

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO**

**RAMPA NORD CAVALCAFERROVIA STRADA COMUNALE ARQUATA
SCRIVIA-GAVI ALLA PK 28+401**

Geotecnica

Relazione di verifica stabilità dei rilevati

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing.P.P.Marcheselli	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 2	E	C V	R O	I R 1 D 0 0	0 0 2	B

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	ALPINA <i>gl</i>	15/07/2013	ALPINA <i>Adriano Mancarella</i>	15/07/2013	A. Palomba <i>[Signature]</i>	19/07/2013	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Adriano Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
B00	Revisione generale	ALPINA <i>Adriano Mancarella</i>	27/09/2013	COCIV <i>[Signature]</i>	27/09/2013	A. Palomba <i>[Signature]</i>	30/09/2013	

n. Elab.:	File: IG51-02-E-CV-RO-IR1D-00-002-B00
-----------	---------------------------------------

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-RO-IR1D-00-002_B00 Relazione di verifica stabilità dei rilevati
	Foglio 3 di 30

INDICE

INDICE.....		3
1. PREMESSA		5
2. SCOPO DEL DOCUMENTO.....		5
3. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO		6
3.1. Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento		6
3.2. Riferimenti bibliografici.....		7
3.3. Documenti di riferimento.....		7
4. ANALISI DI STABILITA'		7
4.1. Criteri di verifica in condizioni statiche.....		7
4.2. Criteri di verifica in condizioni sismiche.....		8
4.3. Descrizione delle sezioni di verifica.....		8
4.4. Stratigrafia e parametri geotecnici.....		10
5. VERIFICHE DI STABILITÀ DELLA TRINCEA ALLA PK 0+108.42		12
6. CONSOLIDAMENTO DELLE PARETI ROCCIOSE.....		19
6.1. Caratteristiche dei materiali		20
6.2. Verifiche di stabilità in presenza di consolidamenti		20
7. VERIFICHE DI STABILITÀ DEL RILEVATO ALLA PK 0+175.00		24
8. CALCOLO DEI CEDIMENTI		27
8.1. Criteri di calcolo del cedimento immediato		27
8.2. Criteri di calcolo dei cedimenti differiti nel tempo		28
8.3. Cedimenti del rilevato alla pk 0+175.00		29

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-02-E-CV-RO-IR1D-00-002_B00
Relazione di verifica stabilità dei rilevati

Foglio
4 di 30

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-RO-IR1D-00-002_B00 Relazione di verifica stabilità dei rilevati
	Foglio 5 di 30

1. PREMESSA

Oggetto del presente documento sono le verifiche geotecniche dei rilevati previsti dal progetto esecutivo del Lotto 2 della tratta AV/AC Milano-Genova-III Valico dei Giovi e più in particolare dei rilevati della Rampa Nord della viabilità secondaria di attraversamento della Linea alla progressiva pk 28+401 (WBS IR1D), in comune di Arquata Scrivia (AL).

L'opera interessa il tratto all'aperto della Linea ferroviaria compreso tra e l'imbocco sud in artificiale della galleria Serravalle (WBS GA1K) e l'imbocco nord in artificiale della galleria di III Valico (WBS GA1J), collocandosi al di sopra della struttura scatolare di quest'ultima.

L'intervento consiste nella modifica, con parziale deviazione d'asse, di una viabilità comunale esistente per sovrappassare la nuova linea AV/AC. La parziale deviazione d'asse è dettata dai vincoli ambientali imposti, ovvero sia dalla quota di sovrappasso alla galleria artificiale sia dal rispetto delle distanze del nuovo corpo stradale dalle case e dalle proprietà limitrofe.

La rampa Nord dell'intervento (WBS IR1D) si sviluppa da pk 0+000.0 a pk 0+220.87 della viabilità in oggetto, per una lunghezza di circa 221 m.

Dopo i primi 25 m circa in rilevato, da pk 0+025 a pk 0+165 circa la viabilità IR1D si sviluppa prevalentemente in trincea, per poi tornare in rilevato fino al termine della WBS.

Il presente documento è stato redatto sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche in sito e di laboratorio realizzate nell'ambito della campagna di indagini per il Progetto Preliminare della linea ferroviaria e delle campagne di approfondimento successive propedeutiche allo sviluppo del Progetto Definitivo ed Esecutivo, e con riferimento a quanto riportato nella relazione geologica e nei profili geologici del progetto esecutivo.

2. SCOPO DEL DOCUMENTO

La finalità del presente documento è la verifica dei rilevati ferroviari individuati dalla progettazione infrastrutturale con specifico riferimento alla stabilità globale dell'opera realizzata al di sopra del piano campagna esistente mediante stesa e compattazione di materiali sciolti ed ai cedimenti indotti dall'opera sul terreno di fondazione.

Il presente documento si articola nei seguenti punti:

- 1) la descrizione dei materiali da utilizzare e delle modalità da impiegare per la costruzione dei rilevati, nonché delle prove di accettazione da effettuare ed i valori da raggiungere;
- 2) la descrizione e la giustificazione delle sezioni di verifica prescelte per le verifiche di stabilità globale ed il calcolo dei cedimenti;
- 3) la descrizione delle verifiche eseguite nell'ambito delle stabilità globale con riferimento alle analisi allo stato limite ultimo, sia in condizioni statiche che sismiche;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RO-IR1D-00-002_B00 Relazione di verifica stabilità dei rilevati
	Foglio 6 di 30

- 4) la descrizione delle verifiche relativamente al calcolo dei cedimenti, sia immediati che differiti nel tempo con valutazione del tempo necessario per il decorso di questi ultimi.

3. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1. Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento

La progettazione delle opere ferroviarie della tratta sarà redatta in ottemperanza dell'Art. 20 della Legge 28 febbraio 2008, n. 31, secondo i dettami normativi antecedenti all'emissione del Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, come anche confermato dalla Circolare 5 agosto 2009 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. L'Art. 20 comma 3 recita *“Per le costruzioni e le opere infrastrutturali iniziate, nonché per quelle per le quali le amministrazioni aggiudicatrici abbiano affidato i lavori o avviato progetti definitivi o esecutivi prima dell'entrata in vigore della revisione generale delle norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture e trasporti 14 settembre 2005, continua ad applicarsi la normativa tecnica utilizzata per la redazione dei progetti, fino all'ultimazione dei lavori e all'eventuale collaudo”*.

I calcoli e le disposizioni esecutive sono pertanto conformi alle seguenti normative di legge:

- [1] D.M. 11.03.1988 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e le scarpate, i criteri generali, e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- [2] Circ. LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 “Norme tecniche per terreni e fondazioni - Istruzioni applicative”.
- [3] D.M. 09/01/1996 – “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- [4] Circ. LL.PP. 15 ottobre 1996 n. 252 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al DM 09/01/1996.
- [5] D.M. 16/01/1996 – “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.
- [6] Circ. LL.PP. 10 aprile 1997 n. 65 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al DM 16/01/1996.
- [7] Istruzioni relative alle “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione” - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
- [8] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-RO-IR1D-00-002_B00 Relazione di verifica stabilità dei rilevati
	Foglio 7 di 30

[9] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316. “Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03”.

[10] Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico PAI - (Autorità di Bacino del Fiume Po), approvato con DPCM 24/05/2001.

[11] EN 1997 Eurocodice 7 “Geotechnical Design”.

[12] RFI “Manuale di progettazione”;

3.2. Riferimenti bibliografici

[13] Bishop A.W. (1955) – “The use of slip circle on the stability analysis of slopes” – Geotechnique, vol. 5, n.1, pp.7-17.

3.3. Documenti di riferimento

[14] Relazione geotecnica delle tratte all'aperto	IG5102ECVRBGE0001001A00
[15] Relazione sismica delle tratte all'aperto	IG5102ECVRHGE0001001A00
[16] Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica	IG5102ECVROIR1D00001A00
[17] Carta geologica e geomorfologica	IG5102ECVG7IR1D00001A00
[18] Carta idrogeologica e dei punti d'acqua	IG5102ECVG7IR1D00002A00
[19] Profilo geologico	IG5102ECVFZIR1D00001A00
[20] Sezioni geologico-stratigrafiche	IG5102ECVW9IR1D00001A00

4. ANALISI DI STABILITA'

Le analisi di stabilità sono state condotte mediante il codice di calcolo STABL for Windows vers.3.0 (Geotechnical Software Solutions). Tale programma si basa sulla teoria dell'equilibrio limite, effettuando la ricerca automatica delle superfici di rottura con coefficiente di sicurezza minimo.

Il fattore di sicurezza è stato valutato con il metodo di Bishop (1955), per il caso statico e sismico.

4.1. Criteri di verifica in condizioni statiche

In condizioni statiche il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto dal programma dovrà risultare superiore ad 1.3 in base a quanto previsto dal DM 1988.

Le verifiche sono state condotte considerando un sovraccarico dovuto al traffico stradale pari a $q=20$ kPa.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-RO-IR1D-00-002_B00 Relazione di verifica stabilità dei rilevati
	Foglio 8 di 30

4.2. Criteri di verifica in condizioni sismiche

In condizioni sismiche il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto dal programma e dovrà risultare superiore ad 1.1 in base a quanto previsto dal DM 1988.

I due comuni interessati dall'intervento, Arquata Scrivia e Serravalle Scrivia, in base alle prescrizioni di cui alla OPCM n. 3274 del 20.03.2003 per quanto concerne la classificazione sismica del territorio nazionale, ricadono in zona 3 pertanto il coefficiente di intensità sismica (C) è calcolato assumendo un grado di sismicità S=6:

$$C = \text{coefficiente di intensità sismica} = (S - 2) / 100 = 0.04$$

L'azione sismica orizzontale e verticale valgono:

$$F_H = I \times C \times \varepsilon \times R \times W$$

$$F_V = 0.5 F_H$$

dove:

- I coefficiente di protezione sismica assunto =1;
- C coefficiente di intensità sismica =0.04;
- ε coefficiente di fondazione assunto =1.3 in presenza di strati superficiali alluvionali di spessore compreso tra 5.0 e 20.0 m su substrato rigido;
- R coefficiente di risposta, assunto =1;
- W peso della massa in potenziale movimento;

Nel programma di calcolo l'azione sismica è inserita attraverso i coefficienti sismici K_h e K_v , ottenuti dividendo le rispettive forze di inerzia per il peso del terreno W.

I valori impiegati per il caso in esame sono:

$$K_h = 0.052$$

$$K_v = 0.026$$

4.3. Descrizione delle sezioni di verifica

Le sezioni da sottoporre a verifica sono state individuate esaminando lungo lo sviluppo della WBS IR1D la geometria del rilevato e delle trincee, le caratteristiche dei terreni di fondazione e le condizioni sismiche di progetto. In base ai suddetti elementi sono state definite le sezioni più gravose cosicché il soddisfacimento delle verifiche possa essere esteso alle restanti sezioni di progetto della WBS caratterizzate da condizioni meno gravose con riferimento alla stabilità globale e ai cedimenti.

La verifica della trincea è stata condotta considerando la sezione di calcolo n. S5 alla pk 0+108.42, illustrata nella seguente figura.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	<p>IG51-02-E-CV-RO-IR1D-00-002_B00 Relazione di verifica stabilità dei rilevati</p> <p>Foglio 10 di 30</p>
---	--	--

4.4. Stratigrafia e parametri geotecnici

Il tratto in trincea si sviluppa principalmente in una zona in cui la formazione rocciosa di base è affiorante (Figura 4-3).

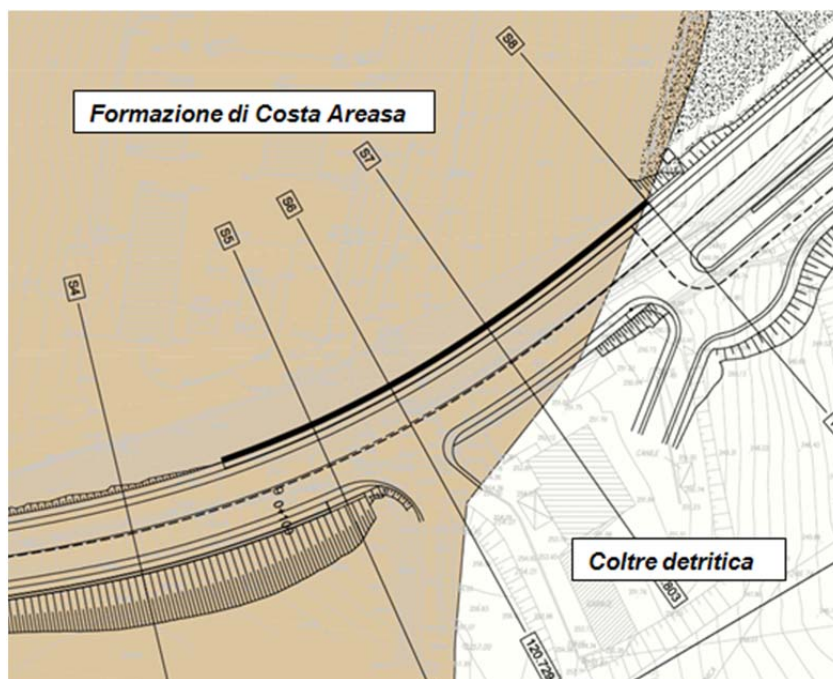


Figura 4-3 IR1D - Carta geologica

Inoltre, si è osservato che lungo la viabilità esistente l'unità fC affiora attualmente per circa 1 m al piede del pendio posto in sito con inclinazione media di circa 42° . Lo strato di alterazione fC_{alt} è caratterizzato da uno spessore di circa 3 m (come indicato anche nella relazione geologica) e risulta ricoperto da strato di terreno vegetale di circa 30 cm (Figura 4-4).



Figura 4-4 Affioramento roccioso al piede della viabilità esistente

La stratigrafia di calcolo per la sezione in trincea è sintetizzata nella Tabella 4-1:

Tabella 4-1 Stratigrafia di calcolo – Sezione di verifica in trincea pk 0+108.42

Unità geotecnica	Descrizione	Dalla quota	Alla quota
fC_alt	Cappellaccio della Formazione di Costa Areasa	p.c.	-3.0 m
fC	Formazione di Costa Areasa	Oltre -3.0 m	

La stratigrafia della sezione in rilevato (Tabella 4-2) è caratterizzata dalla presenza dell'unità delle coltri detritiche di spessore circa 2.0 m al di sopra del substrato roccioso.

Tabella 4-2 Stratigrafia di calcolo – Sezione di verifica in rilevato pk 0+175.00

Unità geotecnica	Descrizione	Dalla quota	Alla quota
c	Coltri detritiche	p.c.	-2.0 m
fC_alt	Cappellaccio della Formazione di Costa Areasa	-2.0 m	-5.0 m
fC	Formazione di Costa Areasa	Oltre -5.0 m	

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione geotecnica contenente i parametri geotecnici definiti a partire dai risultati delle indagini geognostiche.

Per il materiale da rilevato sono state adottate le seguenti caratteristiche:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 0$$

$$\phi = 38^\circ$$

I parametri geotecnici assunti per le verifiche di stabilità sono sintetizzati nella tabella seguente:

Tabella 4-3 Parametri geotecnici

Descrizione	Unità	Peso di volume	Parametri di resistenza	
		γ	ϕ'	c'
		[kN/m ³]	[°]	[kPa]
Rilevato di progetto	<i>ril</i>	20	38.0	0
Limo sabbioso e sabbia limosa	<i>c</i>	19	26.0	5
Cappellaccio Costa Areasa	<i>fC_alt</i>	21	21	10
Costa Areasa	<i>fC</i>	21	23	20

5. VERIFICHE DI STABILITÀ DELLA TRINCEA ALLA PK 0+108.42

Le verifiche di stabilità sono state condotte con riferimento sia allo stato di fatto che allo stato di progetto.

Nella sezione di calcolo, alla sommità del pendio sono presenti un edificio, schematizzato come sovraccarico uniforme $q=20$ kPa, ed un muro di sostegno, di cui è stata ipotizzata una possibile geometria ed un riempimento a tergo, come illustrato nello schema in Figura 5-1.

Nelle seguenti Figure si riportano i risultati dell'analisi di stabilità della trincea con riferimento allo stato attuale del pendio in condizioni statiche e sismiche.

GEOMETRIA STATO ATTUALE

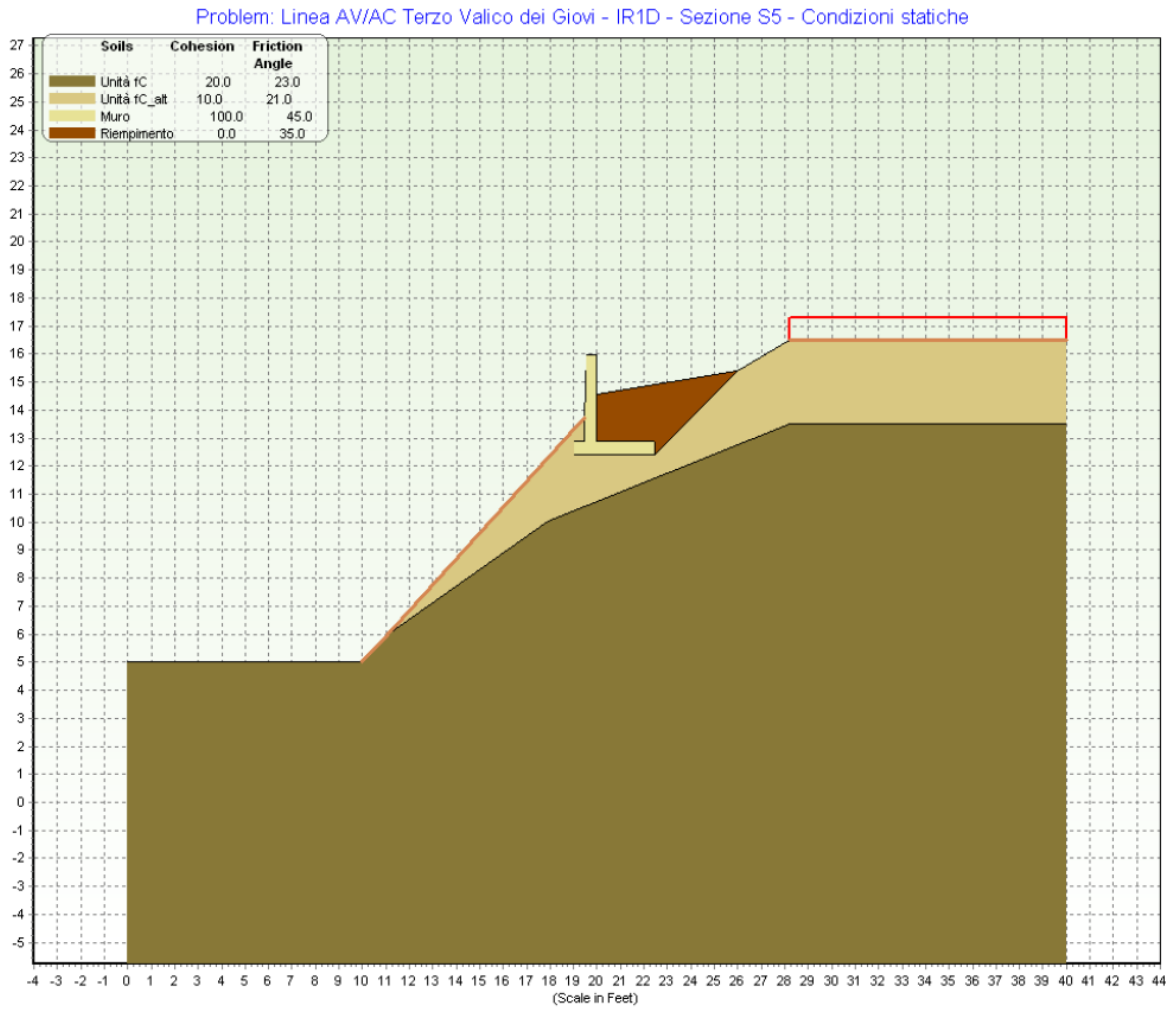


Figura 5-1 IR1D – Geometria della sezione attuale in trincea pk 0+108.42

VERIFICA DI STABILITA' IN CONDIZIONI STATICHE - STATO ATTUALE

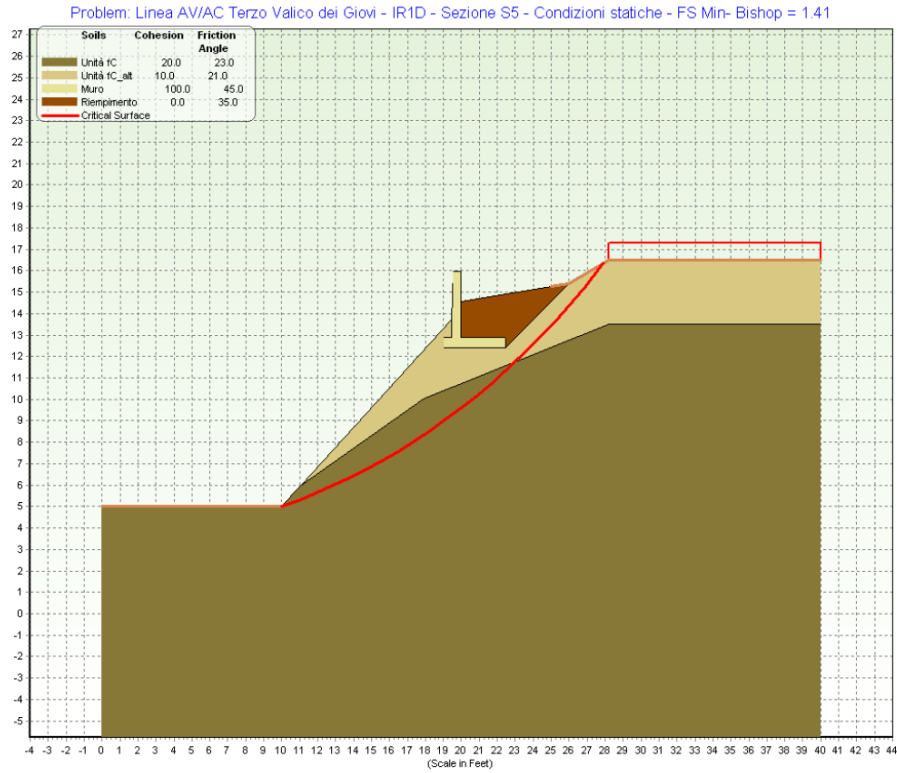


Figura 5-2 IR1D – Verifica di stabilità globale condizioni statiche sezione pk 0+108.42

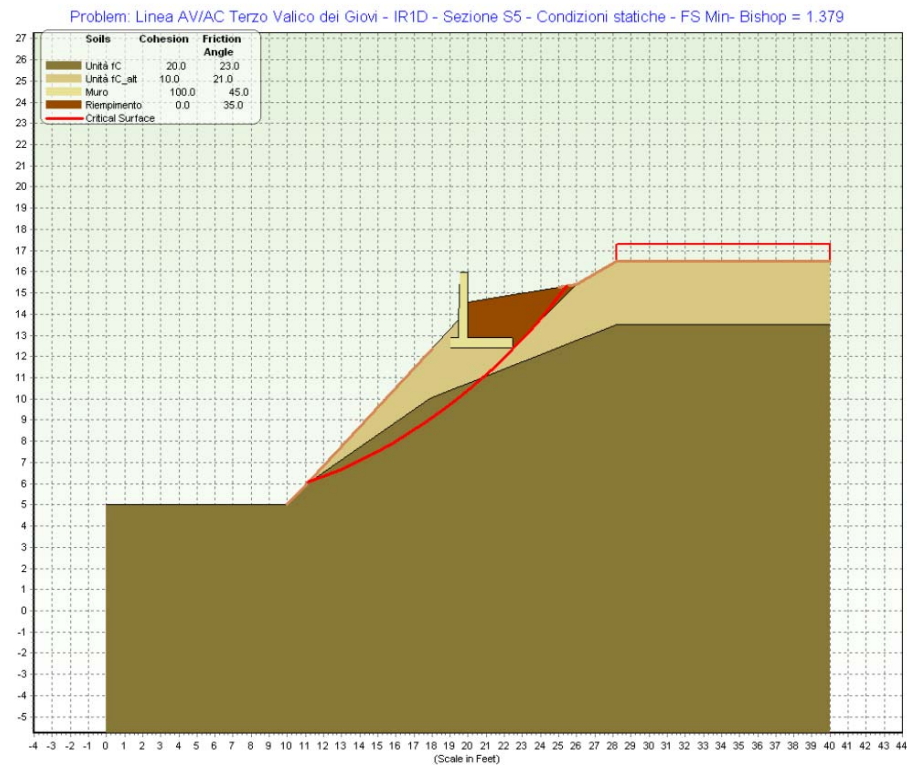


Figura 5-3 Verifica di stabilità locale condizioni statiche sezione pk 0+108.42

VERIFICA DI STABILITA' IN CONDIZIONI SISMICHE – STATO ATTUALE

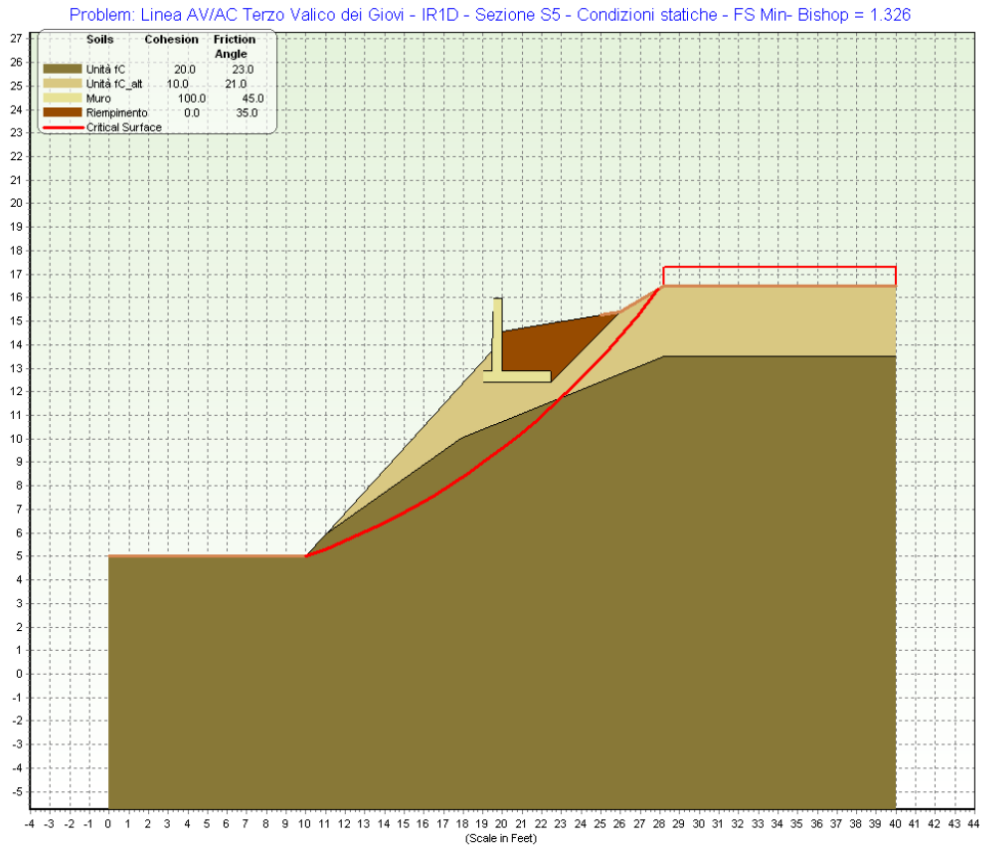


Figura 5-4 IR1D – Verifica di stabilità globale condizioni sismiche sezione pk 0+108.42

Tabella 5-1 Riepilogo risultati analisi di stabilità stato attuale – Sezione di verifica pk 0+108.42

Analisi	Sovraccarico q (kPa)	FS _{min}	FS	Verifica
Statica - globale	20	1.41	1.3	SI
Statica - locale	20	1.38	1.3	SI
Sismica	-	1.33	1.1	SI

Dai risultati ottenuti emerge che il pendio attuale risulta stabile con coefficienti di sicurezza di poco superiori ai limiti di normativa in condizioni statiche.

Le verifiche relative allo stato di progetto sono state eseguite con riferimento alla geometria riportata nella Figura seguente, in cui lo scavo in trincea per l'allargamento della strada è stato aperto con inclinazione 1:3 (H:V) in assenza di interventi.

GEOMETRIA – STATO DI PROGETTO

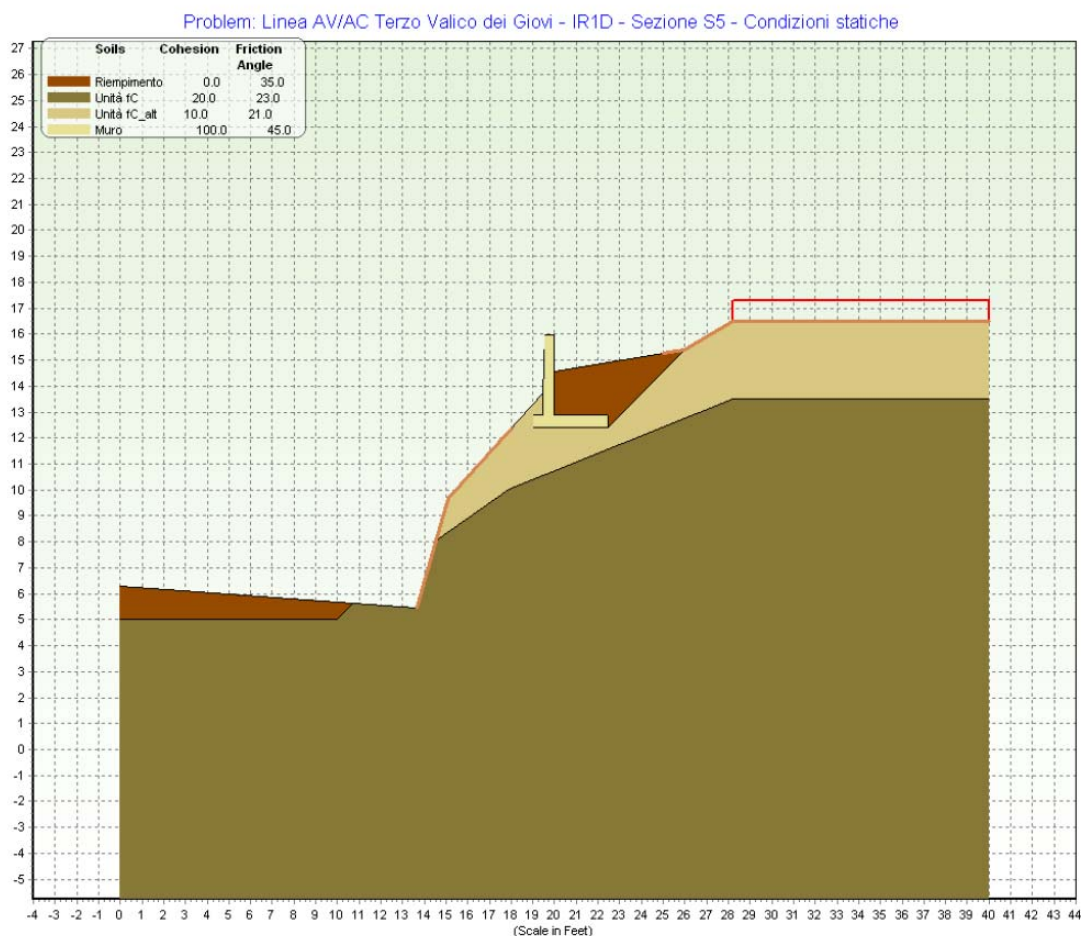


Figura 5-5 IR1D – Geometria della sezione attuale in trincea pk 0+108.42

Nelle seguenti Figure si riportano i risultati dell'analisi di stabilità della trincea con riferimento allo stato di progetto in condizioni statiche e sismiche.

VERIFICA DI STABILITA' IN CONDIZIONI STATICHE – STATO DI PROGETTO

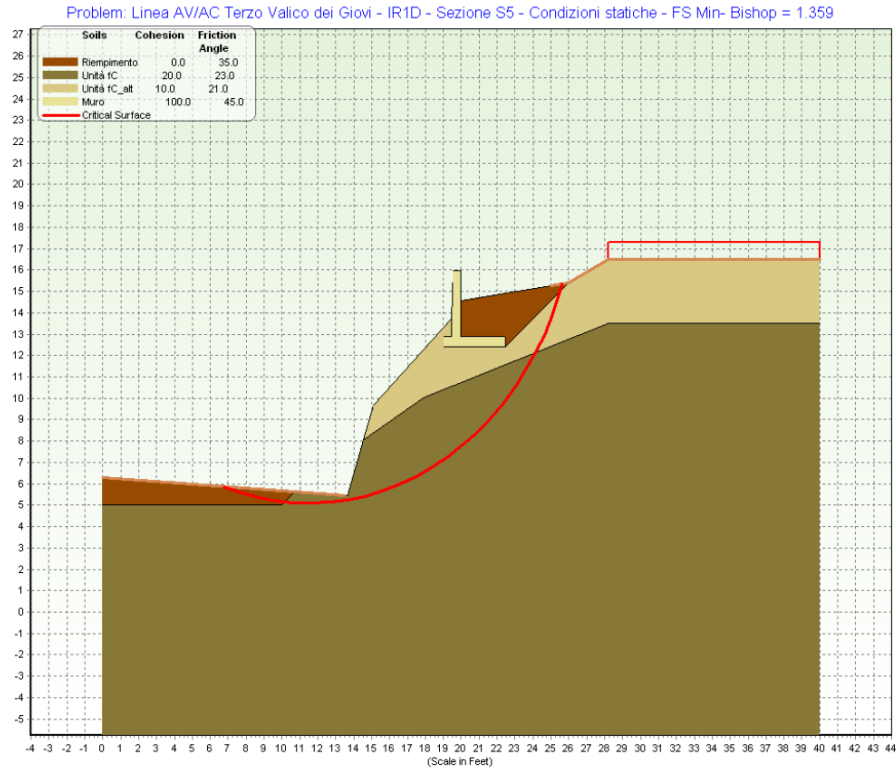


Figura 5-6 IR1D – Verifica di stabilità globale condizioni statiche sezione pk 0+108.42

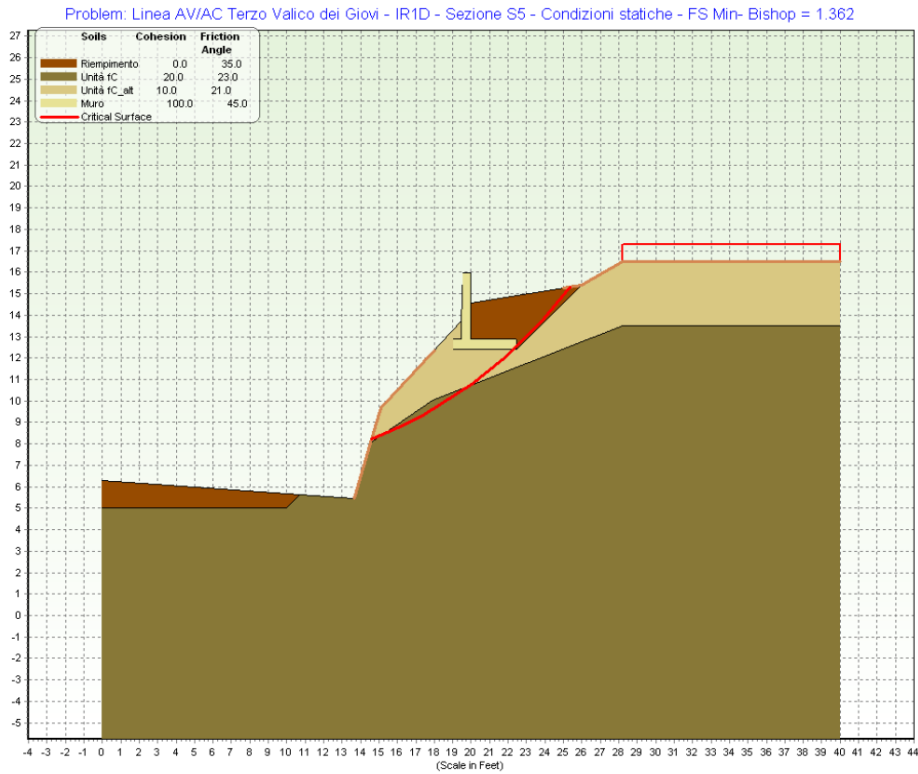


Figura 5-7 Verifica di stabilità locale condizioni statiche sezione pk 0+108.42

VERIFICA DI STABILITA' IN CONDIZIONI SISMICHE – STATO DI PROGETTO

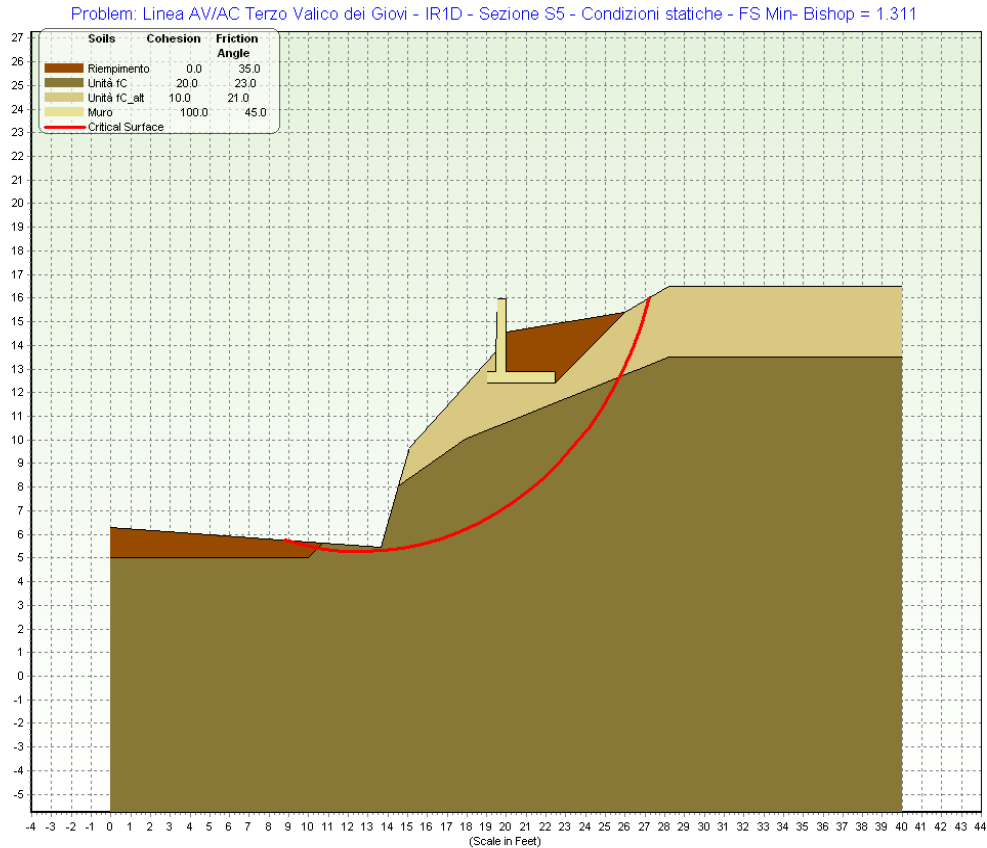


Figura 5-8 IR1D – Verifica di stabilità globale condizioni sismiche sezione pk 0+108.42

Tabella 5-2 Riepilogo risultati analisi di stabilità – Sezione di verifica pk 0+108.42

Analisi	Sovraccarico q (kPa)	FS _{min}	FS	Verifica
Statica - globale	20	1.359	1.3	SI
Statica - locale	20	1.362	1.3	SI
Sismica	-	1.311	1.1	SI

Si osserva che nei casi esaminati le verifiche sono ancora soddisfatte anche in assenza di alcun tipo di intervento sulla parete rocciosa, con coefficienti di sicurezza di poco inferiori a quelli attuali.

Tuttavia essendo i coefficienti di sicurezza prossimi ai limiti di normativa in condizioni di statiche (FS=1.3) si ritiene necessario prevedere un intervento di protezione della scarpata mediante

rafforzamenti corticali realizzati con con reti in aderenza a maglia esagonale a doppia trazione rinforzate con reticolo di fune ed interventi di chiodatura.

6. CONSOLIDAMENTO DELLE PARETI ROCCIOSE

Il progetto prevede l'allargamento della carreggiata a monte con arretramento dell'attuale scarpata rocciosa con fronte di scavo inclinato 1:3 (orizz:vert) per altezze fino a circa 5.0 m dal piano viabile. Il fronte di scavo verrà consolidato mediante chiodatura con barre $\phi 24$ di lunghezza pari a 4.0 m disposte a maglia quadrata 2.50 x 2.50 m che costituirà anche l'ancoraggio delle funi ($\phi 12$ mm a 19 fili) dell'orditura principale e dell'orditura romboidale secondaria.

Sulle funi dell'orditura principale verrà attaccata, mediante anelli di catena aperti (passo 50 cm), un telo continuo di rete in acciaio a maglia esagonale (8 x 10cm) a doppia torsione in filo da 3.0 mm (3.9 mm per il filo di bordatura).

Per i dettagli sulla geometria dell'intervento si rimanda agli elaborati specifici di progetto.

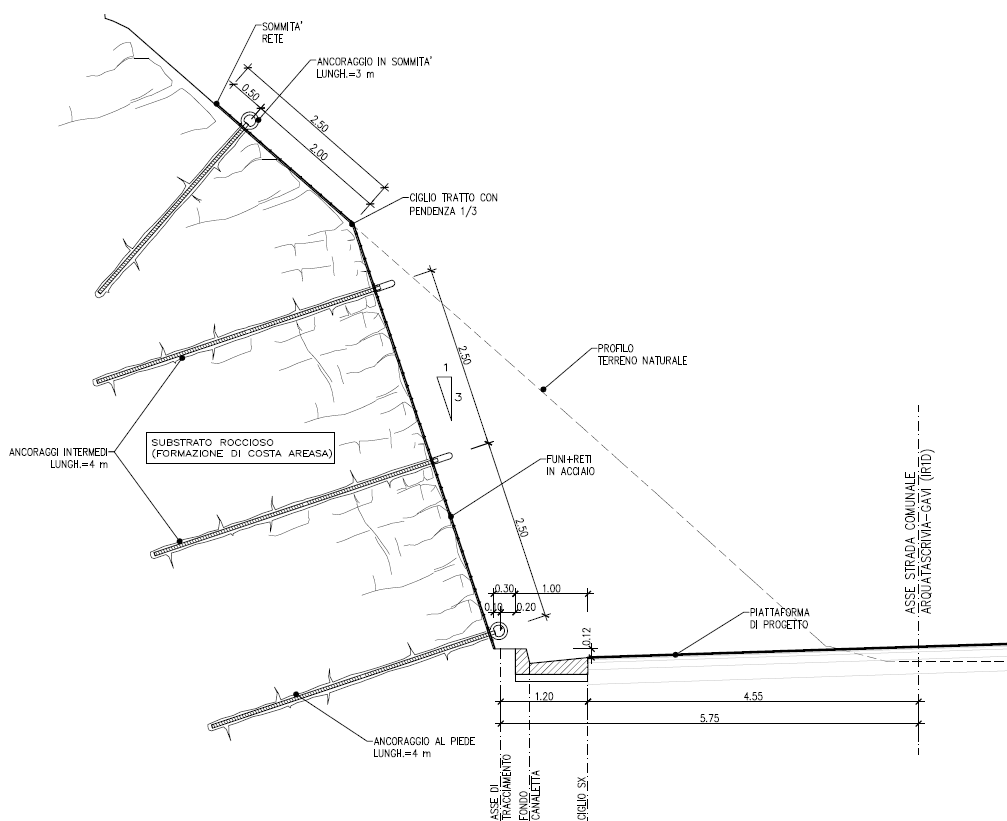


Figura 6-1 Sezione tipologica di consolidamento del fronte roccioso

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-02-E-CV-RO-IR1D-00-002_B00 Relazione di verifica stabilità dei rilevati	Foglio 20 di 30

6.1. Caratteristiche dei materiali

Acciaio per barre di ancoraggio ($\phi 24\text{mm}$)

barre in acciaio B450C (o superiore) ad aderenza migliorata e testa filettata M24

Boiaccia di intasamento barre di ancoraggio

Dosaggio 600kg/mc di impasto

Resistenza a compressione a 28gg.: $R_{ck} \geq 25\text{MPa}$

Funi a 19 fili (UNI 7690)

Zincatura forte: UNI 10264/04

Classe di resistenza: 1570N/mm^2 (160kg/cm²)

Carico a rottura minimo (funi $\square 12\text{mm}$): 120kN

Reti a doppia torsione

Maglia tipo: 8 x 10cm

Diametro filo rete: 3.0 mm

Diametro filo bordura: 3.9 mm

Zincatura: UNI 8018

Golfari femmina (DIN 582) ad occhio circolare

Acciaio: C 15 E

Zincatura: elettrolitica

Portata nominale (M24): $\geq 18\text{kN}$

6.2. Verifiche di stabilità in presenza di consolidamenti

Dai risultati ottenuti nelle verifiche di stabilità in assenza di consolidamenti è emerso che la profondità delle superfici di rottura caratterizzata da coefficiente di sicurezza minimo risulta prossima a 3.0 m dal fronte di scavo, pertanto si è fatto ricorso a chiodature con barre di 4.0 m di lunghezza e maglia 2.50 x 2.50 m.

Nella figura seguente è illustrata la geometria della configurazione di calcolo con l'indicazione delle chiodature.

GEOMETRIA – CONSOLIDAMENTI

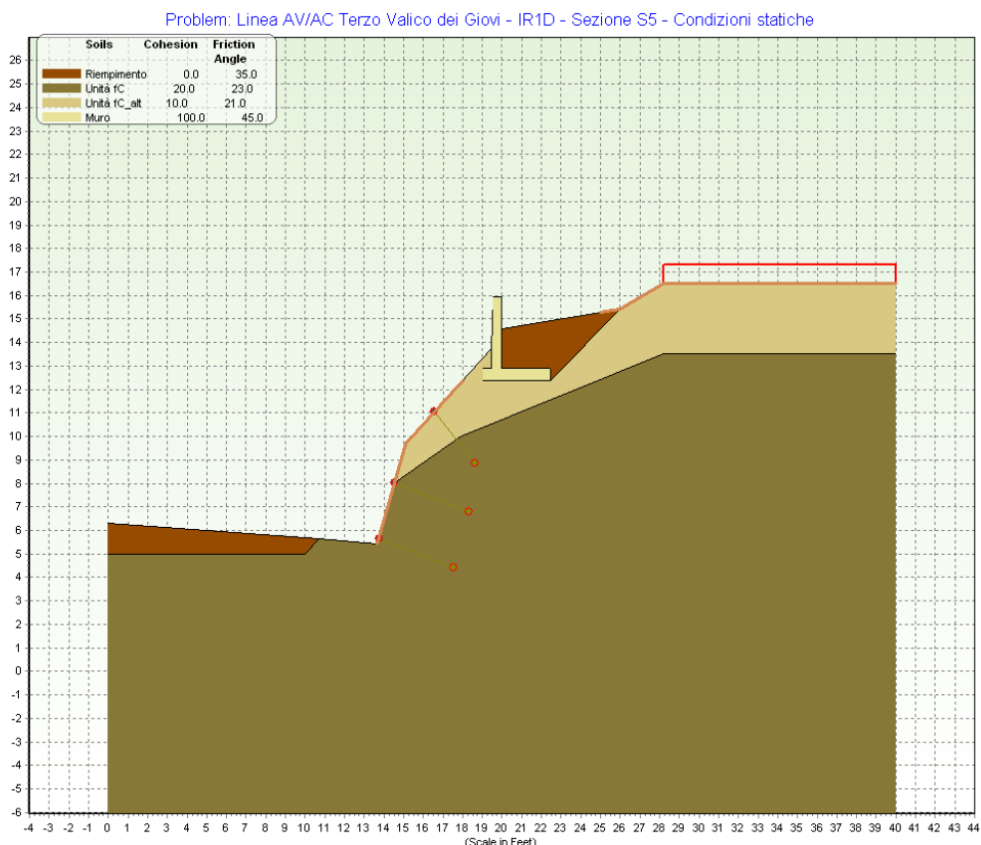


Figura 6-2 IR1D – Geometria della sezione attuale in trincea pk 0+108.42

Nelle seguenti Figure si riportano i risultati dell'analisi di stabilità della trincea consolidata in condizioni statiche e sismiche.

VERIFICA DI STABILITA' IN CONDIZIONI STATICHE – CONSOLIDAMENTO

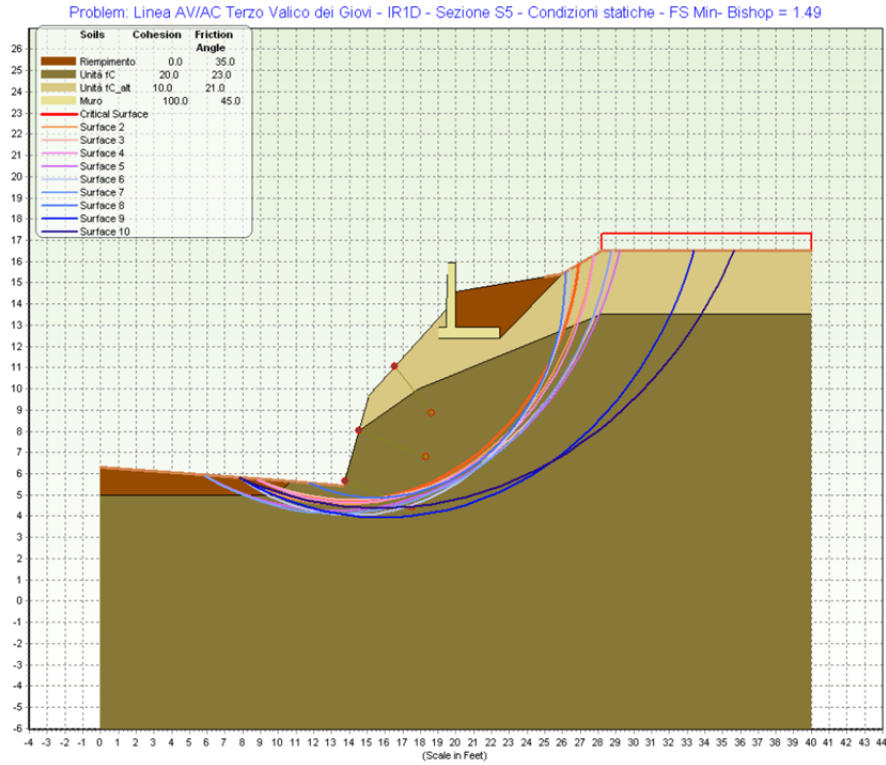


Figura 6-3 IR1D – Verifica di stabilità globale condizioni statiche sezione pk 0+108.42

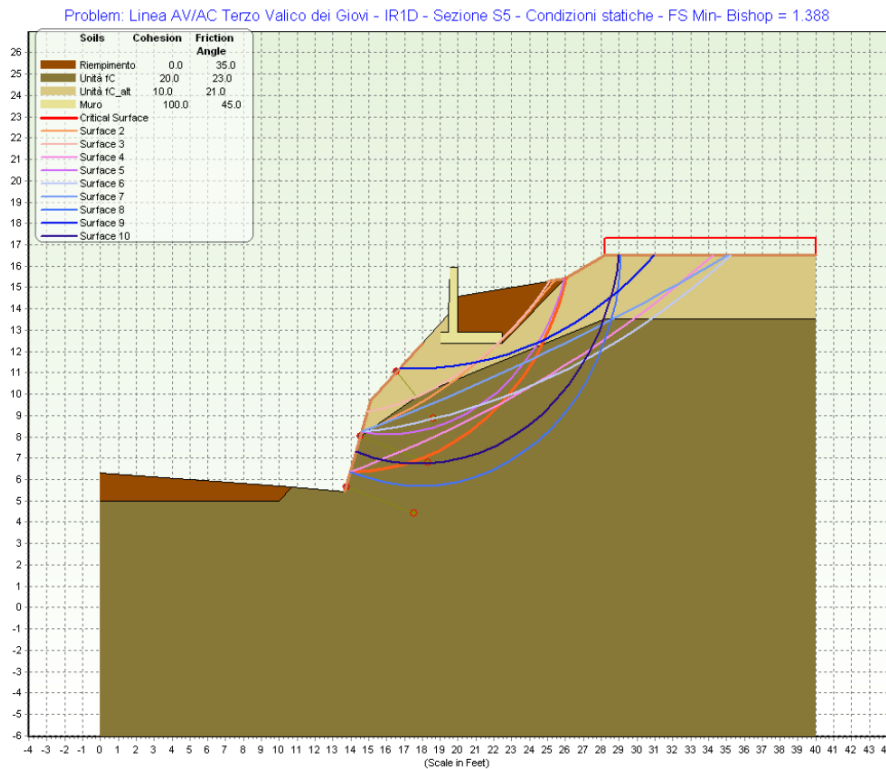


Figura 6-4 Verifica di stabilità locale condizioni statiche sezione pk 0+108.42

VERIFICA DI STABILITA' IN CONDIZIONI SISMICHE – CONSOLIDAMENTO

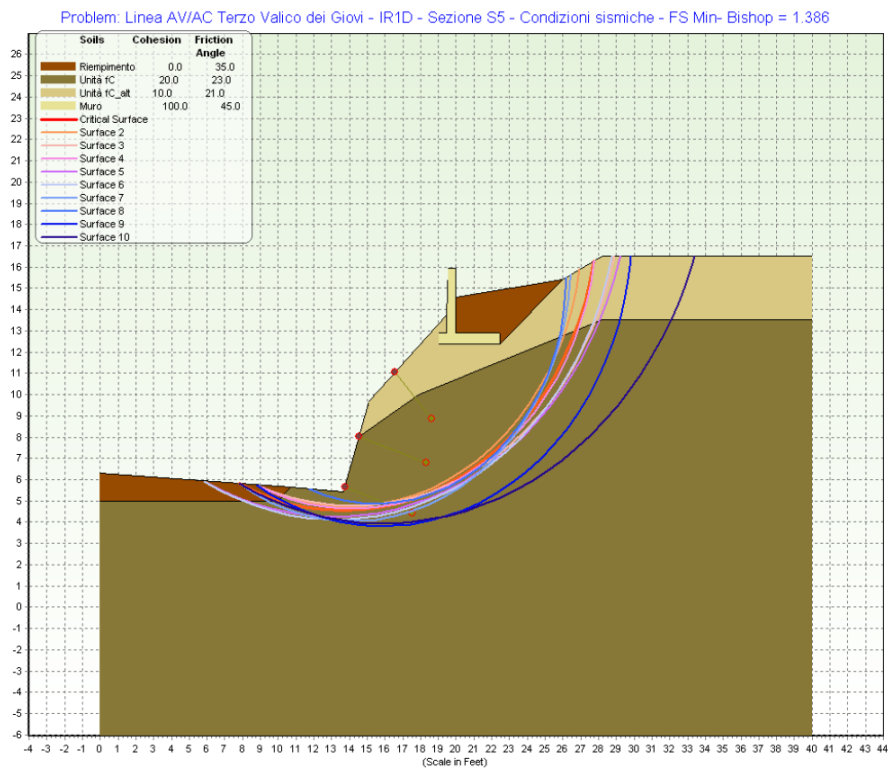


Figura 6-5 IR1D – Verifica di stabilità globale condizioni sismiche sezione pk 0+108.42

Tabella 6-1 Riepilogo risultati analisi di stabilità – Sezione di verifica pk 0+108.42

Analisi	Sovraccarico q (kPa)	FS _{min}	FS	Verifica
Statica - globale	20	1.490	1.3	SI
Statica - locale	20	1.388	1.3	SI
Sismica	-	1.386	1.1	SI

7. VERIFICHE DI STABILITÀ DEL RILEVATO ALLA PK 0+175.00

Nella sezione di calcolo la viabilità IR1D è sostenuta da un muro di sostegno in c.a. ed è affiancata alla viabilità di accesso alle proprietà private, sostenuta a sua volta da un muro in terra armata di altezza massima 6.0 m, realizzato mediante l'impiego di geogriglie

Per i dettagli in merito all'intervento si rimanda agli elaborati specifici di progetto.

Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi di stabilità del rilevato a lungo termine. Le verifiche sono condotte considerando la presenza dello strato di scotico pari a 50 cm. La falda è posizionata al contatto tra le unità di copertura e il substrato roccioso a circa -2.50 m da p.c.

GEOMETRIA DI CALCOLO

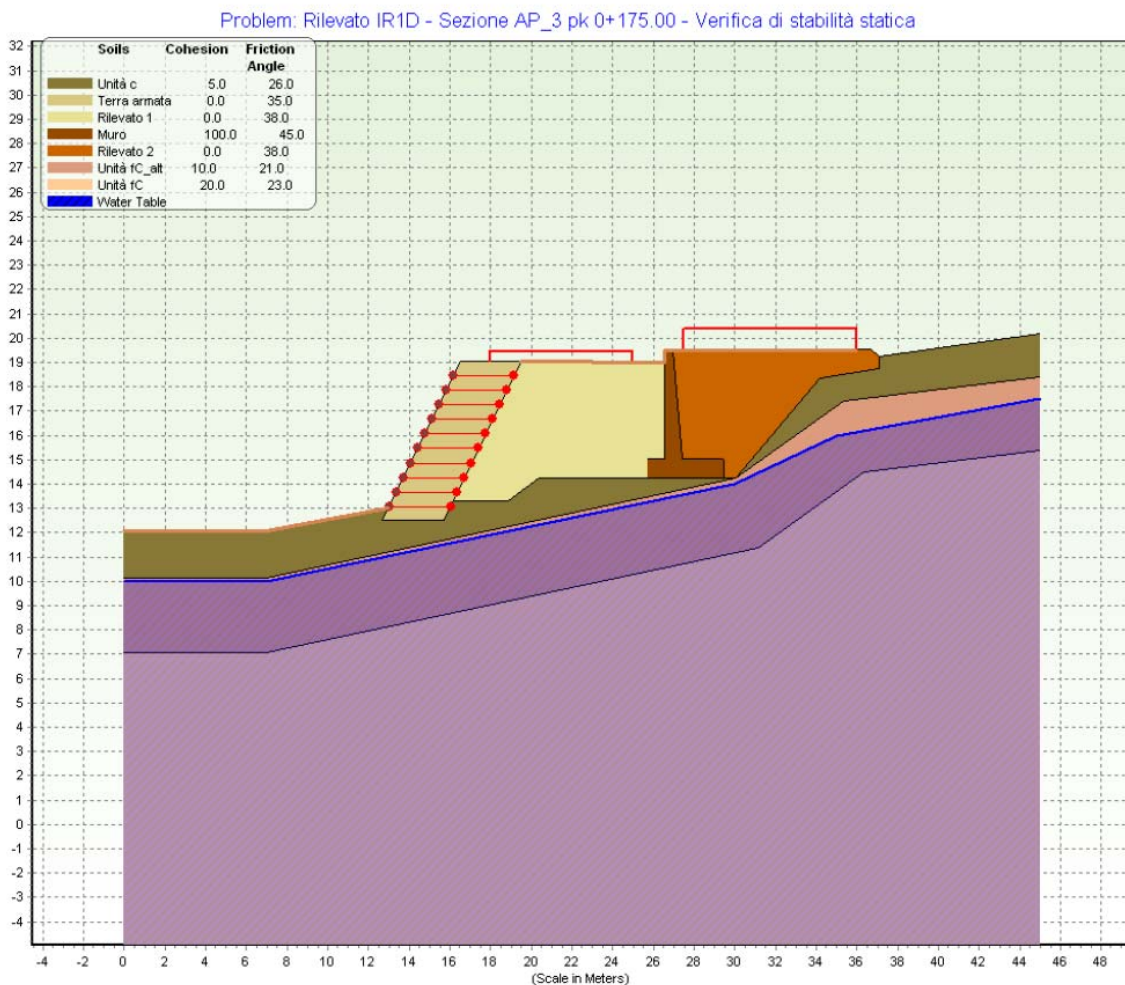


Figura 7-1 IR1D – Geometria della sezione di calcolo pk 0+175.00

VERIFICA DI STABILITA' IN CONDIZIONI STATICHE

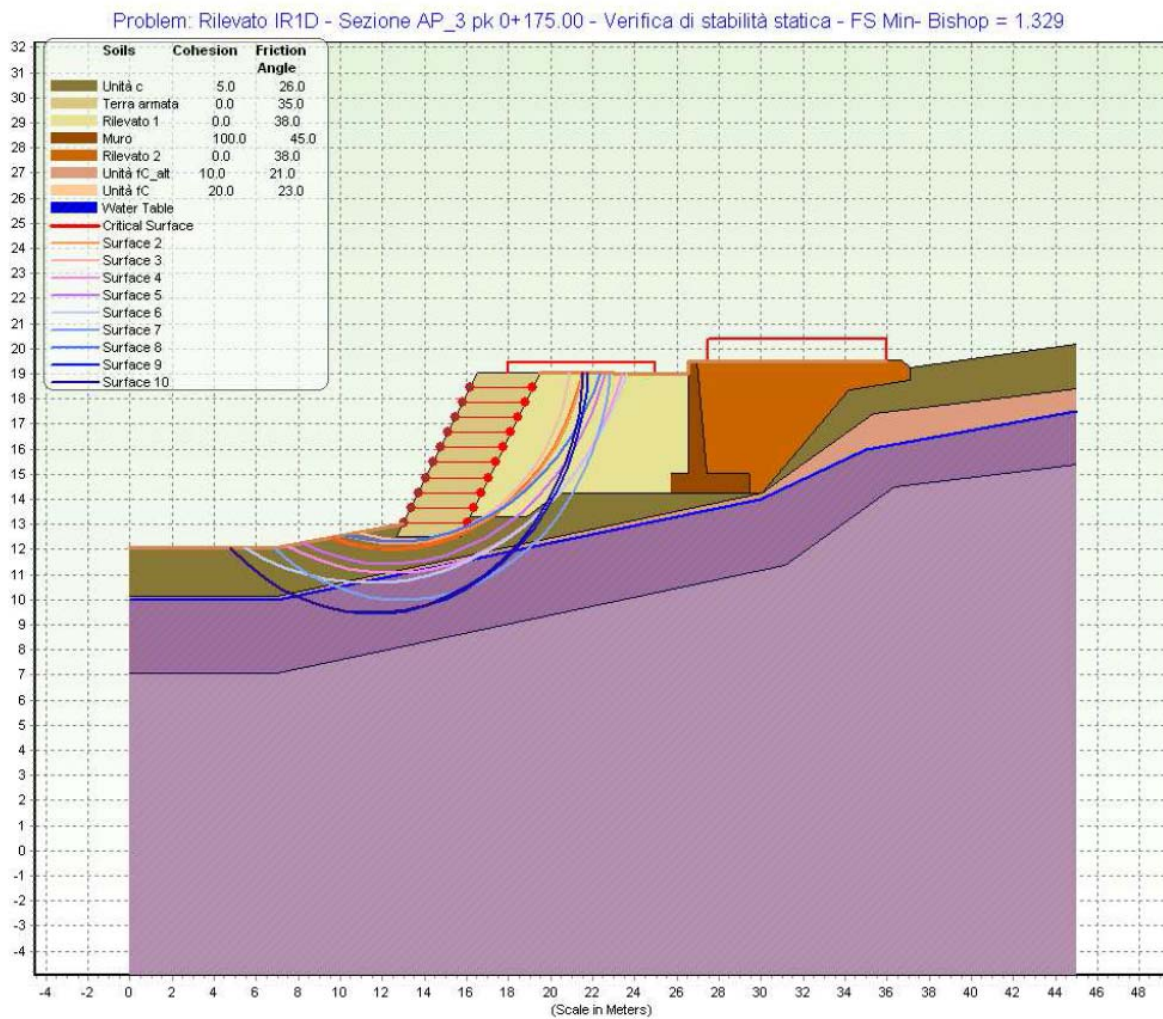


Figura 7-2 IR1D – Verifica di stabilità globale condizioni statiche sezione pk 0+175.00

VERIFICA DI STABILITA' IN CONDIZIONI SISMICHE

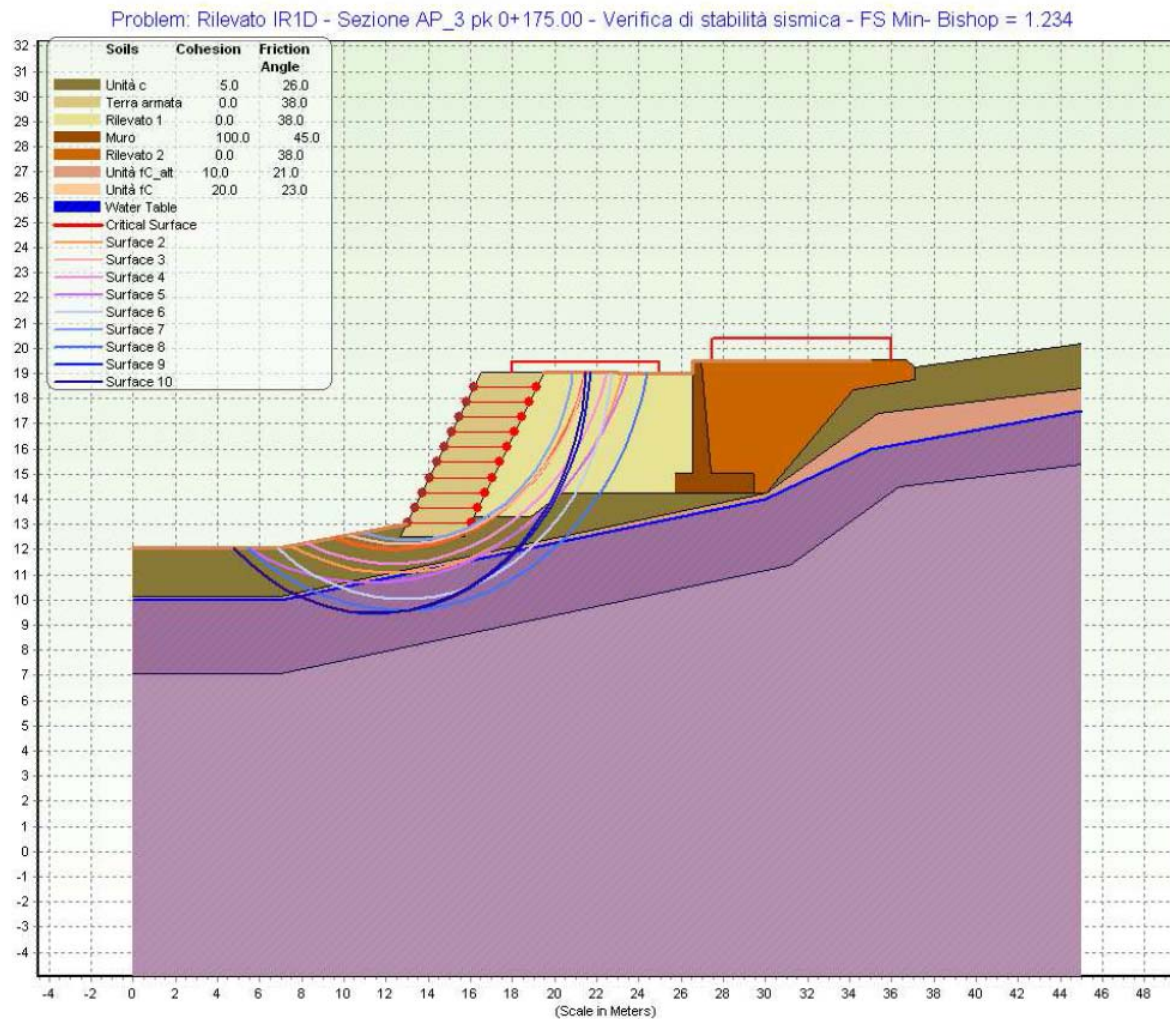


Figura 7-3 IR1D – Verifica di stabilità globale condizioni sismiche sezione pk 0+175.00

Tabella 7-1 Riepilogo risultati analisi di stabilità – Sezione di verifica pk 0+175.00

Analisi	Sovraccarico q (kPa)	FS _{min}	FS	Verifica
Statica	20	1.329	1.3	SI
Sismica	-	1.234	1.1	SI

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-RO-IR1D-00-002_B00 Relazione di verifica stabilità dei rilevati
	Foglio 27 di 30

8. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Il calcolo dei cedimenti dei rilevati è stato effettuato secondo la teoria del cedimento monodimensionale elastico.

I rilevati sono schematizzati come strisce di carico aventi uno sviluppo longitudinale infinito, mentre la larghezza e il carico dipendono dalla geometria del rilevato alla progressiva di riferimento.

In particolare, considerando scarpate con pendenza 2:3 (V:H), si ha:

$$B_{\text{calcolo}} = B_{\text{ril}} - 3 \cdot H_{\text{ril}}/2$$

$$P_{\text{calcolo}} = \gamma \cdot H_{\text{ril}}$$

in cui:

B_{ril} : larghezza del rilevato alla sua base;

H_{ril} : altezza del rilevato;

γ : peso di volume naturale del materiale da rilevato.

I cedimenti indotti dalla costruzione dei rilevati sono stati valutati sia a breve (cedimenti immediati) sia a lungo termine (cedimenti immediati più cedimenti che si sviluppano nel tempo negli strati coesivi per effetto della consolidazione).

Quando necessario, è stata eseguita una stima del tempo richiesto per il verificarsi di buona parte dei cedimenti di consolidazione (90%), considerando la seguente formulazione:

$$t_{90\%} = \frac{H^2 \cdot 0.848}{C_v}$$

in cui:

H: massimo percorso di drenaggio;

c_v : coefficiente di consolidazione.

8.1. Criteri di calcolo del cedimento immediato

Per il caso di materiale granulare e per il calcolo di consolidazione primaria nei materiali coesivi, gli spostamenti verticali indotti sono calcolati mediante l'espressione:

$$s_t = \sum_i^n \frac{[\Delta\sigma_{zi} - \nu'(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})] h_i}{E'_i}$$

con:

s_t = cedimento totale;

$\Delta\sigma_{zi}$, $\Delta\sigma_{xi}$, $\Delta\sigma_{yi}$ = incrementi di sforzo indotti dal carico di rilevato nello strato i-esimo, calcolati mediante la teoria dell'elasticità, secondo le soluzioni di Boussinesq;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-RO-IR1D-00-002_B00 Relazione di verifica stabilità dei rilevati Foglio 28 di 30

h_i = spessore dello strato i -esimo;

E'_i = modulo di Young dello strato i -esimo;

ν' = coefficiente di Poisson dello strato i -esimo = 0.25;

n = numero di strati, appartenenti al volume di terreno interessato dagli spostamenti.

La sommatoria viene estesa a tutti gli strati per i quali a seguito dell'applicazione del carico si verificano incrementi degli sforzi verticali superiori al 10% della tensione geostatica.

Il calcolo del cedimento immediato per il caso di materiali coesivi viene eseguito mediante la relazione:

$$s_i = \sum_i^n \frac{[\Delta\sigma_{zi} - \nu(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})]h_i}{E'_u}$$

in cui:

s_i = cedimento immediato degli strati coesivi;

E'_u = modulo di Young non drenato dello strato i -esimo;

ν = coefficiente di Poisson dello strato i -esimo = 0.5;

Anche in questo caso, la sommatoria viene estesa a tutti gli strati per i quali si producono a seguito dell'applicazione del carico incrementi degli sforzi verticali superiori al 10% della tensione geostatica preesistente.

8.2. Criteri di calcolo dei cedimenti differiti nel tempo

Si ipotizza che i cedimenti degli strati di materiale granulare avvengano immediatamente a seguito dell'applicazione del carico.

I cedimenti di consolidazione primaria degli strati coesivi sono stati invece calcolati mediante la teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi, in cui i percorsi di drenaggio sono stati considerati uguali alla metà degli spessori dei corrispondenti strati coesivi.

Le soluzioni dell'equazione di Terzaghi sono diagrammate in termini di grado di consolidazione U_z :

$$U_z = 1 - \frac{u(z;t)}{u_0}$$

in cui $u(z;t)$ è il valore della pressione interstiziale alla generica quota z in un determinato istante di tempo t e u_0 è il valore iniziale dell'eccesso di pressione interstiziale.

Il grado di consolidazione U_z è espresso a sua volta in funzione del fattore di tempo adimensionale T_v :

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

in cui:

c_v = coefficiente di consolidazione primaria;

t = istante di tempo trascorso dall'applicazione del carico;

H = massimo percorso di drenaggio della particella d'acqua.

8.3. Cedimenti del rilevato alla pk 0+175.00

Nel seguito si riportano i risultati del calcolo dei cedimenti del rilevato con riferimento alla sezione di calcolo alla pk 0+175.00.

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione geotecnica contenente i parametri geotecnici definiti a partire dai risultati delle indagini geognostiche.

I parametri geotecnici assunti per il calcolo dei cedimenti sono i seguenti:

Tabella 8-1 Parametri di deformabilità per il calcolo dei cedimenti – Sezione pk 286.73

Unità geotecnica	E_0' [MPa]	E_U [MPa]	c_v [cm ² /s]
c	20	32	2.7E-03
fC_alt	40	---	---
fC	150	---	---

Il cedimento totale ottenuto è dell'ordine di circa 2.0 cm e il cedimento di consolidazione è trascurabile.

Con riferimento a quanto previsto dalla Specifiche RFI, il periodo di 3 mesi per il decorso dei cedimenti nel tempo risulta inferiore al tempo necessario alla costruzione del rilevato, per cui si può concludere che gli assestamenti residui sono inferiori al 10% dei cedimenti teorici totali e comunque nel limite di 5 cm.

Tabella 8-2 Calcolo dei cedimenti – Sezione di verifica pk 0+175.00

<u>LINEA AV/AC - III VALICO DEI GIOVI - IR1D</u>			
<u>CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL RILEVATO</u>			
IR1D - Viabilità secondaria - Rilevato alla pk 0+175.00			
Geometria del rilevato			
larghezza rilevato	B_{ri}	21.0	[m]
altezza rilevato	H_{ri}	6.0	[m]
peso dell'unità di volume	γ_{ri}	20.0	[m]
larghezza di calcolo (scarpata 2:3)	B_{cal}	12.0	[m]
pressione media in fondazione	q	120.0	[kPa]
Calcolo dei cedimenti			
$w = K_r \cdot \sum_i \frac{\Delta\sigma_{vi} \cdot \Delta H_i}{E_i}$			
passo di calcolo	Δh_i	0.5	[m]
coefficiente di rigidità della fondazione	k_r	1.00	[-]
limite dell'incremento	α	0.10	[-]
cedimento immediato	w_o	16	[mm]
cedimento di consolidazione	w_c	4	[mm]
cedimento totale	w_{tot}	20	[mm]
Calcolo del tempo di consolidazione			
$t_{90\%} = \frac{H^2 \cdot T_v}{c_v}$			
spessore strato coesivo	$2H$	2.00	[m]
massimo percorso di drenaggio	H	1.00	[m]
coefficiente di consolidazione	c_v	1.5.E-07	[m ² /sec]
fattore di tempo	T_v	0.848	[-]
tempo per scontare 90% cedimento	$t_{90\%}$	5.7.E+06	[sec]
tempo per scontare 90% cedimento	$t_{90\%}$	3.0	[mesi]