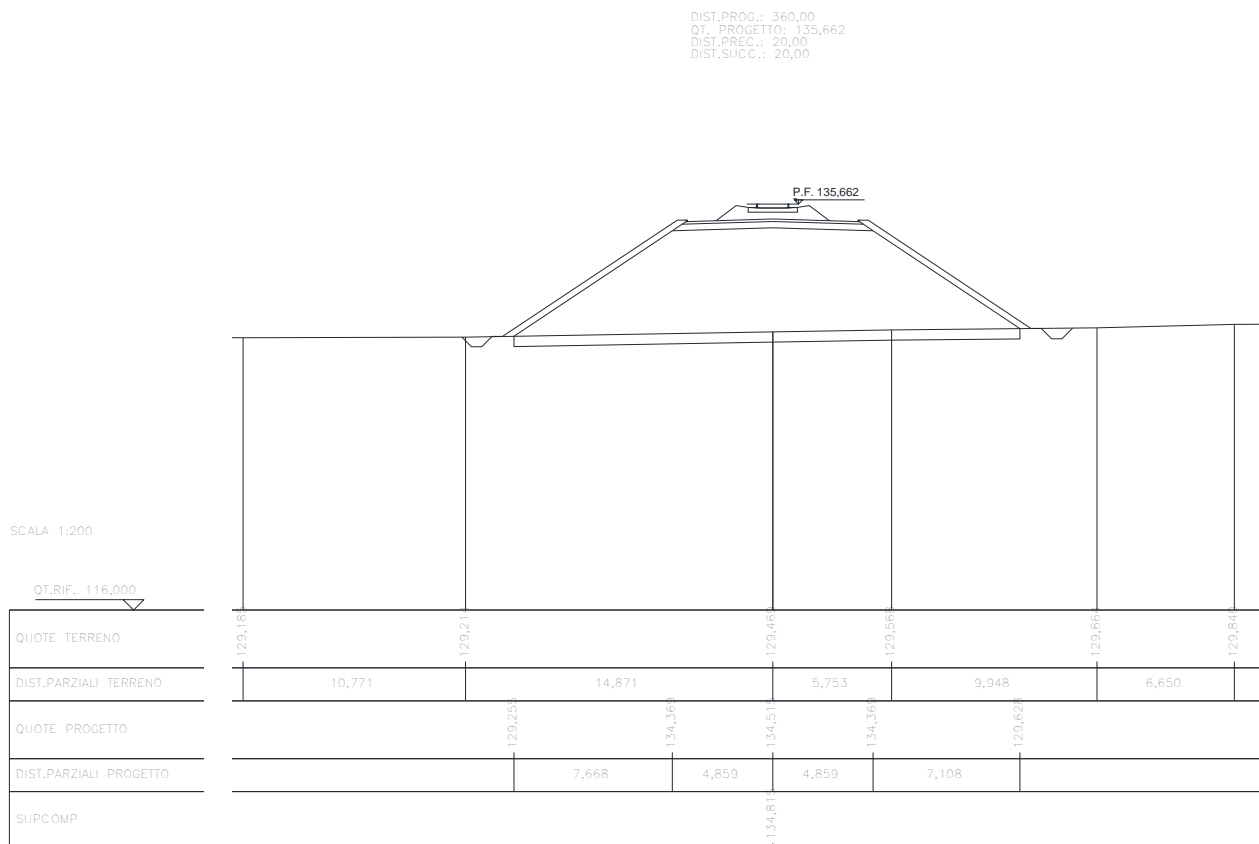


Figura 4 – Sezione di calcolo 1: Asta L750 alla progressiva km0+360; rilevato di altezza H =5.2m.

CONSOLIDAMENTO E BONIFICA TERRE
BONIFICA
SCOTICO
COMPATTAZIONE FONDO RILEVATO
MOVIMENTI TERRA
RILEVATO ZONA SCOTICO
RILEVATO ZONA BONIFICA
RILEVATO FERROVIARIO DA CAVA
GEOTESSILE
STRATO ANTICAPILLARE
SCAVO FOSSO
PIATTAFORMA FERROVIARIA
SUBBALST
SUPERCOMPATTATO
FINITURE
RIVESTIMENTO SCARPATE CON VEGETAL
STRADELLO DI SERVIZIO
SCAVO PER STRADELLO
BAULETTO IN GHIAIA
RICOPRIMENTO IN GHIAIA 5CM

DIST.PROG.: 400,00
QT. PROGETTO: 135,742
DIST.PREC.: 18,66
DIST.SUCC.: 20,00

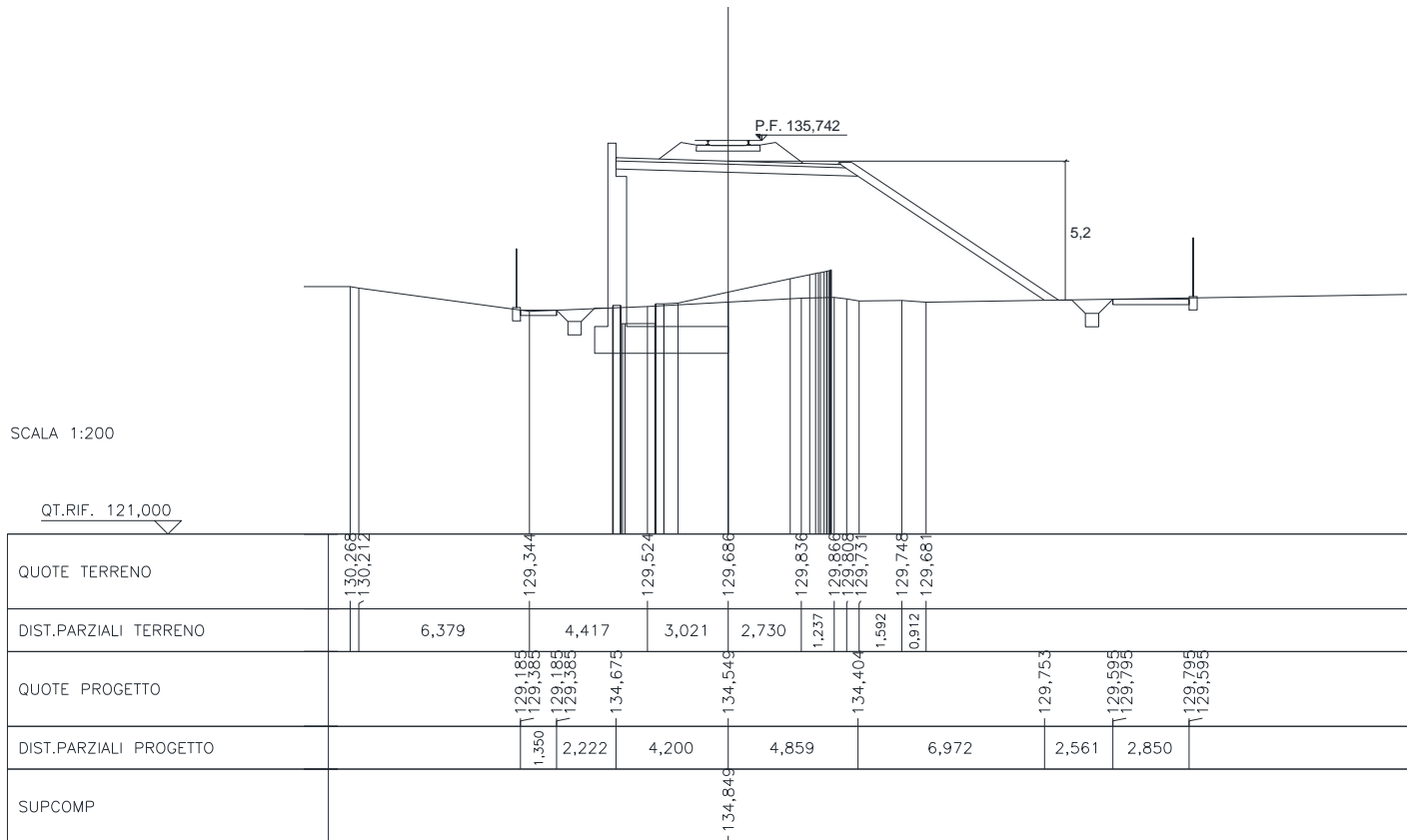


Figura 5 – Sezione di calcolo 2: Asta L750 alla progressiva km0+400; rilevato con muro di sostegno L=49m lato Sud (MU03).

CONSOLIDAMENTO E BONIFIC
SCAVO
SCOTTICO
COMPATTAZIONE FONDO RI
GRADONATURA
MOVIMENTI TERRA
RILEVATO ZONA SCOTTICO
RILEVATO ZONA GRADONATI
SCAVO FOSSO
PIATTAFORMA FERROVIARIA
SUBPASTI
SUPERCOMPATTO
FINITURE
RIVESTIMENTO SCARPATE C
STRADELLO DI SERVIZIO
SCAVO PER STRADELLO
BAULETTO IN GHIAIA
RICOPRIMENTO IN GHIAIA

DIST.PROG.: 400,00
QT. PROGETTO: 134,916
DIST.PREC.: 20,00
DIST.SUCC.: 20,00

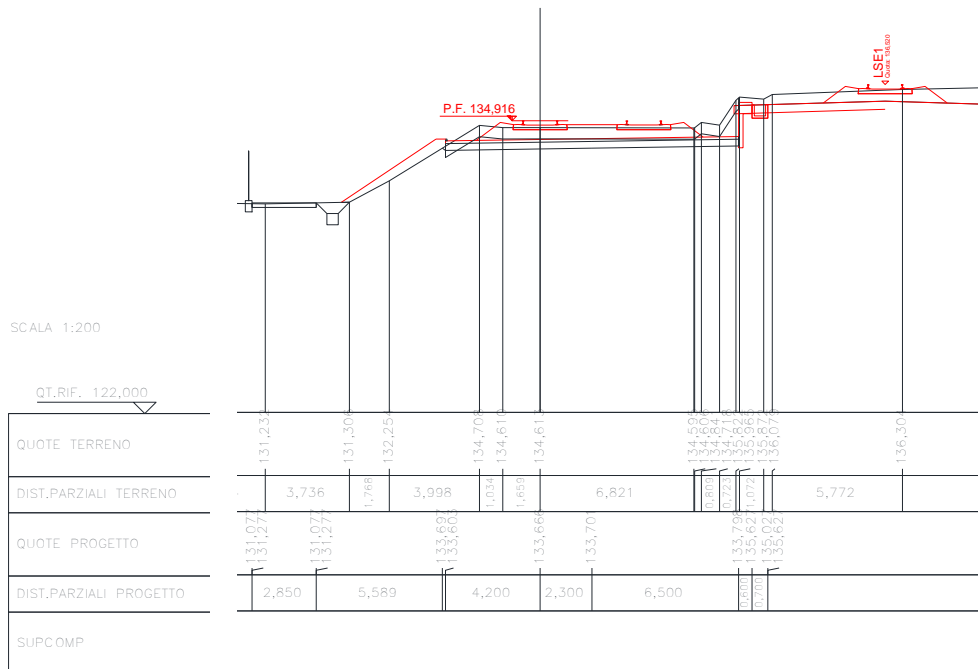


Figura 6 -- Sezione di calcolo 3: Asta L350 alla progressiva km0+400; rilevato esistente con rifacimento muro di interlinea (MU08) e allargamento del rilevato pari a 0.9m.

CONSOLIDAMENTO E BONIFICA TI
SCAVO
SCOTICO
COMPATTAZIONE FONDO RILEVA
GRADONATURA
MOVIMENTI TERRA
RILEVATO ZONA SCOTICO
RILEVATO ZONA GRADONATURA
RILEVATO FERROVIARIO DA CAV
GEOTESSILE
STRATO ANTICAPILLARE
SCAVO FOSSO
PIATTAFORMA FERROVIARIA
SUBBALST
SUPERCOMPATTATO
FINITURE
STRADELLO DI SERVIZIO
SCAVO PER STRADELLO
BAULETTO IN GHIAIA
RICOPRIMENTO IN GHIAIA 5CM

DIST.PROG.: 520,00
QT. PROGETTO: 134,919
DIST.PREC.: 20,00
DIST.SUCC.: 20,00

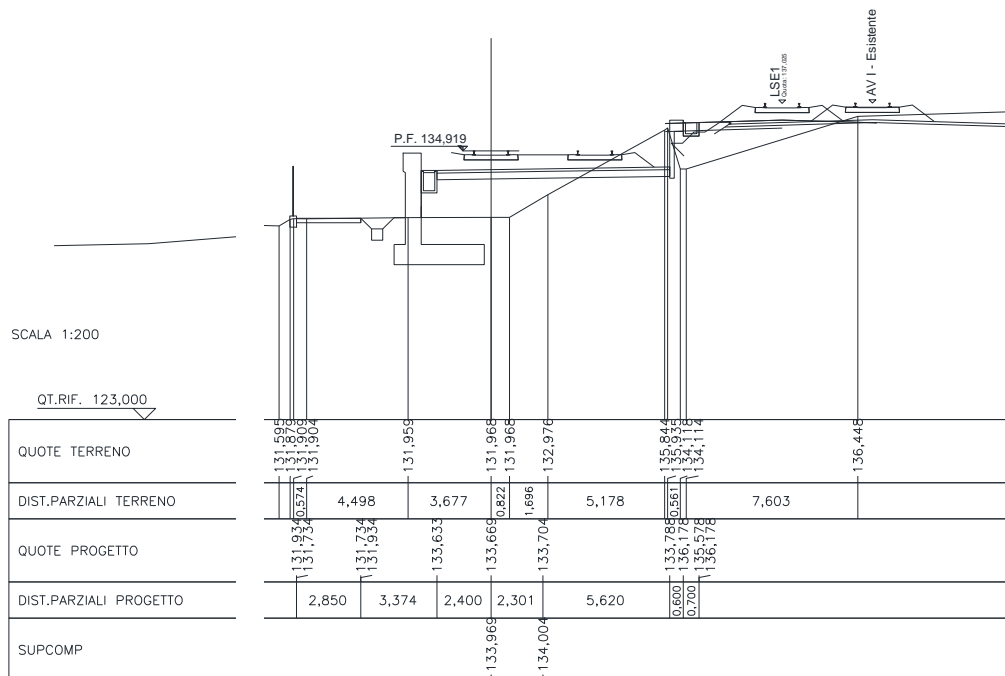


Figura 7 – Sezione di calcolo 4: Asta L350 alla progressiva km0+520; rilevato esistente con rifacimento muro di interlinea (MU08) e prolungamento Asta con muro di sostegno lato Sud L 89.86m (MU07).

CONSOLIDAMENTO E BONIFICA TERRE
BONIFICA
SCOTICO
COMPATTAZIONE FONDO RILEVATO
MOVIMENTI TERRA
RILEVATO ZONA SCOTICO
RILEVATO ZONA BONIFICA
RILEVATO FERROVIARIO DA CAVA
GEOTESSILE
SIRATO ANTICAPILLARE
SCAVO FOSSO
PIATTAFORMA FERROVIARIA
SUBBALST
SUPERCOMPATTATO
FINITURE
RIVESTIMENTO SCARPATE CON VEGET.
STRADELLO DI SERVIZIO
SCAVO PER STRADELLO
BALLETTI IN GHIAIA
RICOPRIMENTO IN GHIAIA 5CM

DIST.PROG.: 552,37
QT. PROGETTO: 135,792
DIST.PREC.: 12,37
DIST.SUCC.: 7,63

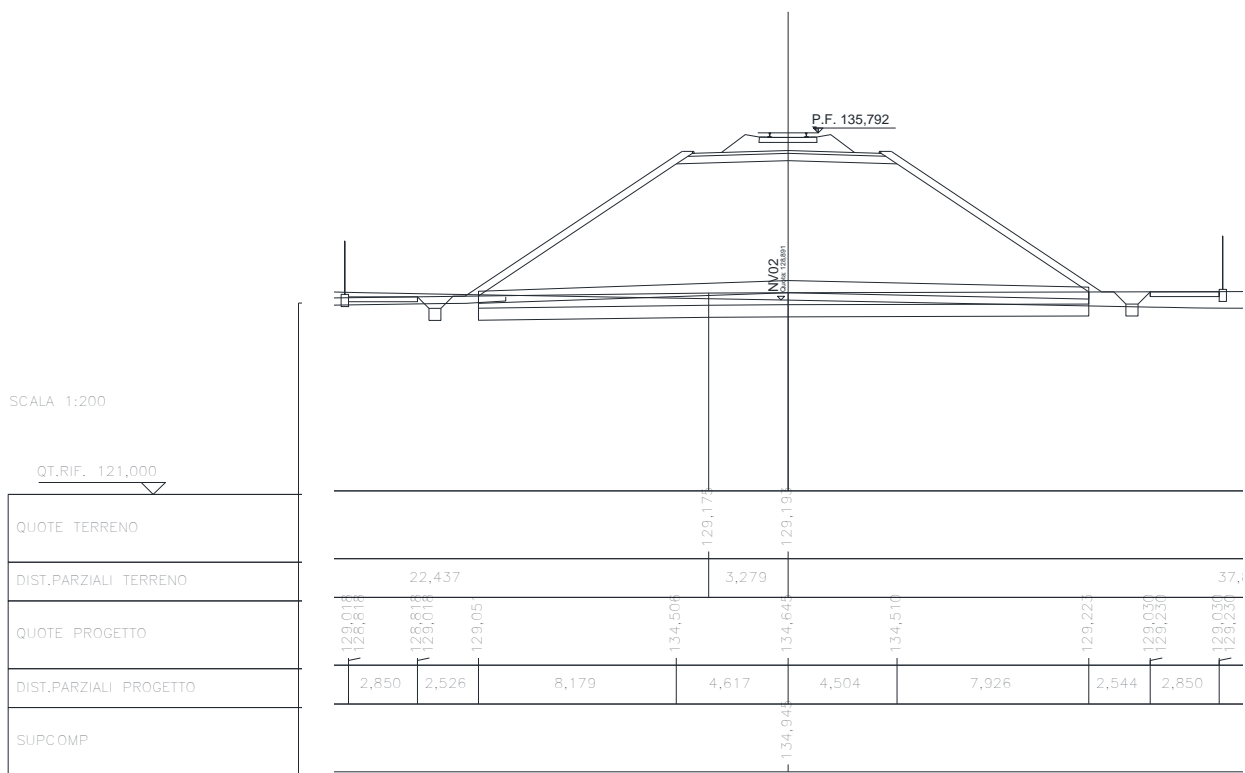


Figura 8 – Sezione di calcolo 5: Asta L750 alla progressiva km0+552.37; rilevato RI03 di altezza H=5.9m in approccio al sottovia SL02.

7 CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

Per entrambi i rilevati in progetto, la verifica nei riguardi dello stato limite di esercizio (SLE) è stata eseguita sulla base di un calcolo del cedimento dei terreni di fondazione e del manufatto sotto l'azione del peso proprio e del transito dei carri ferroviari.

Come prescritto dalla normativa vigente (DM 2018), la verifica nei riguardi dello Stato Limite di Esercizio si esegue controllando che gli spostamenti del manufatto e del terreno circostante, dovuti alle deformazioni dei terreni di imposta e dell'opera, siano compatibili con la funzionalità e con la sicurezza dell'opera medesima e di quelle ad essa adiacenti.

Tale verifica si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione e dei materiali da costruzione.

La verifica nei riguardi degli SLE si esegue accertando, per ciascuno stato limite di esercizio, che sia rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad (\text{DM 2018, § 6.2.4.3})$$

In tale relazione " E_d è il valore di progetto dell'effetto nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al § 2.5.3 e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni" (DM 2018, § 6.2.4.3).

In armonia con tali prescrizioni, le verifiche geotecniche sono pertanto volte ad identificare un campo di spostamenti/cedimenti delle opere in progetto. In particolare RFI stabilisce un valore soglia degli spostamenti residui attesi, corrispondenti ad uno Stato Limite di Esercizio (SLE), pari a 5 cm. E' appena il caso di segnalare che le verifiche nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio possono risultare più stringenti di quelle nei riguardi degli SLU.

Il calcolo dei cedimenti di entrambi i rilevati, asta L = 350 m ed asta L = 750 m, è stato eseguito utilizzando il codice di calcolo automatico SigmaW basato sul metodo degli elementi finiti. Tale codice è parte del pacchetto GeoStudio. In pratica mediante il codice SigmaW si ricavano gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo dalla costruzione dei rilevati; successivamente si determinano le deformazioni e quindi i cedimenti; tale analisi è definita di tipo Load/Deformation.

7.1 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Nelle tabelle che seguono sono riportate le stratigrafie geotecniche utilizzate nel calcolo dei cedimenti.

In particolare, nella Tabella 11 è riportata la stratigrafia desunta dal profilo del sondaggio S2_BS-PD, con boccaforo alla quota di 129.25 m s.m., che è stata utilizzata per determinare i cedimenti in corrispondenza delle sezioni di calcolo da 1 a 4.

Analogamente, nella Tabella 12 è riportata la stratigrafia desunta dal profilo del sondaggio S1_BS-PD, con boccaforo alla quota di 129.25 m s.m., utilizzata per determinare i cedimenti

in corrispondenza della sezione di calcolo 5.

Tabella 11 – Schema stratigrafico di calcolo: Asta L350 e RI01-02 lungo l’Asta 750m

Terreni	unità	z [m dal p.c.]	Quota tetto [m s.m.]	Quota base [m s.m.]	Spessore [m]
Ghiaia e sabbia (1)	aa – G(S)	0.0 – 1.5	129.25	127.7	1.5
Limo deb. argilloso (2)	aa – A(L)	1.5 – 2.0	127.7	127.2	0.5
Ghiaia e sabbia (1)	aa – G(S)	2.0 – 10.0	127.2	119.2	8.0
Ghiaia e sabbia (3)	fg – S(L)	10.0-16.0	119.2	113.2	6.0
Limo deb. argilloso (2)	fg – A(L)	16.0-18.0	113.2	111.2	2.0
Ghiaia e sabbia (3)	fg – S(L)	> 18.0	111.2	----	----

(1) Terreni a grana grossa superiori; (3) Terreni a grana grossa inferiori; (2) Livello di terreni a grana fina;

Tabella 12 – Schema stratigrafico di calcolo: RI03 lungo l’Asta 750m

Terreni	unità	z [m dal p.c.]	Quota tetto [m s.m.]	Quota base [m s.m.]	Spessore [m]
Ghiaia e sabbia (1)	aa – G(S)	0.0 – 10.0	129.25	119.2	10.0
Ghiaia e sabbia (3)	fg – S(L)	>10.0	119.5	----	----

(1) Terreni a grana grossa superiori; (3) Terreni a grana grossa inferiori;



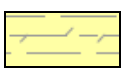


Nella Tabella 13 sono riportati i valori dei parametri geotecnici di progetto utilizzati per il calcolo dei cedimenti dei rilevati. Fatta eccezione per il materiale da costruzione del rilevato, i valori del modulo di elasticità longitudinale $E' = E'_0$ sono stati ricavati a partire dal valore del modulo di elasticità tangenziale G_0 , mediante la semplice relazione $E'_0 = 2(1 + \nu)(G_0)$ nella quale ν è il coefficiente di Poisson, assunto costante e pari a $\nu = 0.3$. Il valore G_0 rappresenta la rigidezza tangenziale relativa a bassi livelli di deformazione; è stato determinato mediante i valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, come indicato nel capitolo 4 ($G_0 = \rho V_s^2$).

Fatta eccezione per il materiale da costruzione del rilevato, per il quale è stato assunto un valore di rigidezza costante ($E' = E'_0 = 30$ MPa), gli altri valori del modulo $E' = E'_0$ utilizzati per gli altri terreni e per il primo calcolo (Tabella 13) sono stati successivamente ridotti secondo il processo iterativo sino ai valori finali $E' = E'_2$ che sono risultati coerenti con i valori calcolati di deformazione assiale (ϵ_3). Come indicato in precedenza questa coerenza si raggiunge e si verifica utilizzando la legge di decadimento adottata nell’ambito delle analisi in

esame.

Come indicato nel profilo geotecnico, il tetto della falda è stato assunto alla quota di 118 m s.m. che corrisponde ad una profondità di 12-15 m rispetto al piano di campagna. A tale quota si attesta la superficie piana ed orizzontale che separa i terreni secchi (al di sopra) da quelli saturi (al di sotto) ed alla quale si associa un valore nullo della pressione interstiziale, secondo lo schema di mezzo bifase.

Tabella 13 - Parametri geotecnici ai fini del calcolo dei cedimenti dei rilevati.

Parametri	Rilevato esistente R	Unità aa-G(S)	Unità aa-A(L)	Unità fg-S(L)	Unità fg-A(L)
					
γ_d (kN/m ³)	20.0	19.0	19.0	19.0	19.0
(E') ₀ (MPa)	30	50	15	75 - 175	15
k (m/s)	k=10 ⁻⁵	k=10 ⁻⁵ ÷10 ⁻⁴	k=10 ⁻⁸ ÷10 ⁻⁷	k=10 ⁻⁶ ÷10 ⁻⁵	k=10 ⁻⁸ ÷10 ⁻⁷

7.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI ALLA PROGR. 0+360 – ASTA DI FASE2 L 750

Nella Figura 9 è rappresentato il modello di calcolo utilizzato per determinare i cedimenti del rilevato. La costruzione del rilevato, avente altezza pari ad H = 5.1 m, è simulata attraverso la posa successiva di 4 strati, aventi spessori pari a h_i = 1.2-1.3 m.

La prevista sequenza costruttiva è divisa in 4 intervalli temporali, ciascuno con durata di 1 giorno. In seguito sono applicate le azioni che rappresentano il peso proprio dell'armamento e l'azione variabile associata al passaggio dei carri sul binario. Queste azioni sono amplificate mediante i coefficienti parziali di sicurezza relativi alle combinazioni di carico per la verifica nei riguardi degli SLE, secondo lo schema riportato nella Tabella 14 ed i carichi indicati nella Tabella 15.

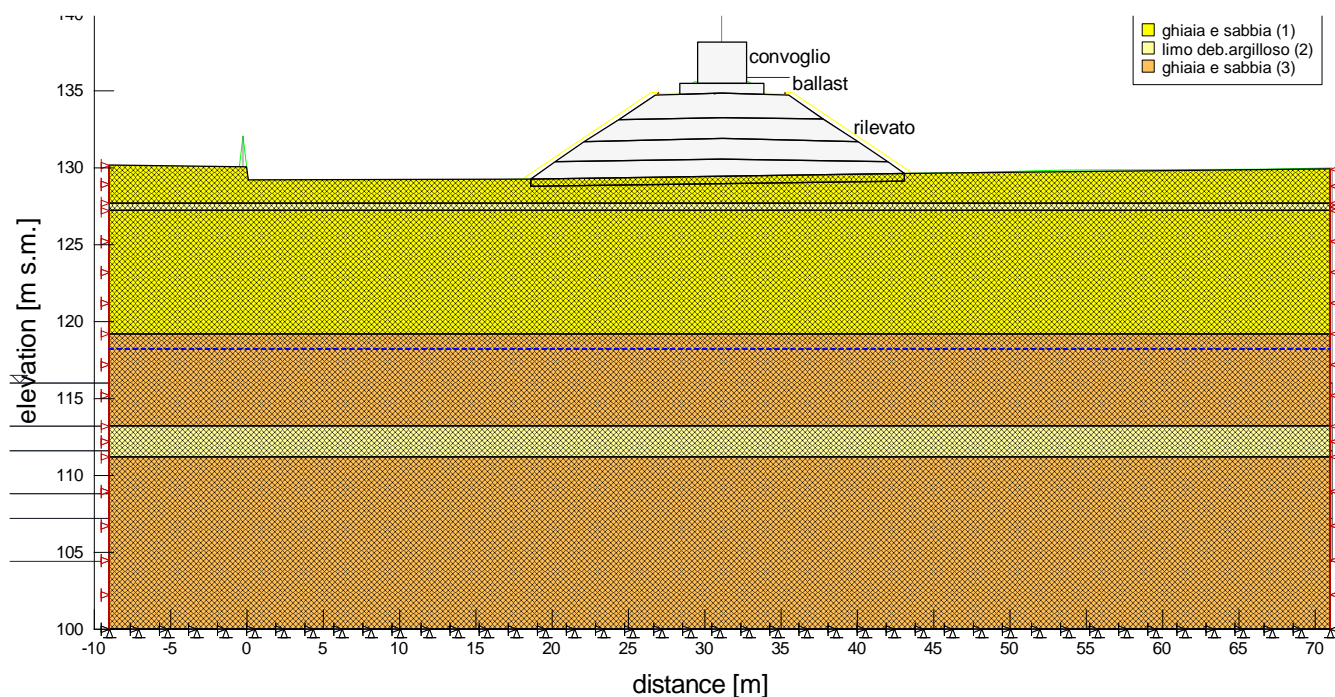


Figura 9 – Schema di calcolo del rilevato. La falda è posta alla quota di 118.2 m s.m.; il dominio è confinato alla base, alla quota di 100 m s.m. (circa 30m di profondità rispetto la base del rilevato), dove è imposta la condizione di spostamenti nulli.

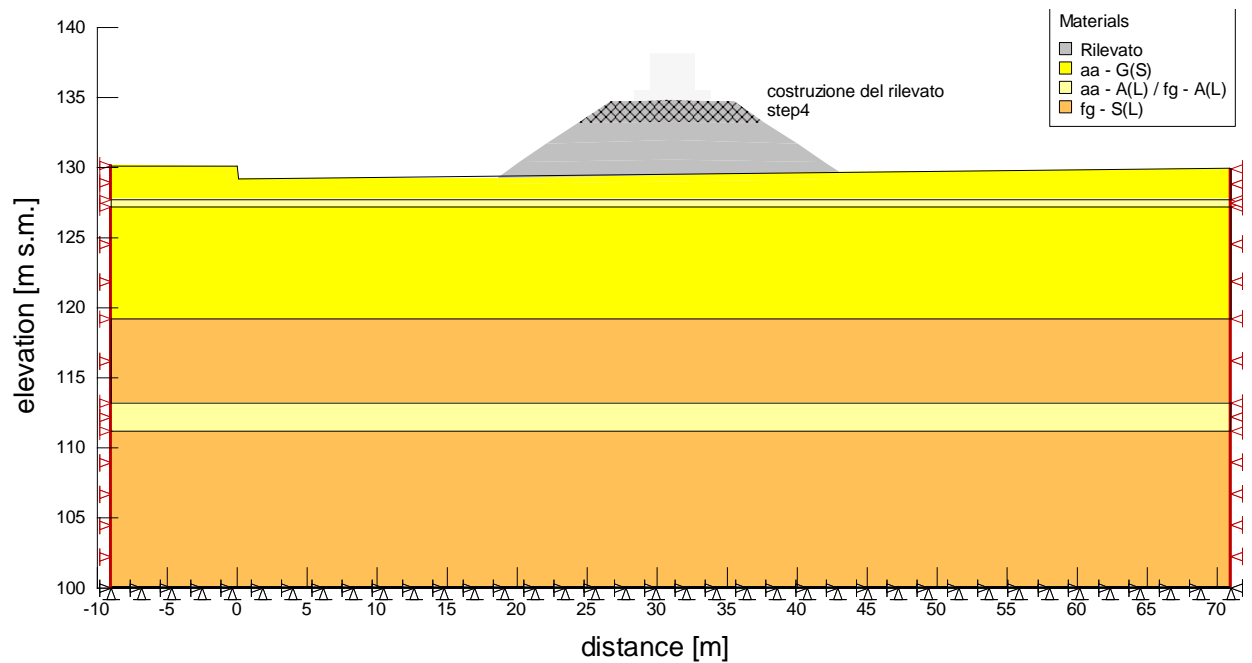
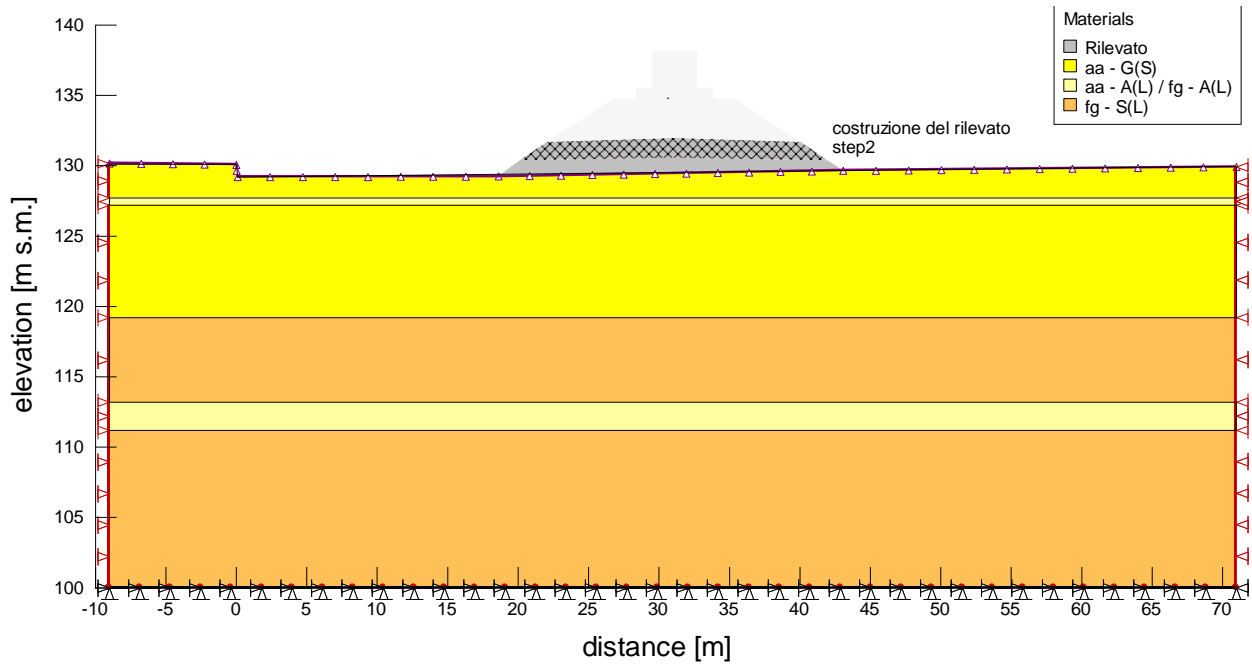
Tabella 14 - Fasi costruttive ed applicazione dei carichi.

step costruzione	$h_1 = 1.2\text{m}$	$h_2 = 1.3\text{m}$	$h_3 = 1.3\text{m}$	$h_4 = 1.3\text{m}$	applicazione CARICHI: ballast e convoglio
$t_{\text{fine costr. (sec)}}$	86,400	172,800	259,200	345,600	432,000

Tabella 15 - Valore dei carichi per le verifiche agli SLE.

Azioni	Verifiche
	SLE
γ terreno rilevato [kN/m^3]	20
Ballast [kPa]	14.4
Convoglio [kPa]	53.71

Le fasi di costruzione sono illustrate nella seguente rappresentazione grafica.



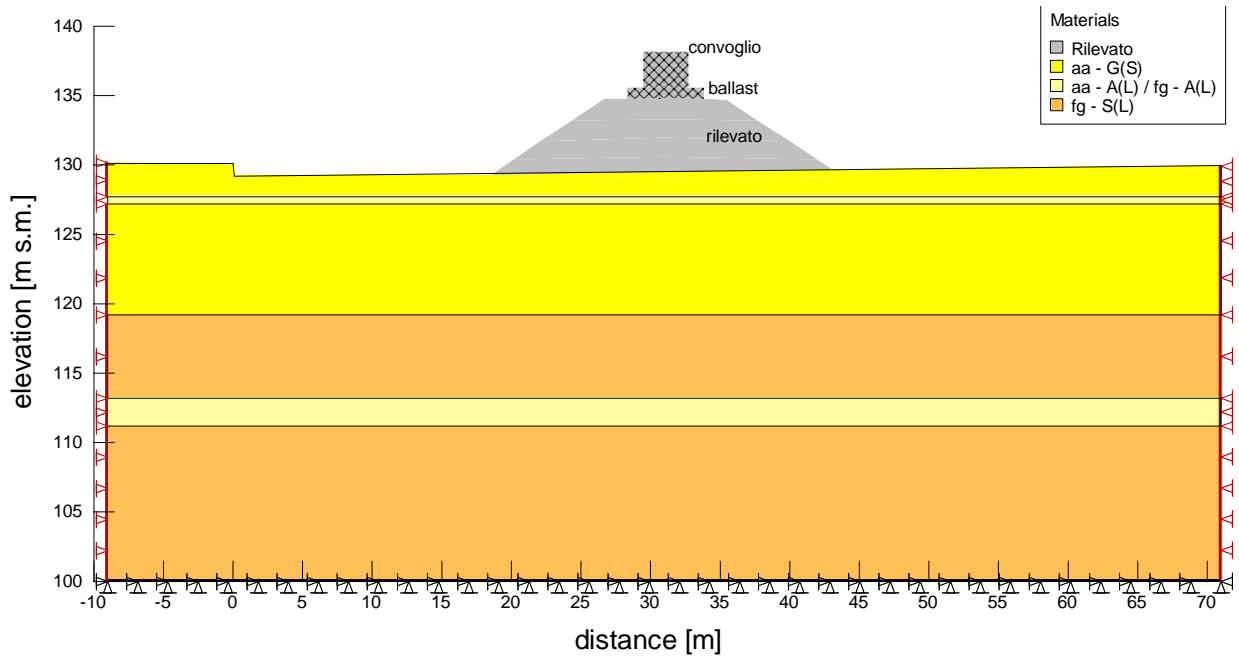


Figura 10 – Fasi costruttive ed applicazione dei carichi.

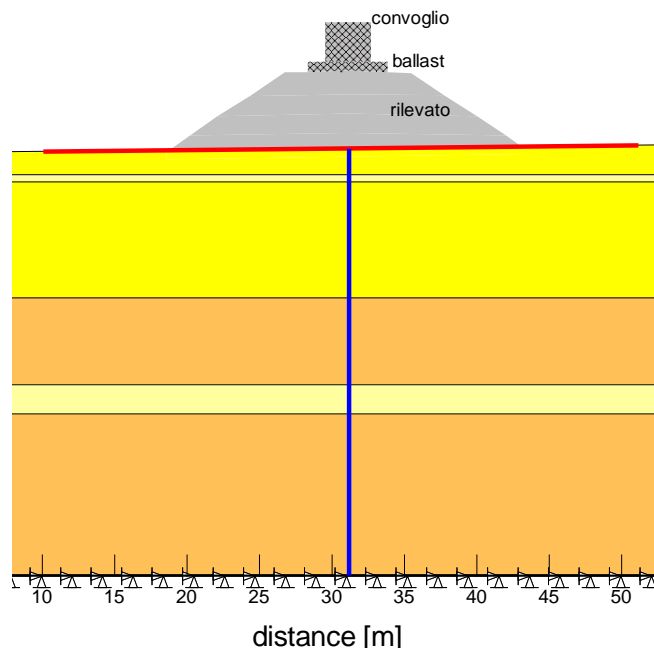


Figura 11 – Schema di calcolo con indicazione dei due assi, verticale (mezzeria del rilevato) ed orizzontale (imposta del rilevato), lungo i quali si determinano i cedimenti rappresentati nelle figure riportate in seguito.

Come indicato in precedenza, per tenere conto della non linearità del comportamento meccanico dei terreni i valori dei moduli di rigidezza sono stati progressivamente ridotti a partire dal valore E'_0 sino a raggiungere la congruenza con le deformazioni calcolate.

Dall'esame dei risultati dei calcoli dei cedimenti riportati nelle figure che seguono (Figura 13, Figura 14, Figura 15), è facile rintracciare il percorso delle iterazioni sino ai valori dei moduli ($E = E'_2$) coerenti con i valori delle deformazioni calcolati.

Fatta eccezione per il materiale da costruzione dei rilevati ($E' = \text{costante}$), al termine delle iterazioni sono noti i valori dei fattori di abbattimento che devono essere applicati ai moduli E'_0 per ottenere i valori $E' = E'_2$; nell'elenco seguente questi fattori sono riportati secondo la stratigrafia di calcolo (Figura 11):

- fattore di riduzione del modulo di rigidezza delle ghiaie sabbiose superiori pari 0.8 [(terreni aa-G(S));
- fattore di riduzione del modulo di rigidezza dei terreni limosi compresi nelle ghiaie sabbiose pari 0.5 [(terreni aa-A(L));
- fattore di riduzione del modulo di rigidezza delle ghiaie sabbiose superiori pari 0.8 [(terreni aa-G(S));
- nessuna riduzione del modulo di rigidezza delle ghiaie sabbiose profonde [(terreni fg-S(L)], quindi fattore di abbattimento unitario;
- fattore di riduzione del modulo di rigidezza dei terreni limosi sottostanti pari 0.5 [(terreni aa-A(L));
- nessuna riduzione del modulo di rigidezza delle ghiaie sabbiose profonde [(terreni fg-S(L)], quindi fattore di abbattimento unitario.

Si desume che il cedimento dei terreni ghiaiosi e sabbiosi profondi è praticamente trascurabile; il cedimento dei terreni ghiaiosi e sabbiosi superiori è modesto; in corrispondenza dei terreni fini si calcolano i valori maggiori delle deformazioni verticali.

A conclusione dei calcoli si ricava un valore massimo del cedimento pari a 50 mm. L'andamento dei cedimenti lungo il piano di imposta del rilevato è simmetrico rispetto all'asse di mezzzeria del manufatto (valore massimo in mezzzeria), pertanto il cedimento differenziale tra le due rotaie è nullo; la differenza fra il cedimento in corrispondenza di ciascuna rotaia ed il cedimento in asse è dell'ordine di 3 mm.

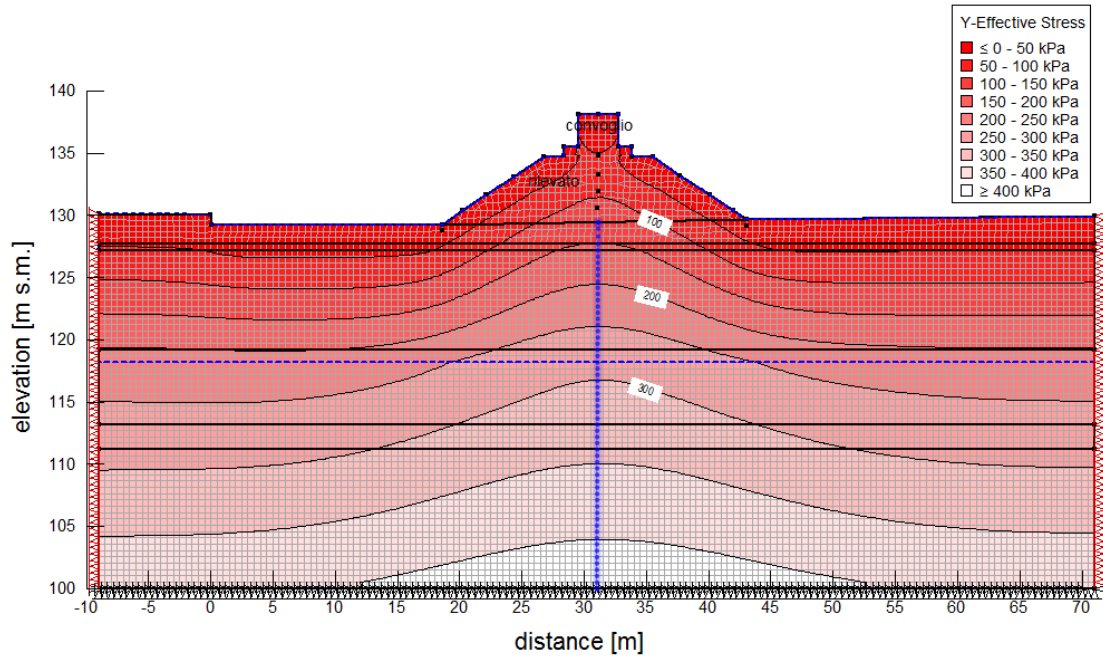
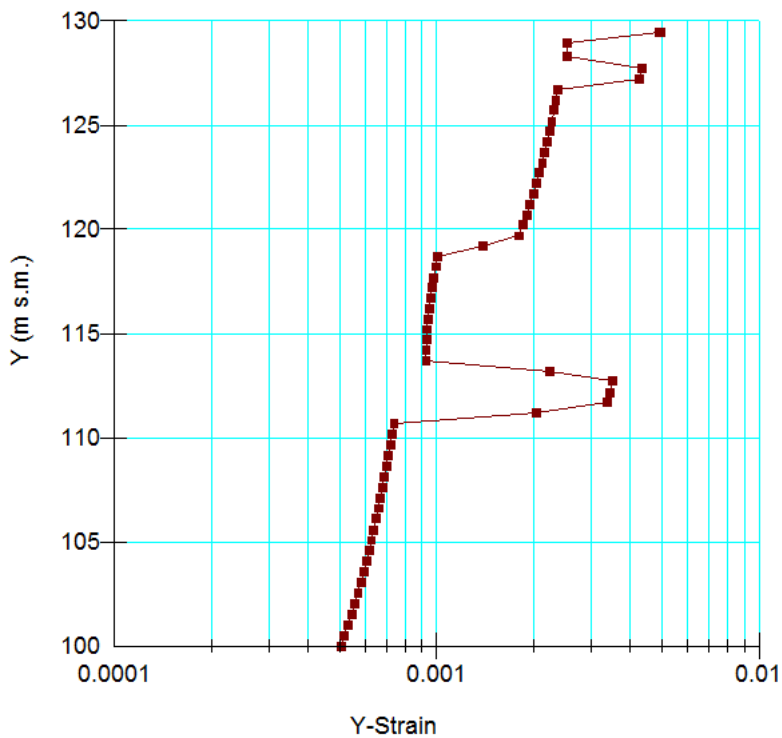
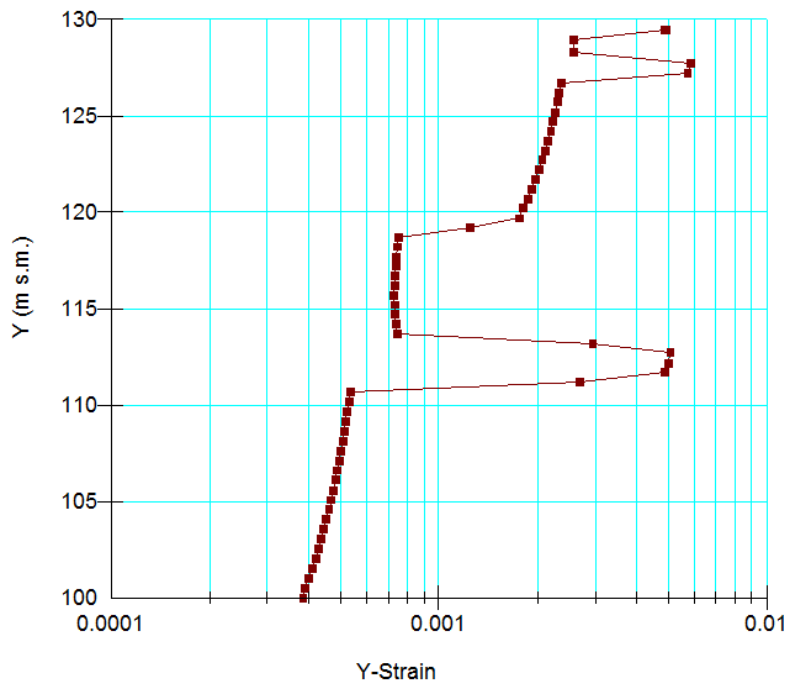


Figura 12 – Isolinee dello stato di sforzo in termini di tensione efficace



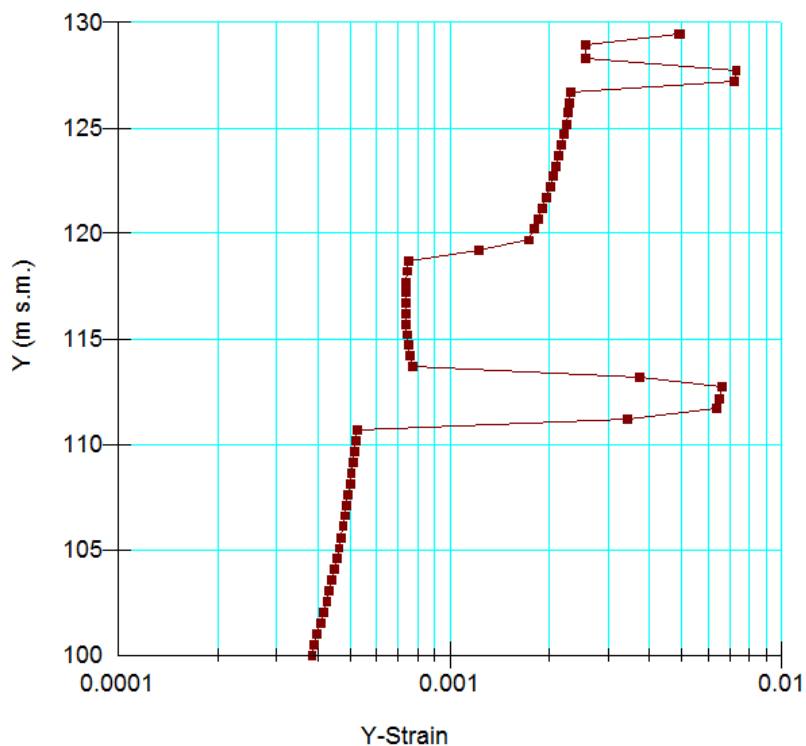
Unità	γ_d (kN/m ³)	E'_0 (MPa)
Rilevato esistente R	20.0	30
aa-G(S)	19.0	50
aa-A(L)	19.0	15
fg-S(L)	19.0	75
fg-A(L)	19.0	15

Figura 13 - Andamento delle deformazioni lungo la verticale al centro del rilevato (coordinata X=31.0 m Figura 12) e valori dei moduli di rigidità dei terreni di primo tentativo.



Unità	γ_d (kN/m ³)	E ₁ (MPa)
Rilevato esistente R	20.0	30
aa-G(S)	19.0	40
aa-A(L)	19.0	10
fg-S(L)	19.0	75
fg-A(L)	19.0	10

Figura 14 - Andamento delle deformazioni nel sottosuolo lungo la verticale al centro del rilevato; valori dei moduli abbattuti sulla base delle deformazioni riportate in figura (prima iterazione).



Unità	γ_d (kN/m ³)	E ₂ (MPa)
Rilevato esistente R	20.0	30
aa-G(S)	19.0	40
aa-A(L)	19.0	7.5
fg-S(L)	19.0	75
fg-A(L)	19.0	7.5

Figura 15 - Andamento delle deformazioni lungo la verticale al centro del rilevato; valori dei moduli abbattuti sulla base delle deformazioni riportate in figura (seconda iterazione).

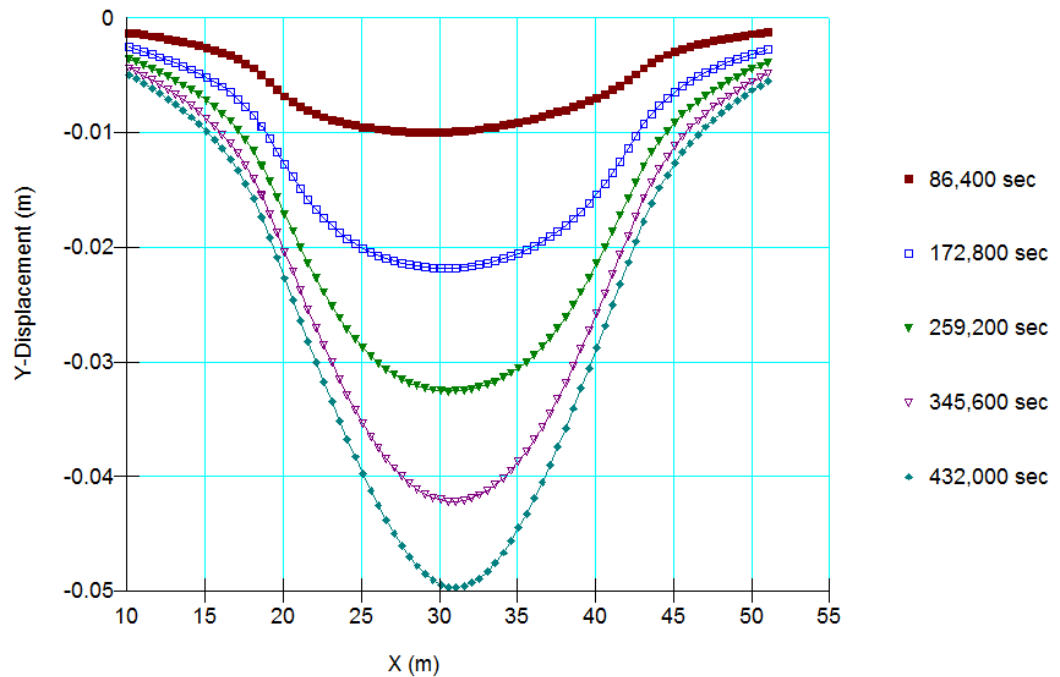


Figura 16 - Andamento dei cedimenti lungo la base del rilevato (linea rossa in Figura 11) a fine costruzione e in seguito all'applicazione dei carichi: seconda iterazione.

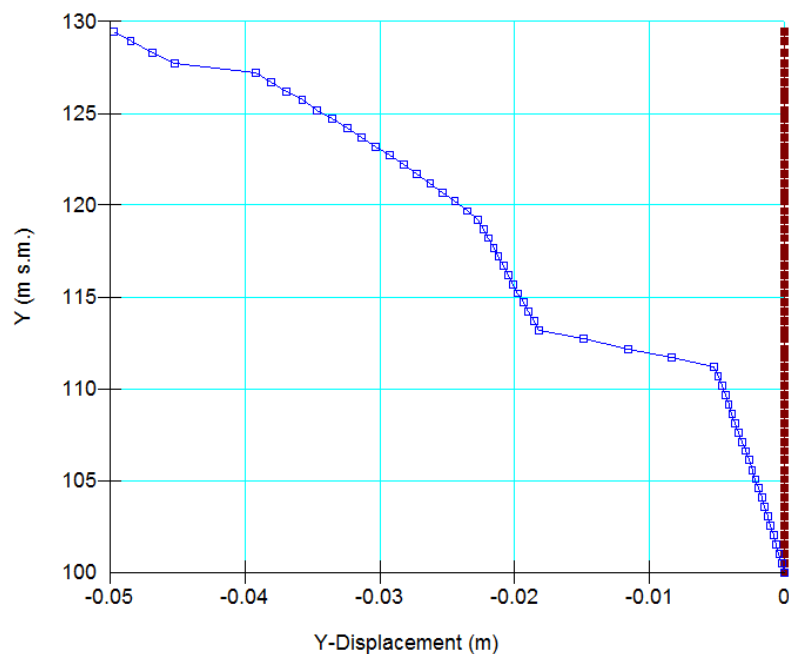


Figura 17 - Andamento dei cedimenti lungo la verticale al centro del rilevato (linea blu in Figura 11) in seguito all'applicazione dei carichi: seconda iterazione.

7.3 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI ALLA PROGRESSIVA 0+540 – ASTA DI FASE1 L 350

Il modello utilizzato per queste analisi è mostrato nella Figura 18; le proprietà meccaniche dei due rilevati, esistente e in progetto sono uguali. Per la stratigrafia di calcolo si rimanda alla Tabella 11. In accordo a quanto riportato per l'Asta di fase2 L 750 si ricorda che per le verifiche SLE finalizzate alla determinazione dei cedimenti, si farà riferimento ai parametri geotecnici caratteristici ottenuti dal processo iterativo seguito nel calcolo dei cedimenti Asta L750m sezione di calcolo 1 (Figura 15).

Le fasi di calcolo sono le seguenti:

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

La costruzione dell'asta viene discretizzata in 5 fasi separate da 4 passi temporali di 1 giorno ciascuno; in seguito si applicano i carichi dovuti al Ballast e all'azione variabile da traffico su un binario, amplificati secondo i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLE. Queste fasi e lo schema dei carichi sono illustrati nello schema in Tabella 16 e Figura 19. Ai fini del calcolo dei cedimenti non viene considerato, a scopo cautelativo, l'effetto della palancola posta a sostegno del rilevato esistente.

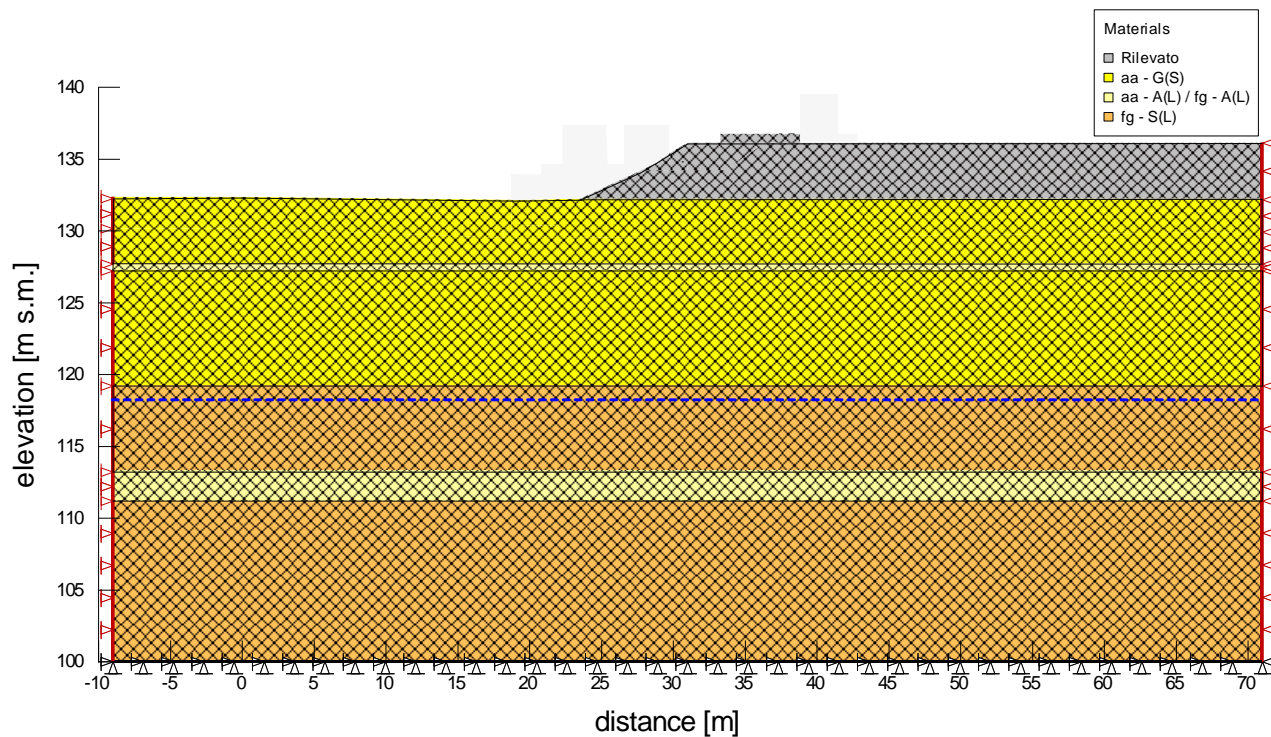
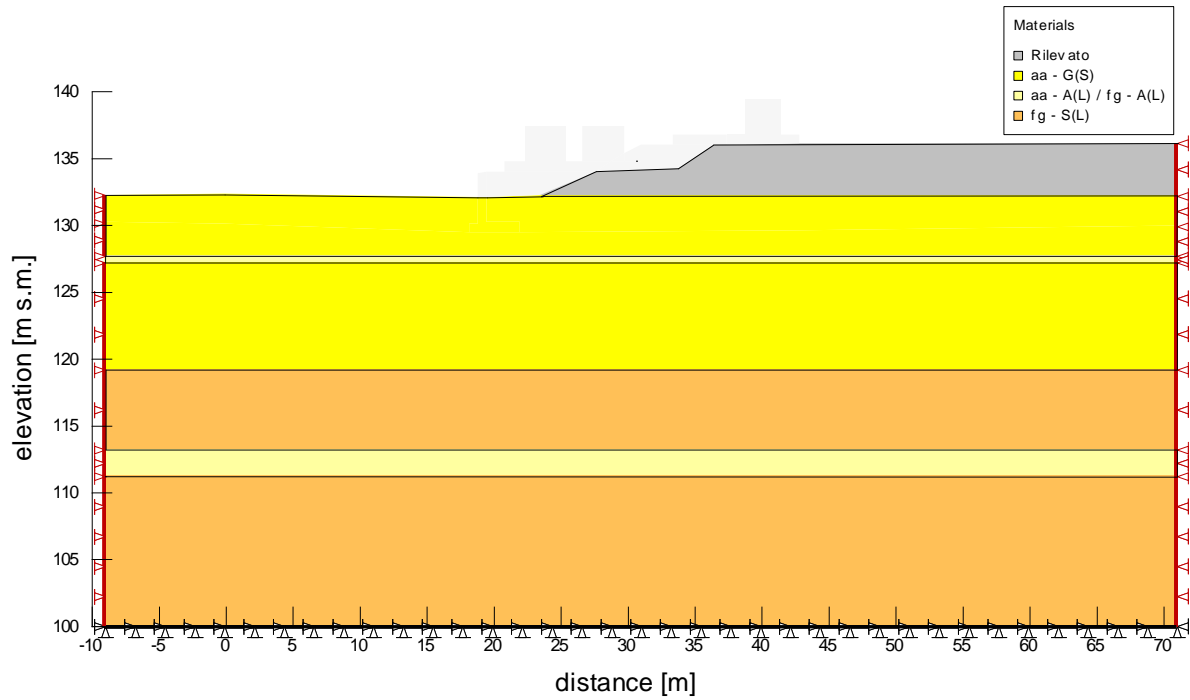


Figura 18 – Schema di calcolo dell’asta di fase1 L 350: condizione iniziale – in situ. La falda viene imposta alla quota pari a 118.2 m s.m.; alla quota pari a 100m s.m. (circa 30m di profondità rispetto la base del rilevato) vengono imposti spostamenti nulli.

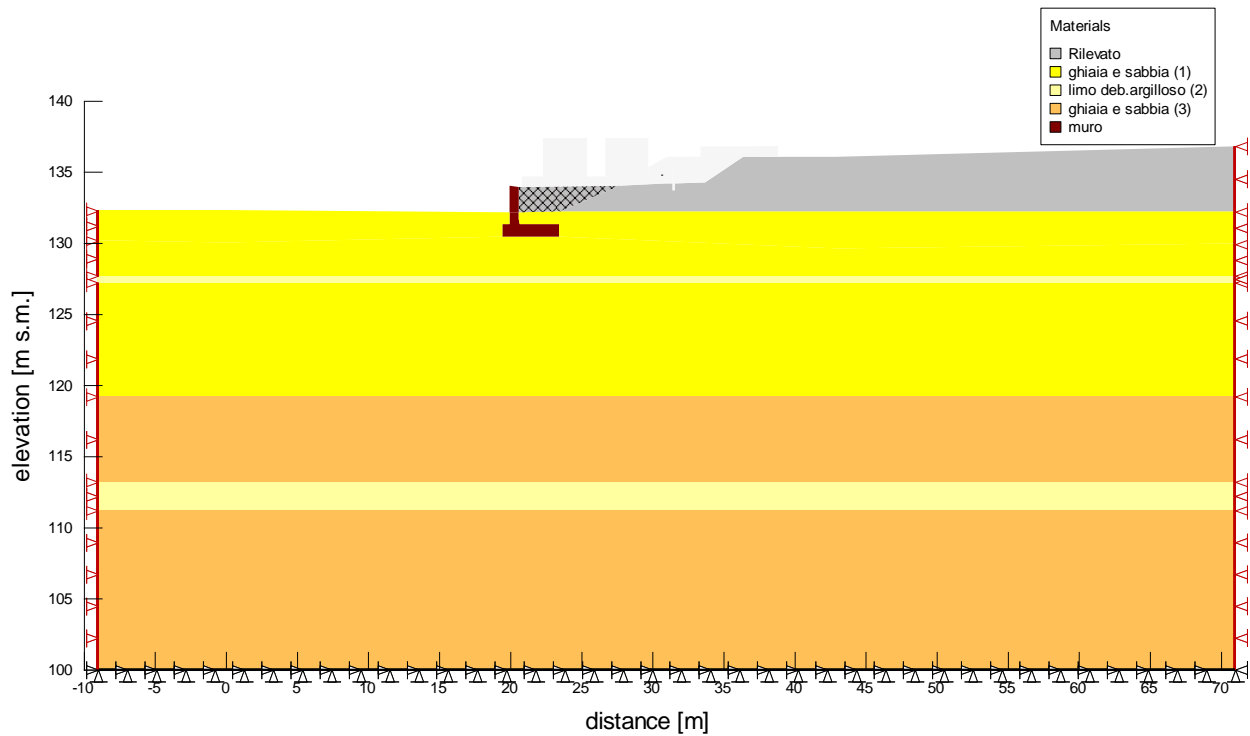
Tabella 16 - Fasi costruttive ed applicazione dei carichi.

step costruzione	1	2	3	4	5
Azioni	Rimozione volume terreno 1	Rimozione terreno, costruzione muro e ritombamento	applicazione CARICHI: ballast e convogli LE	Ricostruzione rilevato LSE: presenza palancola	applicazione CARICHI: ballast e convoglio
sec	86,400	172,800	259,200	345,600	432,000

Step1



Step 3



Step 5:

Per rendere la sezione rappresentativa di tutta la tratta, viene trascurata la presenza dei micropali

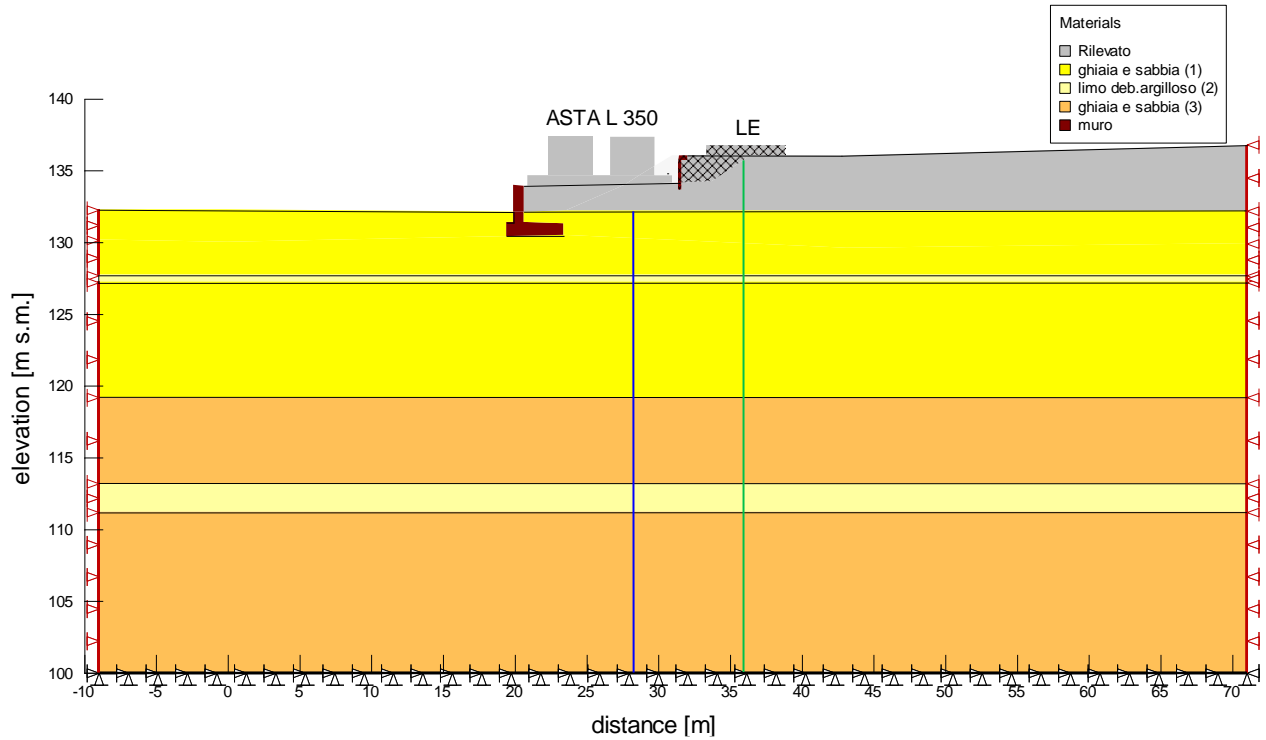


Figura 19 –Fasi costruttive ed applicazione dei carichi.

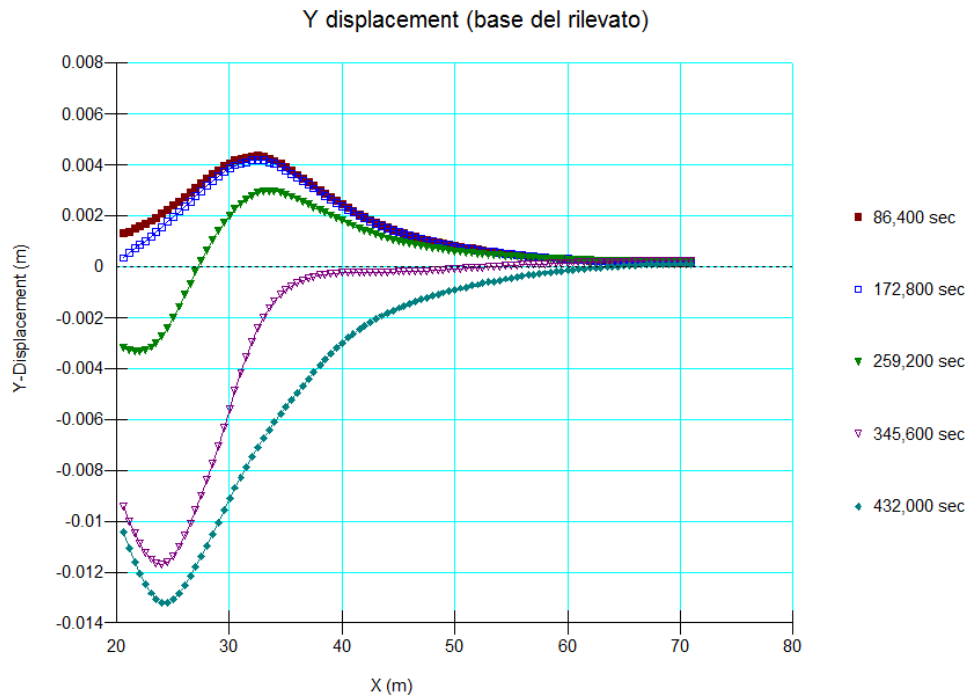


Figura 20 - Andamento dei cedimenti cumulati lungo la base del rilevato alla fine di ogni step di costruzione del rilevato e a seguito dell'applicazione dei carichi.

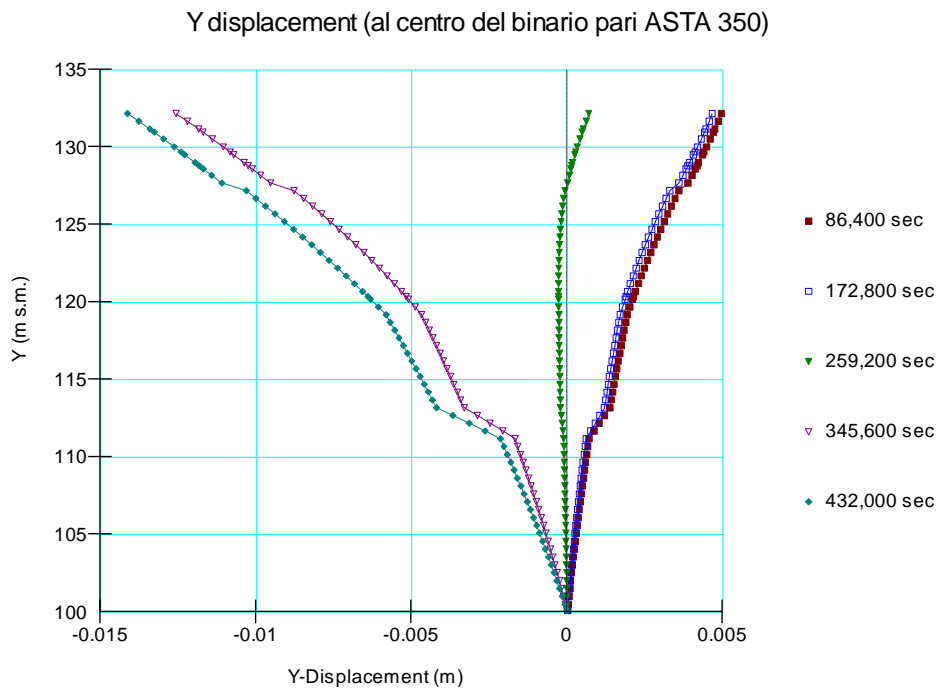


Figura 21 - Andamento dei cedimenti cumulati lungo la verticale al centro del binario pari ASTA L350 (linea blu in Figura 19: fase5) alla fine di ogni step di costruzione del rilevato e a seguito dell'applicazione dei carichi.

Y strain (al centro del binario pari "ASTA 350")

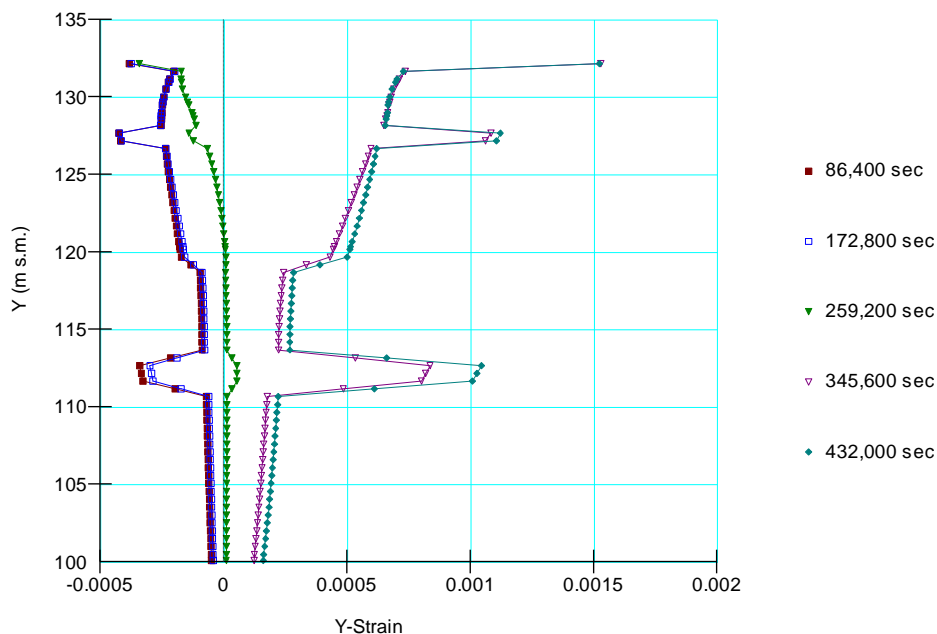


Figura 22 - Andamento delle deformazioni cumulate lungo la verticale al centro del binario pari ASTA L350 (linea blu in Figura 19: fase5) alla fine di ogni step di costruzione del rilevato e a seguito dell'applicazione dei carichi.

Y displacement (binario AV)

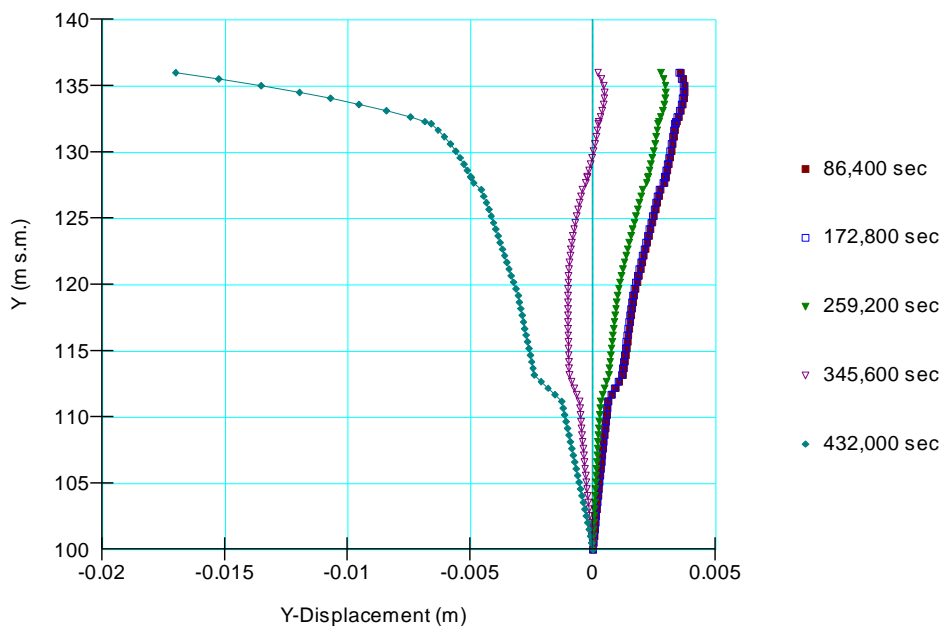


Figura 23 - Andamento dei cedimenti cumulated lungo la verticale al centro della LSE (Linea verde in Figura 19: fase5) alla fine di ogni step di costruzione del rilevato e a seguito dell'applicazione dei carichi

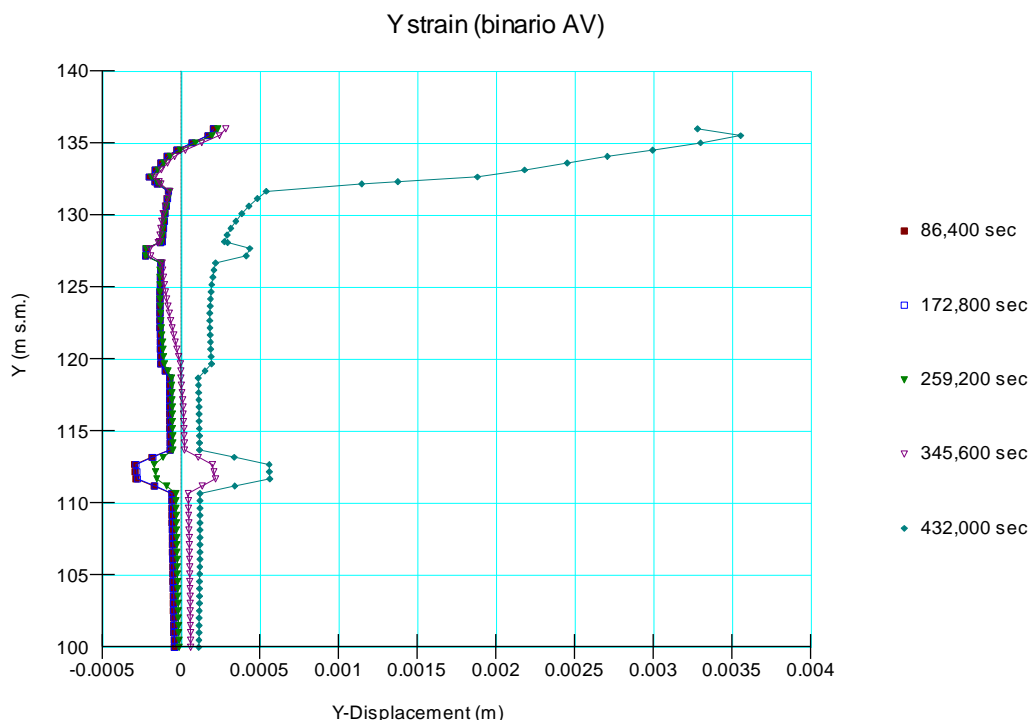


Figura 24 - Andamento delle deformazioni cumulate lungo la verticale al centro della LSE (Linea verde in Figura 19: fase5) alla fine di ogni step di costruzione del rilevato e a seguito dell'applicazione dei carichi

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 fra le due rotaie, ottenuto a conclusione dei calcoli esposti in precedenza, è pari a $\delta_{L350} = 1.4$ mm per l'Asta L350 e pari a $\delta_{LSE} = 1.6$ mm per la linea esistente. Entrambi i valori sono minori dei limiti indicati nello standard di qualità, e quindi sono accettabili.

Per la profondità della falda rispetto all'estensione del volume significativo, ed anche per la natura prettamente granulare dei terreni di fondazione, caratterizzati da elevata permeabilità, è lecito assumere che i cedimenti siano tutti istantanei, in pratica si esauriscono nella fase di costruzione.

8 VERIFICHE SLU – STABILITA` GLOBALE DEI RILEVATI

In base a quanto indicato dalle NTC 2018 le verifiche di sicurezza agli SLU che devono essere condotte per opere costituite da materiali sciolti sono eseguite nei paragrafi che seguono. In particolare sono state eseguite tre serie di verifiche di stabilità in assenza di interventi di consolidamento dei piani di posa:

- Analisi in condizioni drenate: fine costruzione con i convogli
- Analisi in condizioni drenate: in presenza di sisma senza convogli

8.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE

Le verifiche in campo statico di opere in materiali sciolti, quali i rilevati, devono essere eseguite secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2: A2+M2+R2, tenendo conto dei coefficienti parziali definiti in Tabella 17 e Tabella 18.

Tabella 17- Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) - (Tab. 6.2.II, NTC2018).

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_γ	1,0	1,0

Tabella 18 - Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2) - (Tab. 6.8.I, NTC2018).

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

La verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

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

essendo $R = R \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right]$ 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 dalle NTC2018 per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali sulle azioni γ (Tab. 5.2.V) riportati in Tabella 19 e i coefficienti di combinazione ψ (Tab. 5.2.VI) riportati nelle seguenti tabelle.

Tabella 19 - Coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 5.2.V dellem NTC2018).

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

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

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

⁽²⁾ 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.

⁽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⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

In Tabella 19, il significato dei simboli è il seguente:

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

Tabella 20 - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (Tab. 5.2.VI delle NTC2018).
Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_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	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾
Gruppi di	g^*_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾
carico	g^*_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾
	g^*_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾
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

⁽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 21 - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (Tab. 5.2.VII NTC2018).
Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni

	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	0,00 ⁽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.

Il carico distribuito sui rilevati dell'Asta L 350m e dell'Asta L 750m è definito dall'azione dovuta al carico permanente Ballast e alla presenza di un convoglio (Tabella 22).

Tabella 22 - Valore dei carichi per la verifica agli SLU.

Azioni	SLU
γ terreno rilevato [kN/m ³]	20
Ballast [kPa]	18.72
Convoglio [kPa]	62.5

I parametri di progetto per l'analisi in condizioni drenate sono riportati in Tabella 23.

Tabella 23 - Valore dei parametri di resistenza di progetto per la verifica agli SLU.

Terreni	c' (d) [kPa]	φ' (d) [°]
Rilevato	0	32
Ricoprimento terreno vegetale	3.2	32
aa – G(S)	0	33
fg – S(L)	0	31
aa – A(L)	0	26
fg – A(L)	0	26

8.1.1 ASTA L750 – sezione km.0+360

Lo schema stratigrafico di calcolo è analogo a quanto definito per la verifiche agli SLE. Il livello della falda è assunto alla quota pari a 118.2m s.m. e lo stato di sforzo nel sottosuolo è stato definito mediante analisi agli elementi finiti secondo la metodologia definita per le verifiche agli SLE.

Per la ricerca della superficie di scivolamento alla quale corrisponde il valore minimo del coefficiente di sicurezza si impone:

- terreni (a grana fina e grossa): resistenza in termini di tensioni efficaci $c'_d = 0$ e $\phi'_d \neq 0$
- meccanismo di collasso con scivolamento da sinistra verso destra;
- ricerca del valore minimo del coefficiente di sicurezza al variare del centro di rotazione e dalla tangente alla superficie di scivolamento.

Il risultato dell'analisi viene riportato in Figura 25. La verifica risulta soddisfatta.

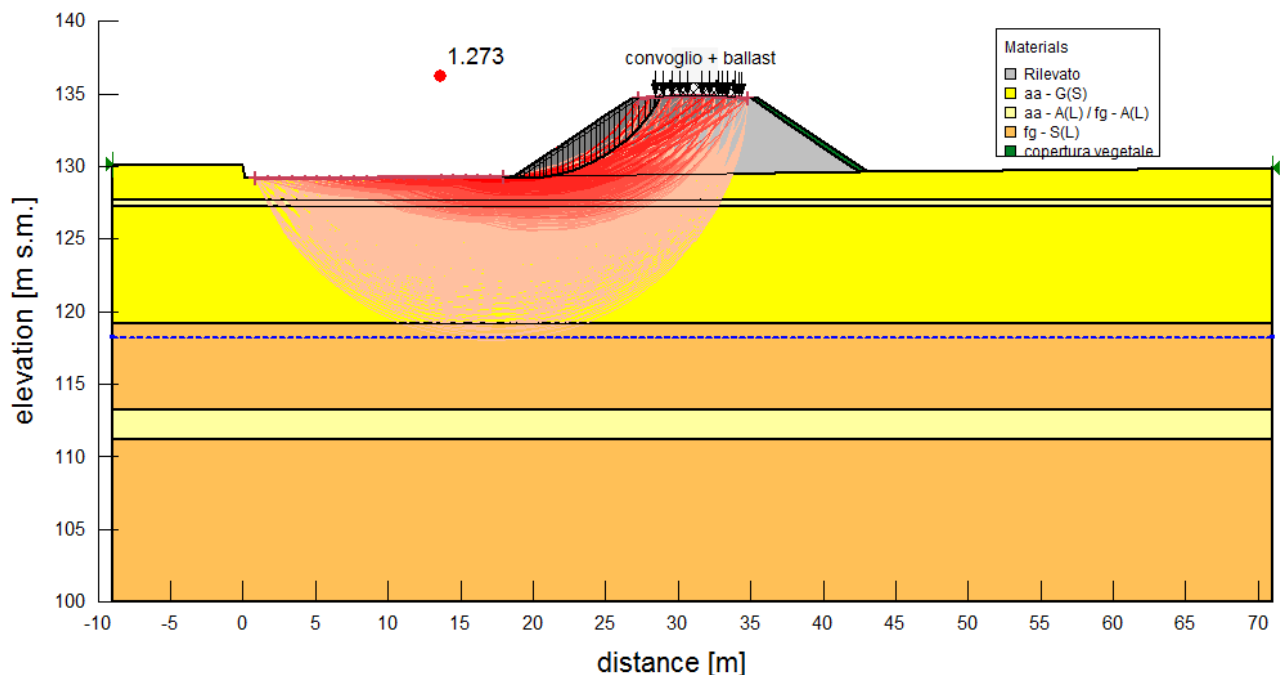


Figura 25 – Risultato della verifica di stabilità del rilevato.

8.1.2 ASTA L750 – sezione km.0+400

Lo schema stratigrafico di calcolo ed i parametri di progetto per l'analisi in condizioni drenate sono riportati in Tabella 11 ed in Tabella 23. Il livello della falda è assunto orizzontale alla quota pari a 118.2m s.m.

Per la ricerca della superficie di scivolamento alla quale corrisponde il valore minimo del coefficiente di sicurezza si impone:

- terreni (a grana grossa): resistenza in termini di tensioni efficaci $c'_d = 0$ e $\phi'_d \neq 0$
- meccanismo di collasso con scivolamento da sinistra verso destra;
- ricerca del valore minimo del coefficiente di sicurezza al variare del centro di rotazione e dalla tangente alla superficie di scivolamento.

Il risultato dell'analisi viene riportato in Figura 26. La verifica risulta soddisfatta.

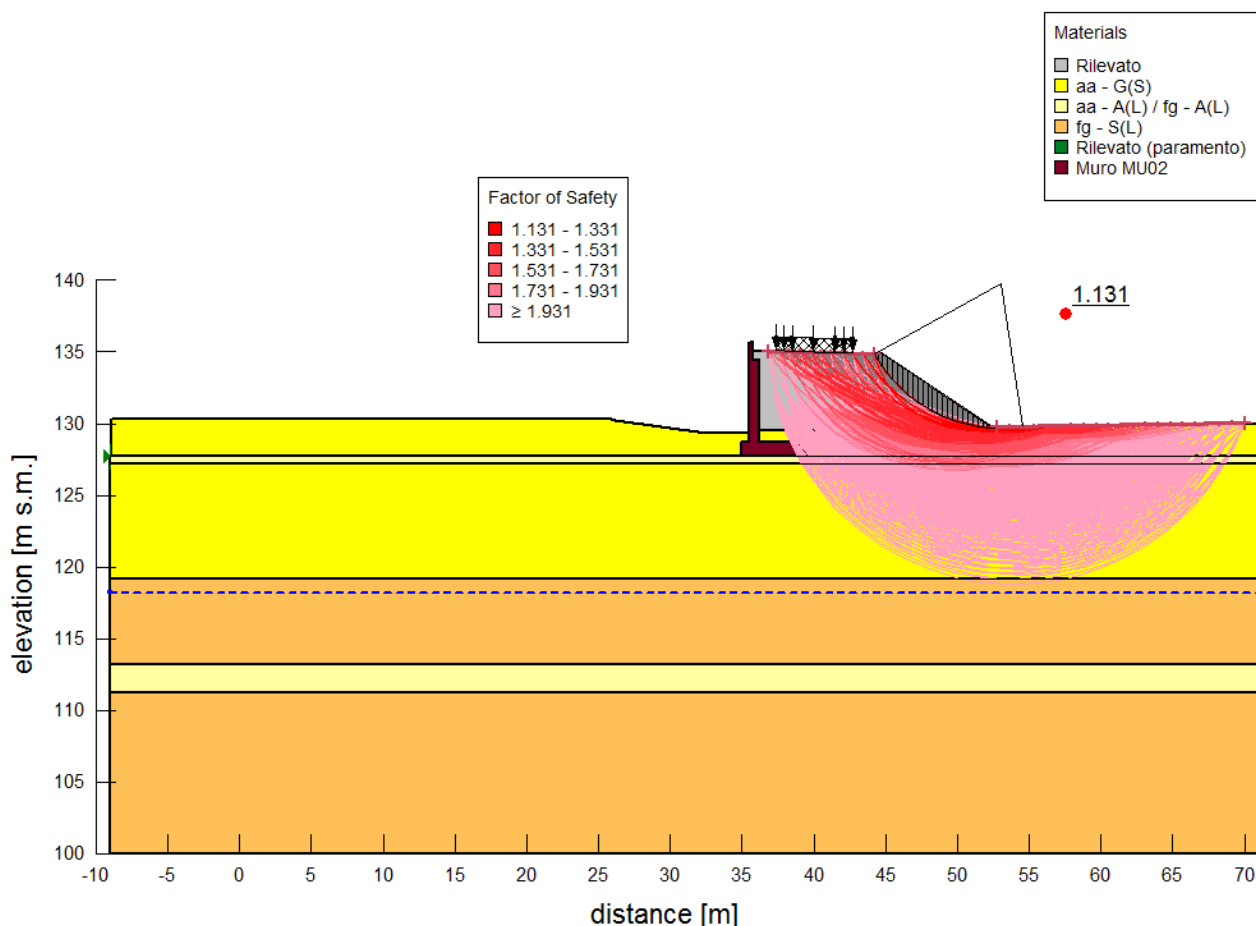


Figura 26 – Risultato della verifica di stabilità del rilevato alla sezione km.0+400 – ASTA 750.

8.1.3 ASTA L750 – sezione km.0+552.37

Lo schema stratigrafico di calcolo è definito in Tabella 12. Il livello della falda è assunto alla quota pari a 118.2m s.m. e lo stato di sforzo nel sottosuolo è stato definito mediante analisi agli elementi finiti secondo la metodologia definita per le verifiche agli SLE.

Per la ricerca della superficie di scivolamento alla quale corrisponde il valore minimo del coefficiente di sicurezza si impone:

- terreni (a grana grossa): resistenza in termini di tensioni efficaci $c'_d = 0$ e $\phi'_d \neq 0$
- meccanismo di collasso con scivolamento da sinistra verso destra;
- ricerca del valore minimo del coefficiente di sicurezza al variare del centro di rotazione e dalla tangente alla superficie di scivolamento.

Il risultato dell'analisi viene riportato in Figura 27. La verifica risulta soddisfatta.

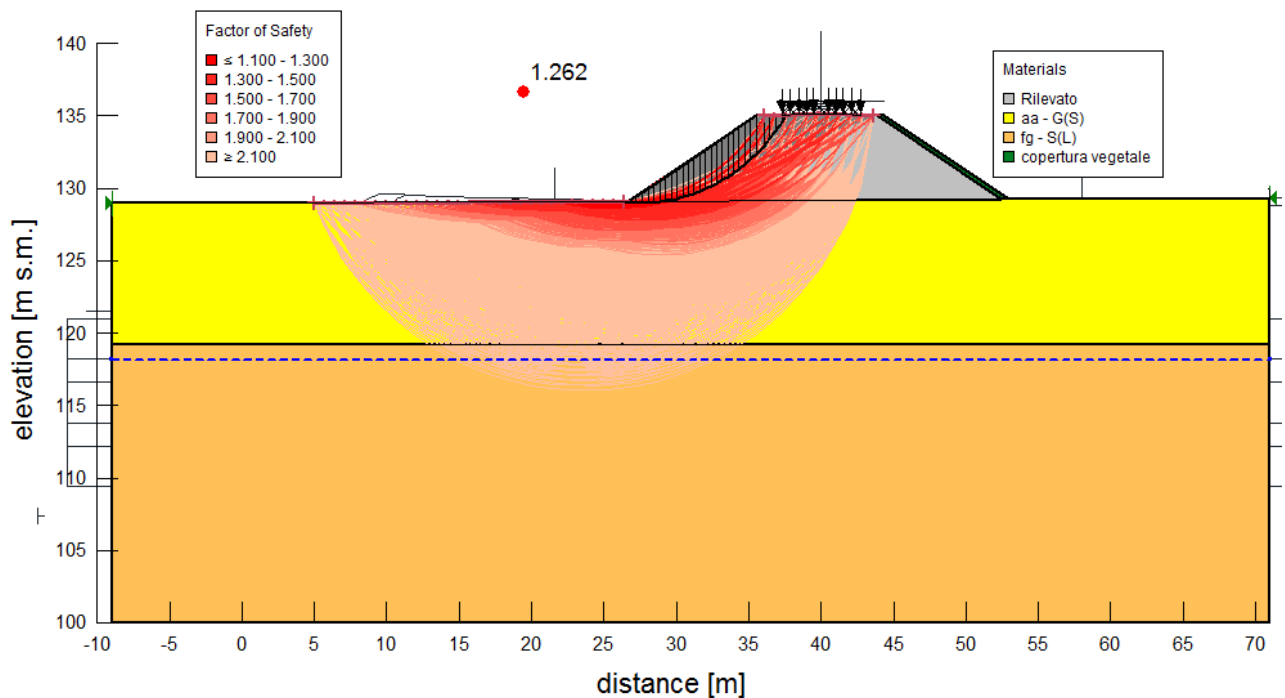


Figura 27 – Risultato della verifica di stabilità del rilevato alla sezione km.0+552.37 – ASTA 750.

8.1.4 ASTA L350 – sezione km.0+540

Lo schema di calcolo ed i parametri di progetto per l'analisi in condizioni drenate sono riportati in Figura 28 ed in Tabella 23. Lo schema stratigrafico è analogo a quanto definito per la verifiche agli SLE in cui non viene considerata la presenza della palancola di monte ai fini della stabilità globale, lasciando solo l'effetto della presenza del muro in sinistra. Il livello della falda è assunto alla quota pari a 118.2m s.m. e lo stato di sforzo nel sottosuolo è stato definito mediante analisi agli elementi finiti secondo la metodologia definita per le verifiche agli SLE.

Il carico distribuito sul rilevato è definito dall'azione dovuto al Ballast e alla presenza di un convoglio (Tabella 22).

La ricerca della superficie di scivolamento alla quale corrisponde il valore minimo del coefficiente di sicurezza viene definita su due livelli distinti. Per la ricerca di ciascuna superficie si impone:

- terreni (a grana fina e grossa): resistenza in termini di tensioni efficaci $c'_d = 0$ e $\varphi'_d \neq 0$
- meccanismo di collasso con scivolamento da sinistra verso destra;
- ricerca del valore minimo del coefficiente di sicurezza al variare del centro di rotazione e dalla tangente alla superficie di scivolamento.

I risultati delle analisi sono riportate in Figura 29. Le verifiche risultano entrambe soddisfatte.

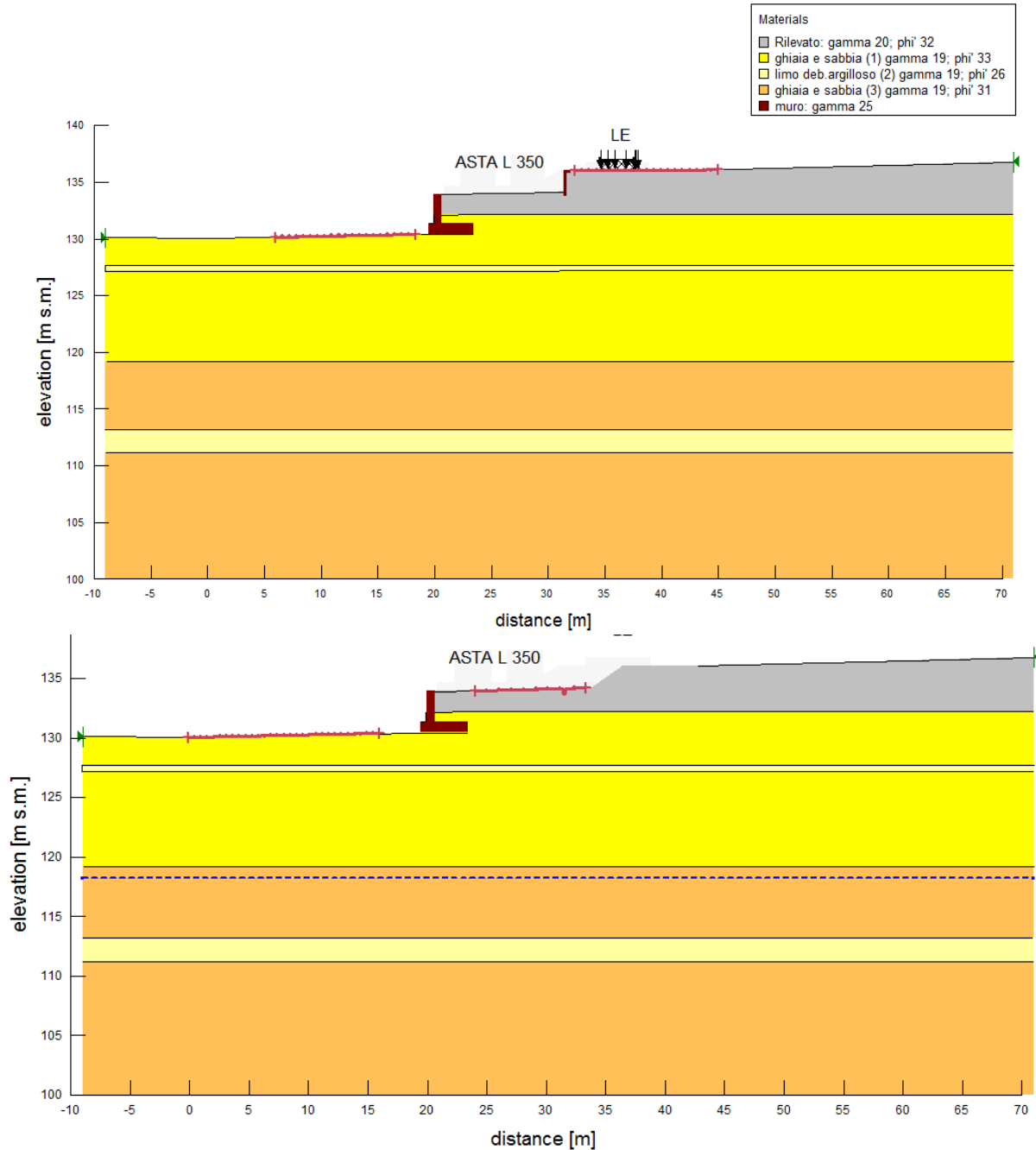


Figura 28 – Schema di calcolo implementato in ambiente SLOPE/W. Lo stato di sforzo viene importato dai risultati delle analisi agli elementi finiti ottenuti a fine costruzione del rilevato. La superficie di scivolamento viene imposta con direzione da destra verso sinistra: livello 1 (sopra); livello 2 (sotto).

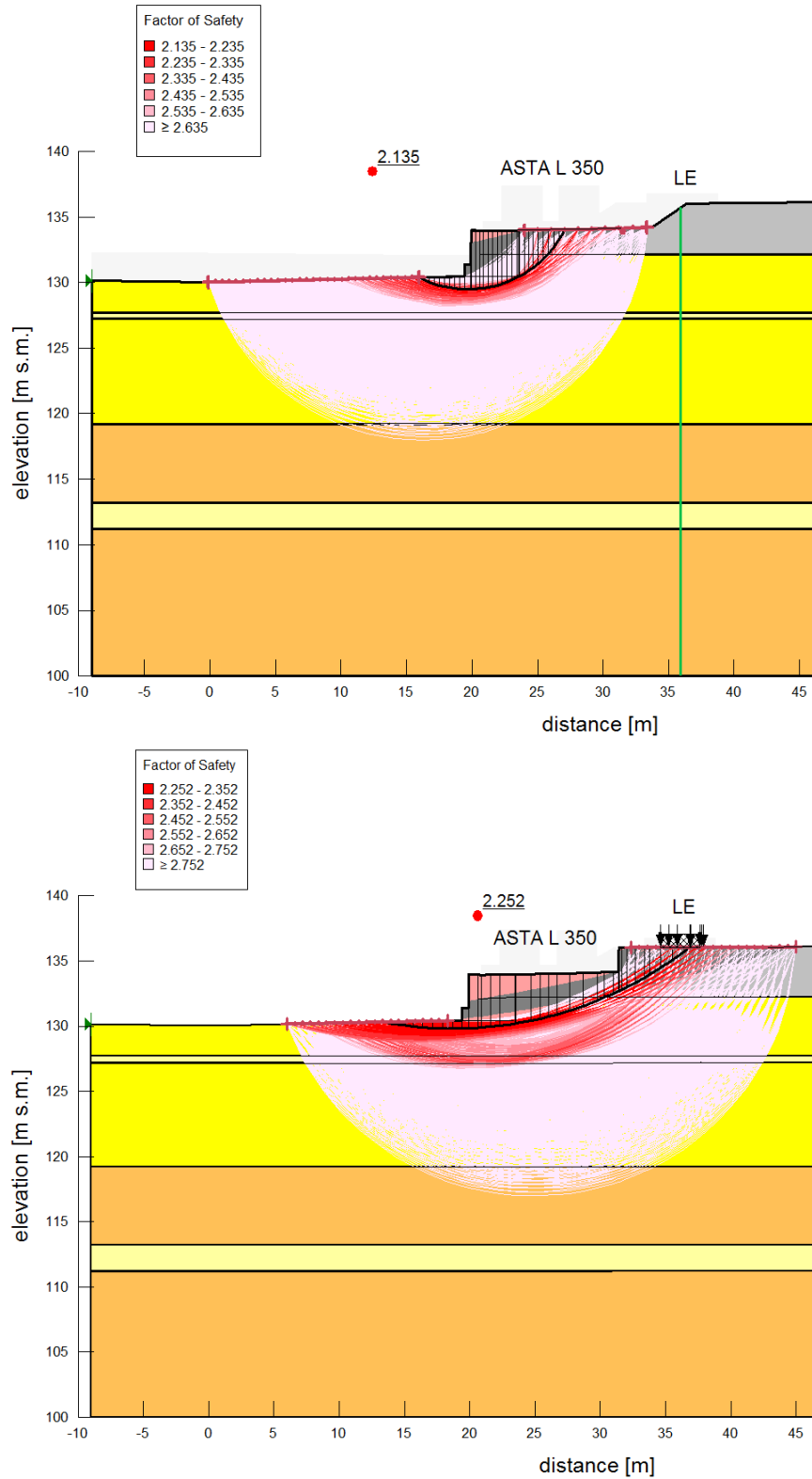


Figura 29 – Risultato della verifica di stabilità del rilevato eseguita a partire dallo stato di sforzo ottenuto dall'analisi agli elementi finiti: FS livello 1 = 2.13 (sopra); FS livello 2 = 2.25(sotto).

8.2 VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

Per tutte le verifiche l'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (vedasi cap.0). 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 permanenti e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$. (capitolo 7 delle NTC2018). 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.

Nella presente verifica si farà ricorso al metodo pseudo-statico seguendo le modalità indicate nel Par. 7.11.3.5.2 delle NTC2018, inerente alla stabilità dei pendii, e riportato al par.5.1 in cui si ottengono i seguenti coefficienti per la verifica di stabilità globale allo SLV (Tabella 24)

Tabella 24 - 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	0.195	1.413	1.0	0.276	0.105	+/-0.052

8.2.1 ASTA L750 – sezione km.0+360

L'azione sismica è simulata mediante una forza statica equivalente calcolata mediante i coefficienti sismici pari a $k_h=0.105$, $k_v=+,-0.052$.

Il carico distribuito sul rilevato è definito dalla sola azione dovuta al peso proprio Ballast (Tabella 26). I parametri dei materiali assumono valori caratteristici.

Per la ricerca della superficie di scivolamento alla quale corrisponde il valore minimo del coefficiente di sicurezza si impone:

- terreni a grana fine e grossa: valori caratteristici dei parametri resistenza in termini di tensioni efficaci $c'_k = 0$ e $\phi'_k \neq 0$
- meccanismo di collasso con scivolamento da sinistra verso destra;
- ricerca del valore minimo del coefficiente di sicurezza al variare del centro di rotazione e dalla tangente alla superficie di scivolamento.

Il risultato dell'analisi viene riportato in Figura 31. La verifica risulta soddisfatta.

Tabella 25 - Valore dei parametri di resistenza di progetto per la verifica agli SLU

Terreni	c' (k) (kPa)	ϕ' (k) (°)
Rilevato	0	38
Ricoprimento terreno vegetale	4	38
aa – G(S)	0	39
fg – S(L)	0	37
aa – A(L)	0	31

Tabella 26 - Valore dei carichi per le verifiche agli SLU in condizioni sismiche.

Azioni	SLU
Ballast [kPa]	14.4
Convoglio [kPa]	assente

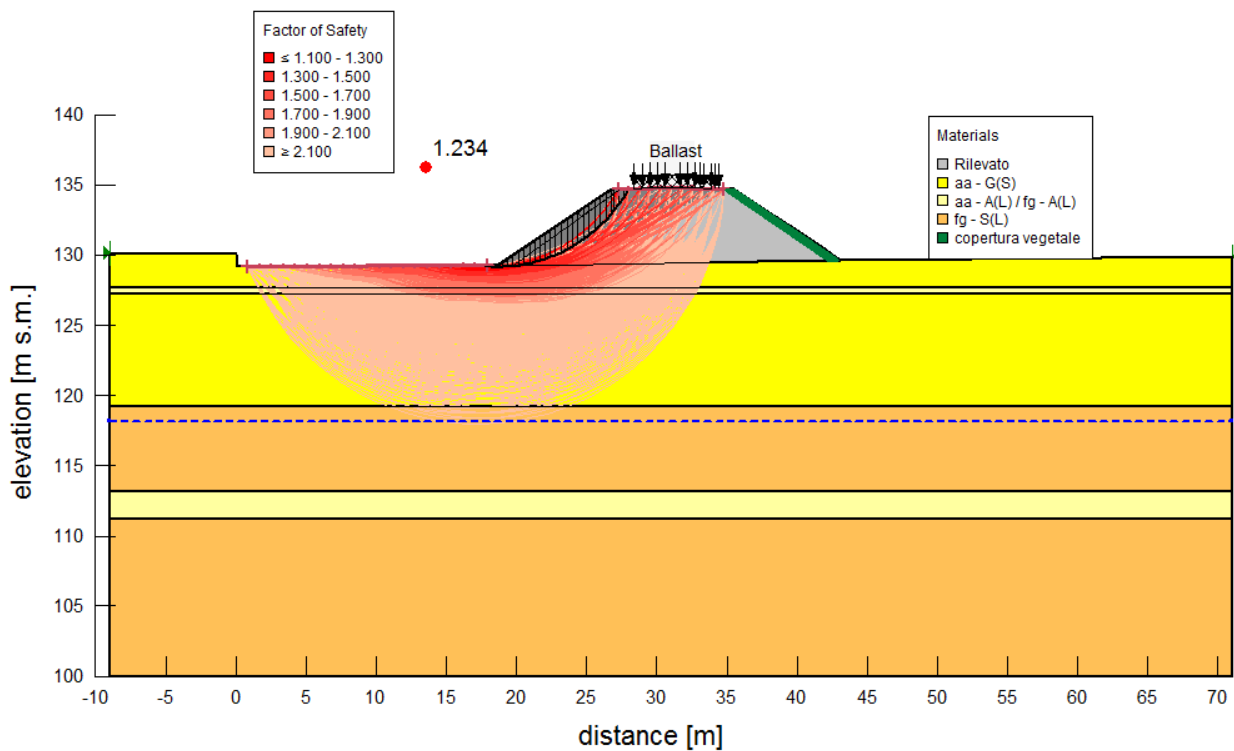


Figura 30 – Risultato della verifica di stabilità del rilevato in presenza di sisma: FS=1.234.

8.2.2 ASTA L350 – sezione km.0+540

L'azione sismica è simulata mediante una forza statica equivalente calcolata mediante i coefficienti sismici pari a $k_h=0.105$, $k_v=+,-0.052$.

Per la ricerca della superficie di scivolamento alla quale corrisponde il valore minimo del coefficiente di sicurezza si impone:

- terreni a grana fine e grossa: valori caratteristici dei parametri resistenza in termini di tensioni efficaci $c'_k = 0$ e $\phi'_k \neq 0$
- meccanismo di collasso con scivolamento da sinistra verso destra;
- ricerca del valore minimo del coefficiente di sicurezza al variare del centro di rotazione e dalla tangente alla superficie di scivolamento.

Il risultato dell'analisi viene riportato in Figura 31. La verifica risulta soddisfatta per $FS \geq 1.2$.

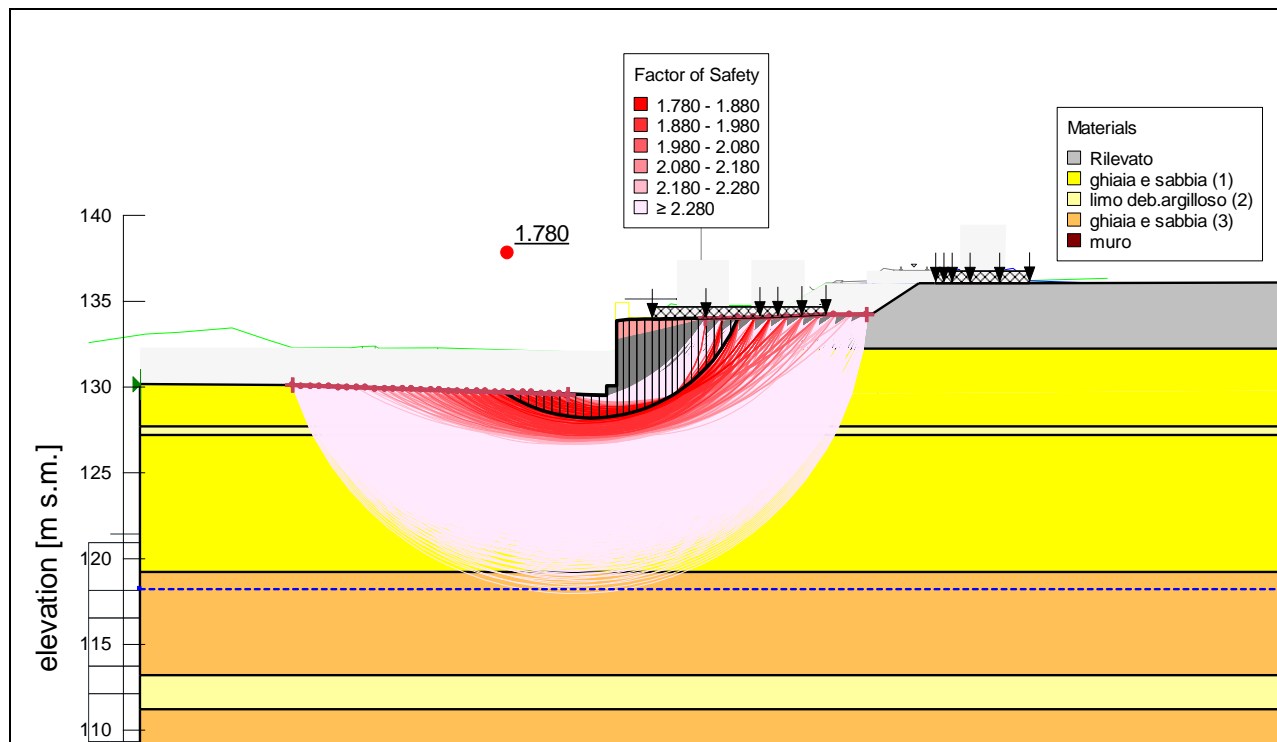


Figura 31 – Risultato della verifica di stabilità del rilevato in presenza di sisma: $FS=1.78$.

9 STABILITA` NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

In base a NTC18, la verifica di liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanza:

- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0.1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite, con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$, dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza, determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT), normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e q_{c1N} è il valore della resistenza, determinata in prove penetrometriche statiche (CPT), normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel grafico a) di Figura 32, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ e nel grafico b) di Figura 33 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

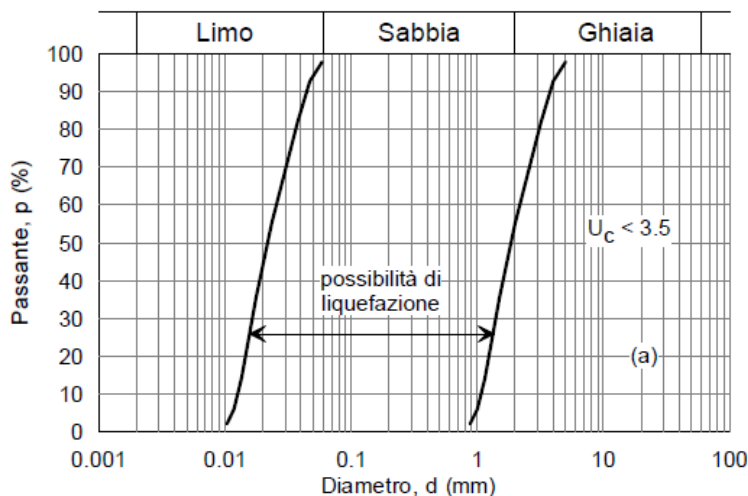


Figura 32 - gráfico a) per terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$

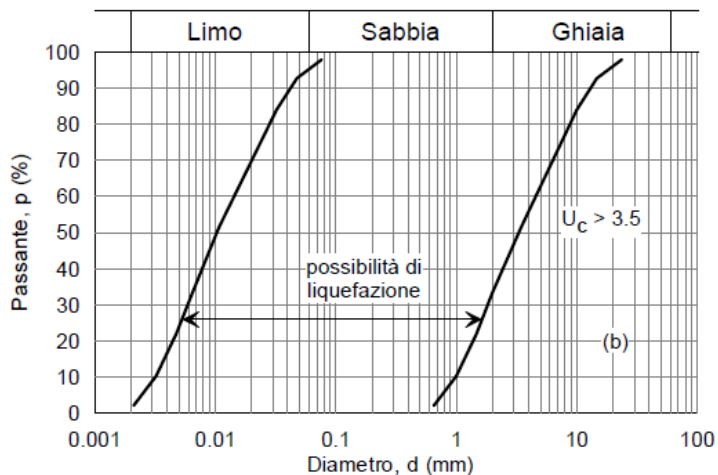


Figura 33 - gráfico b) per terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$

La verifica a liquefazione viene effettuata confrontando i rapporti di sollecitazione ciclica (CSR) indotti dal terremoto con i rapporti di resistenza ciclica (CRR) del suolo:

$$FS = \frac{CSR}{CRR}$$

Nella seguente tabella sono sinteticamente riportati i risultati delle verifiche alla liquefazione effettuate sulle stratigrafie dei sondaggi S1 ed S2, S1_PD-BS ed S2_PD-BS.

	L_s [-]	Rischio Liquefazione
S1	0	NON LIQUEFACIBILE
S2	0	NON LIQUEFACIBILE
S1_PD-BS	0	NON LIQUEFACIBILE
S2_PD-BS	0	NON LIQUEFACIBILE

Per la verifica integrale si rimanda alla Relazione Geotecnica generale (doc. [11])