

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA
U.O. OPERE GEOTECNICHE**

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

**POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE-FALCONARA
RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228-CASTELPLANIO**

GEOTECNICA

Relazione di predimensionamento rilevati e trincee stradali (stabilità, cedimenti ed interventi consolidamento) Lotto 2

SCALA:

-

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

I R 0 F 0 2 R 1 1 C L G E 0 0 0 6 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	PRIMA EMISSIONE	P. Cucino	Sett. 2021	G.Meneschincheri M.E.D'Effremo	Sett. 2021	C. Urciuoli	Sett. 2021	L. Berardi Settembre 2021

File: IRF0211CLGE0006002A n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	7
2.4	SOFTWARE.....	7
3	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE.....	8
3.1	CRITERI GENERALI DI VERIFICA	8
3.2	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E SCAVI.....	9
	3.2.1 Stati limite ultimi (SLU).....	9
	3.2.2 Stati limite di esercizio (SLE).....	11
3.3	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E SCAVI	12
	3.3.1 Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche.....	12
	3.3.2 Stati limite ultimi (SLU) - Verifica allo stato limite SLV.....	12
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO.....	13
4.1	UNITÀ GEOTECNICHE	13
4.2	COEFFICIENTI SISMICI PER LA VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	16
5	CARATTERISTICHE DELLE OPERE.....	18
5.1	RILEVATI	18
5.2	TRINCEE.....	19
6	CARICHI DI PROGETTO.....	27
7	APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE ALLO SLE	28
7.1	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	28
	7.1.1 Modello di calcolo.....	28

7.1.2	<i>Modello di calcolo del processo di consolidazione</i>	29
7.1.3	<i>Modello di calcolo del cedimento secondario</i>	31
7.1.4	<i>Risultati analisi cedimenti rilevato</i>	31
8	APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE ALLO SLU	38
8.1	METODOLOGIA DI VERIFICA ADOTTATA	43
8.2	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI – SLOPE\W	45
8.3	SCHEMATIZZAZIONE DELL’INTERVENTO DI RETI E CHIODI	45
8.4	SCHEMATIZZAZIONE DELL’INTERVENTO DI SOIL NAILING	46
8.5	VERIFICHE ALLO SLU	47
8.5.1	<i>Modello di calcolo ID1 – Risultati analisi di stabilità globale</i>	<i>48</i>
8.5.2	<i>Modello di calcolo ID2 – Risultati analisi di stabilità globale</i>	<i>51</i>
8.5.3	<i>Modello di calcolo ID3 – Risultati analisi di stabilità globale</i>	<i>60</i>
8.5.4	<i>Modello di calcolo ID4 – Risultati analisi di stabilità globale</i>	<i>69</i>
8.5.5	<i>Modello di calcolo ID5 – Risultati analisi di stabilità globale</i>	<i>78</i>
8.5.6	<i>Modello di calcolo ID6 – Risultati analisi di stabilità globale</i>	<i>80</i>

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITA', CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 4 di 81

1 PREMESSA

Nell'ambito del potenziamento infrastrutturale della Linea ferroviaria Orte-Falconara, il presente Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica riguarda il raddoppio della tratta PM228-Castelplanio. Tale progetto è suddiviso nei 3 Lotti Funzionali di seguito elencati:

- Lotto 1: da PM228 a Bivio Nord Albacina, ovvero da progressiva Km 0+00 (pk 228+014 della LS) alla progressiva Km 7+200 di progetto
- Lotto 2: da Bivio Nord Albacina a Serra San Quirico (i) ovvero da progressiva Km 0+00 (pk 237+589 della LS) alla progressiva Km 8+889 (pk 246+958 della LS)
- Lotto 3 da Serra San Quirico (e) a Castelplanio (e) ovvero da progressiva Km 0+00 a progressiva Km 6+272 (pk 252+578 della LS).

Nel 2003 era stato redatto da ITF il progetto preliminare nell'ambito della Legge Obiettivo che già teneva conto dei 3 Lotti Funzionali sopra descritti. Rispetto al tracciato previsto in tale Progetto, il tracciato del PFTE in oggetto è stato aggiornato per tenere conto degli aggiornamenti normativi intercorsi.

Lotto 2

Il tracciato complessivo del Lotto 2 ha uno sviluppo complessivo pari a circa 8.900 m.

L'intervento ha inizio alla pk 7+200=0+47 di progetto, con una sovrapposizione di circa 47 m con i binari del Lotto 1, in corrispondenza dell'imbocco Sud della galleria GN02, galleria "Valtreara".

Ad inizio intervento nei pressi del Bivio Nord Albacina, è prevista una Cabina TE per gestire il corretto assetto delle protezioni della LdC e garantire l'equipotenzialità delle condutture.

Il tracciato prosegue in galleria (Galleria Valtreara di circa 900m); all'uscita dalla galleria è prevista l'opera di scavalco di Via di San Vittore, e dopo un tratto in viadotto (circa 210m) si arriva nella stazione di Genga, dove viene realizzata una nuova stazione su scatolare (in posizione rialzata rispetto all'esistente per problemi di incompatibilità idraulica dell'attuale tracciato), e vengono riorganizzati gli spazi dell'attuale parcheggio e delle attività commerciali previste in funzione della posizione del nuovo tracciato ferroviario. La nuova stazione prevederà marciapiedi H55cm, rampe scale e ascensori. Entrambi i marciapiedi verranno dotati di nuove pensiline ferroviarie.

Nell'area della fermata verrà realizzato un Fabbricato Tecnologico con annesso locale di Consegna ENEL.

Tra le viabilità di progetto c'è la Nuova Viabilità NV02 che risolve l'interferenza di Via Guglielmo Marconi fra gli abitati di S. Vittore e Genga Stazione, entrambi frazione di Genga, nella zona attorno all'attuale parcheggio per le grotte di Frasassi. In questo tratto la viabilità esistente viene interferita quasi perpendicolarmente dal tracciato della ferrovia di progetto: in progetto viene previsto che la nuova viabilità sottopassi la Linea ferroviaria di progetto; il PL esistente alla progressiva Km 239+600 viene eliminato a seguito dello spostamento della linea ferroviaria in nuova sede.

In uscita dalla nuova stazione di Genga è prevista la nuova galleria "Genga" di circa 570 m, e poi una serie di gallerie (galleria Mogiano 800m, Galleria Chiarodovo 280m, Galleria La Rossa 1.230m e Galleria Murano 1.100 m) alternate a tratti all'aperto, che costituiscono un sistema di gallerie equivalenti, che pertanto sono state attrezzate con le predisposizioni di sicurezza in galleria in ottemperanza al DM del 28.10.2005, con fabbricati di emergenza (PGEP) per la sicurezza in galleria e marciapiedi PES (aventi lunghezza pari a 250m) per gestire l'esodo delle persone in condizioni di sicurezza.

Nei tratti all'aperto in alternanza alle gallerie sono previsti 3 viadotti di circa 240m, 210m e 110m.

Infine è prevista l'adeguamento a fermata dell'impianto di Serra San Quirico, con realizzazione di un nuovo sovrappasso, dei collegamenti perdonali (rampe scale ed ascensori), realizzazione di due nuovi marciapiedi L utile pari a 250 m e H=55 cm. Entrambi i marciapiedi verranno dotati di nuove pensiline ferroviarie.

Nell'area della fermata verrà realizzato un Fabbricato Tecnologico con annesso locale di Consegna ENEL.

E' prevista la soppressione del PL posto alla progressiva Km 246+400 circa, mediante viabilità sostitutiva che sovrappassa la linea ferroviaria in progetto.

Subito dopo la fermata di Serra San Quirico verrà realizzata una Cabina TE provvisoria.

Sono previste barriere antirumore per una lunghezza complessiva pari a circa 1.650 m, tra binario pari e binario dispari, di tipo H4 e H6.

Nella presente relazione sono riassunti i risultati dello studio volto a individuare e dimensionare i rilevati e le trincee in cui sono previsti interventi di protezione delle scarpate, lungo le viabilità stradali.

Per quanto riguarda i rilevati stradali, verranno presentate le verifiche di cedimenti in condizioni di esercizio e le verifiche geotecniche di stabilità globale in condizioni di stato limite ultimo.

Per quanto riguarda le trincee, verranno presentate le verifiche geotecniche di stabilità globale in condizioni di stato limite ultimo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 6 di 81

2 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Normativa di riferimento**

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 17/01/2018.
- [N.2]. Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.P. Istruzioni per l'applicazione dell'”Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- [N.3]. Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- [N.4]. RFI DTC SI PS MA IFS 001 D: Manuale di progettazione delle opere civili 2020– Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture.
- [N.5]. RFI DTC SI CS MA IFS 001 D: Manuale di progettazione delle opere civili 2020– Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale.
- [N.6]. RFI DTC SI PS SP IFS 001 D: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili 2020– Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio.
- [N.7]. RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI.
- [N.8]. RFI TCAR ST AR 01 001 D: Standard di qualità geometrica del binario e parametri di dinamica di marcia per velocità fino a 300 km/h
- [N.9]. UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento.
- [N.10]. STI 2014 –Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.
- [N.11]. UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [N.12]. UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO</p> <p>PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA</p>												
<p>RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITA', CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IR0F</td> <td>02R</td> <td>CL</td> <td>GE006002</td> <td>A</td> <td>7 di 81</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IR0F	02R	CL	GE006002	A	7 di 81
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IR0F	02R	CL	GE006002	A	7 di 81								

2.2 Documenti di riferimento

- E181IR0F02R11GEGE0006001A “Relazione geotecnica generale e suscettibilità a liquefazione Lotto 2”
- E181IR0F02R11F5GE0006001A “Planoprofilo geotecnico di linea Tav.1”
- E181IR0F02R11F5GE0006002A “Planoprofilo geotecnico di linea Tav.2”
- E181IR0F02R11W8GE0006001A “Sezioni geotecniche Tav.1”
- E181IR0F02R11W8GE0006002A “Sezioni geotecniche Tav.2”
- E181IR0F00R11WXGE0006001A “Interventi tipo di rinforzo delle scarpate di scavo Tav.1 di 2”
- E181IR0F00R11WXGE0006002A “Interventi tipo di rinforzo delle scarpate di scavo Tav.2 di 2”

2.3 Bibliografia

- [DC1]. R. Berardi. R. Lancellotta (1992) “Deformabilità dei terreni sabbiosi da un’analisi retrospettiva del comportamento di strutture reali” Rivista Italiana di Geotecnica 4/1992
- [DC2]. J. Han (2015) “Principles and practice of ground improvement” Wiley Edition.

2.4 Software

- Slope/W – GeoSlope (www.geo-slope.com)

3 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

3.1 Criteri generali di verifica

Per le opere in esame sono svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese (par. 6.2.3. del Doc. Rif. [1]):

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

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

$$E_d \leq R_d$$

dove:

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

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni ($A1$ e $A2$), per i parametri geotecnici ($M1$ e $M2$) e per le resistenze ($R1$, $R2$ e $R3$). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare (si vedano i paragrafi seguenti). Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto E_d tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par. 6.2.3.1 del Doc. Rif.[1]).

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

$$E_d \leq C_d$$

dove:

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

C_d = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (definito Progettista Strutturale).

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 9 di 81

3.2 Verifiche di sicurezza in campo statico per opere in materiali sciolti e scavi

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

3.2.1 Stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di stabilità in campo statico di opere in materiali sciolti, quali rilevati, e scavi, quali trincee, devono essere eseguite secondo il seguente approccio (Par. 6.8.2 del Doc. Rif.[1]):

Approccio 1:

Combinazione 2: A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali sotto definiti.

La verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

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

essendo R resistenza globale del sistema (Par. C.6.8.6.2 del Doc. Rif.[4]), calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto.

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

Facendo riferimento a quanto previsto al p.to 3.5.2.3.8 del Doc Rif. [5], per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali sulle azioni in Tabella 1 (Tab. 5.2.V del Doc Rif. [1]) e i coefficienti di combinazione come riportato da manuale di progettazione al par. 3.5.2.3.8.

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_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

Tabella 3-1 - Coefficienti parziali sulle azioni

In Tabella 3-1 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_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico (ferroviario);
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili (stradale).

I coefficienti parziali sui materiali risultano i seguenti (Tab. 6.2.II del Doc. [N.5])

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	γ_e	1.0	1.25
Coesione efficace	γ_e	1.0	1.25
Resistenza non drenata	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.0	1.0

Tabella 3-2 - Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)

I coefficienti parziali sulle resistenze risultano i seguenti (Tab. 6.8.I del Doc. [N.1])

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

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1.1

Tabella 3-3 Coefficienti parziali sulle resistenze (R2)

	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITA', CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 11 di 81

3.2.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali (Par. 6.5.3.2 del Doc. Rif. [1]), che gli spostamenti dell'opera in esame e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità della struttura e con la sicurezza e la funzionalità dei manufatti adiacenti.

Per quanto riguarda il decorso dei cedimenti in fase di esercizio si è ipotizzato un periodo minimo di consolidamento del terreno prima del completamento della pavimentazione, fra fase costruttiva e inizio delle che la finitura della pavimentazione abbia luogo

Nello specifico, come riportato nel Doc. Rif [N.5] è stabilito per i rilevati ferroviari il decorso dei cedimenti attesi nel tempo deve rispettare i seguenti limiti:

cedimento residuo valutato a partire dall'applicazione del ballast nei primi 20 anni ≤ 5 cm

cedimento residuo valutato a partire da 20 anni fino a 40 anni ≤ 5 cm

cedimento residuo valutato a partire da 40 anni fino a 75 anni

Il calcolo dei cedimenti differiti nel tempo deve essere effettuato tenendo conto solo dei carichi e sovraccarichi permanenti.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 12 di 81

3.3 Verifiche di sicurezza in campo sismico per opere in materiali sciolti e scavi

3.3.1 Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche

Le NTC 2018 (Doc. Rif. [1]) stabiliscono differenti Stati in funzione, in primo luogo, dell'importanza dell'opera mediante l'identificazione della Classe d'Uso e poi in funzione del danno conseguente ad un certo Stato Limite. In particolare, si definiscono i seguenti Stati Limite Ultimi, come riportato al par. 3.2.1 del Doc. Rif. [1]:

- **Stati Limite Ultimi (SLU):**
 - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
 - Stato Limite di Prevenzione del Collasso, **SLC**, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

3.3.2 Stati limite ultimi (SLU) - Verifica allo stato limite SLV

Per tutte le verifiche l'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (vedasi Doc. Rif. [1]). 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 la stabilità globale in condizioni sismiche delle opere in materiali sciolti, quali rilevati, e scavi, quali trincee, che deve essere svolta ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$. (vedasi Par.7.11.4 del Doc. Rif. [1]).

Come riportato al Par. 7.11.4 del Doc. Rif. [1] le verifiche possono essere condotte mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Inoltre, in condizioni sismiche, il coefficiente di combinazione ψ per il carico variabile da traffico stradale, da utilizzare nelle verifiche agli stati limite ultimi, dovrà essere posto pari a 0,2.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO

4.1 Unità geotecniche

Il tracciato della linea PM228 – Castelplanio nei tratti non in galleria si sviluppa per intero nella valle del fiume Esino. Il tracciato corre prevalentemente ai margini della valle. Qui il tracciato ferroviario si trova ad interagire con i depositi alluvionali, Alluvioni Terrazzate, presenti nel fondo valle. In prossimità degli imbocchi delle gallerie viene a contatto diretto con le formazioni che costituiscono i rilievi circostanti. presenti anche a non grande profondità sotto tale copertura alluvionale. Tali rilievi sono costituiti tutti da rocce di tipo sedimentario costituite da calcari e marne. Queste due tipologie di rocce, che si originano da depositi marini di acque profonde, per loro natura possono presentare, a secondo della evoluzione dell'ambiente di deposizione durante il ciclo geologico di deposizione, composizione mineralogica intermedia fra i due estremi oppure talvolta sono presenti intercalazioni arenacee entro una formazione marnosa e viceversa. Nell'ambito del lotto 2 tali formazioni lapidee sono in prevalenza costituite da calcari.

Nel dettaglio:

- Le alluvioni terrazzate appartengono a due formazioni geologiche diverse, il “Sintema di Matelica”, indicato nel seguito con la sigla MTIbn, più antico rispetto al “Sintema del Musone”, indicato con la sigla MUSbn, più recente. Sono entrambi depositi alluvionali antichi che si originano nel medesimo bacino idrografico e caratterizzati da un medesimo ambiente di deposizione e che dal punto di vista geotecnico risultano del tutto equivalenti. Ovviamente come in ogni formazione di tipo alluvionale si incontrano al loro interno livelli costituiti in prevalenza da materiale grossolano ghiaioso sabbioso e livelli con una prevalenza, spesso quasi assoluta, di materiale fine limoso sabbioso mentre è difficile individuare strati prettamente grossolani, depositati dove la velocità della corrente è maggiore, e strati costituiti pressoché unicamente di materiali fini, depositati nelle anse dove la velocità della corrente è minore. Ciò è dovuto ai successivi rimaneggiamenti che in questi materiali hanno prodotto le successive piene del torrente, che nelle fasi iniziali della piena tende ad erodere i materiali presenti in alveo depositandoli più a valle nelle fasi successive al picco della piena, quando l'energia della corrente idraulica diminuisce.
- Come già anticipato le formazioni lapidee di base largamente prevalenti sotto le alluvioni terrazzate e nei rilievi che delimitano la valle sono formazioni calcaree. Queste appartengono a diverse formazioni calcaree elencate nella seguente Tabella 4-1. Tali formazioni sono state tutte raggruppate entro un'unica Unità Geotecnica.

Formazione	Sigla	Tipo
Corniola	COI	calcare
Maiolica	MAI	calcare
Calcare massiccio del M. Nerone (membro inferiore ciclotimico)	MAS2	calcare
Calcari a Posidonia	POD	calcare
Scaglia Rossa (membro inferiore)	SAA1	calcare
Scaglia Rossa (membro intermedio)	SAA2	calcare
Scaglia Rossa (membro superiore)	SAA3	calcare
Scaglia Bianca	SBI	calcare
Scaglia Variegata	VAS	calcare

Tabella 4-1: Formazioni facenti parte della Unità Geotecnica "Calcari"

I parametri geotecnici di resistenza associati alle diverse unità geotecniche, considerati nei modelli di calcolo analizzati, sono riassunti nella Tabella 4-2.

Unità geotecnica	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	c_u (kN/m ²)	GSI	σ_c (MPa)	m_i
Dc	20	25÷28	0÷3	130 (z≤4m) 80 (4m<z<8m) 60 (z>8m)	-	-	-
Dg	20	32-34 ^(*) (z≤5m) 37-40 ^(*) (z>5m)	0	-	-	-	-
CL	25	-	-	-	35÷40	40	12
M_f	25	-	-	-	25	40	7
M_alt	21	28÷30	4÷12	250	-	-	-
Aa_L	21	22÷25	3÷15	180	-	-	-

Tabella 4-2: Parametri geotecnici caratteristici associati alle unità geotecniche

^(*) = valori minimi in prevalenza di sabbie, valori massimi in prevalenza di ghiaie

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 15 di 81

dove

γ = peso specifico

ϕ' = angolo di attrito interno efficace

c' = coesione efficace

GSI = Geological Strength Index

σ_c = resistenza a compressione monoassiale roccia intatta

m_i = coefficiente relativo alla roccia intatta

E = modulo di rigidezza

c_u = coesione non drenata

Nella tabella seguente si riporta la descrizione delle unità geotecniche considerate.

Unità geotecnica	Descrizione
Dc	Depositi alluvionali e di versante con livelli a prevalente componente limoso argillosa
Dg	Depositi alluvionali e di versante con livelli a prevalente componente ghiaioso sabbiosa
CL	Calcari
M_f	Marne (formazione Fucoidi)
M_alt	Fascia di alterazione delle marne
Aa_L	Limo con argilla, sabbiosa o debolmente sabbiosa (formazione Argille Azzurre)

Tabella 4-3: Descrizione unità geotecniche

Per la stratigrafia di calcolo si rimanda ai capitoli 7 e 8 relativi alle verifiche delle sezioni di calcolo rappresentative.

La falda si attesta tipicamente al di sotto dei 4m dal piano campagna e quindi non interferisce, in generale, con la stabilità delle trincee e dei rilevati. Per le sezioni di calcolo dove invece risulta significativa o interferente, essa viene specificata nel relativo paragrafo di calcolo.

Per quanto riguarda i parametri idraulici, essi vengono specificati dove significativi, nel capitolo 7 relativo ai calcoli dei cedimenti.

4.2 Coefficienti sismici per la verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità globale va condotta mediante il metodo di analisi definito al Par. 7.11.3.5 del Doc. Rif.[1], inerente alla stabilità dei pendii.

Parametri sismici di sito:

$$C_U = 1.5$$

$$V_N = 75 \text{ anni}$$

$$V_R = 112.5 \text{ anni}$$

$$T_r (\text{SLV}) = 1073 \text{ anni}$$

$$a_g = 0.235g \quad \text{accelerazione massima alla base (valore massimo lungo il tracciato)}$$

$$F_o = 2.449$$

Si distinguono i coefficienti sismici per trincee in roccia, trincee in terreno e rilevati.

Trincee in roccia:

$$\beta_s = 0.38 \quad \text{coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.}$$

$$S_S = 1.0 \quad \text{coefficiente di amplificazione stratigrafico per terreno di categoria A}$$

$$S_T = 1.2 \quad \text{coefficiente di amplificazione topografico per categoria T4, per zone in versante fino a metà pendio}$$

$$k_h = \beta_s a_{max}/g = 0,108$$

$$k_v = \pm k_h/2 = 0,054$$

Trincee in terreno:

$$\beta_s = 0.38 \quad \text{coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.}$$

$$S_S = 1.37 \quad \text{coefficiente di amplificazione stratigrafico per terreno di categoria E}$$

$$S_T = 1.2 \quad \text{coefficiente di amplificazione topografico per categoria T2}$$

$$k_h = \beta_s a_{max}/g = 0,146$$

$$k_v = \pm k_h/2 = 0,073$$

Rilevati:

$$\beta_s = 0.38$$

coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

$$S_s = 1.37$$

coefficiente di amplificazione stratigrafico per terreno di categoria E

$$S_T = 1.0$$

coefficiente di amplificazione topografico per categoria T1, per zone pianeggianti

$$k_h = \beta_s a_{max}/g = 0,122$$

$$k_v = \pm k_h/2 = 0,061$$

5 CARATTERISTICHE DELLE OPERE

Nei paragrafi seguenti si riporta la descrizione delle caratteristiche delle sezioni tipologiche analizzate dei rilevati e delle trincee con interventi di protezione delle scarpate.

5.1 Rilevati

Per quanto riguarda la geometria dei rilevati vale quanto contenuto negli elaborati di progetto. In particolare, secondo quanto indicato dal Manuale di Progettazione RFI, i rilevati sono previsti realizzati con scarpate aventi pendenza 3H:2V; al di sotto del rilevato è stato previsto uno scotico per uno spessore pari a 0.5 m. Per le scarpate è stata ipotizzata una finitura con terreno vegetale e inerbimento. Una volta completato il corpo del rilevato si provvederà alla realizzazione del pacchetto stradale.

Le caratteristiche dei materiali di costruzione dei rilevati assunte in progetto sono conformi a quanto previsto nel Manuale di Progettazione RFI e nel Capitolato di Costruzione RFI.

Il materiale costituente il corpo del rilevato stradale è materiale a grana grossa con i valori minimi dei parametri caratteristici riportati nella tabella seguente, in accordo a quanto stabilito da manuale di progettazione Doc. [N.5]

Strato	Legame costitutivo	γ	ϕ'	c'	E'
[-]	[-]	[kN/mc]	[°]	[kPa]	[kN/mq]
Rilevati stradali	Mohr Coulomb	19	35	0	30000

Tabella 5-1 Parametri geotecnici rilevato stradale

Nella figura seguente si riporta il tipologico del rilevato che verrà analizzato. Per quanto riguarda la sezione e lo schema con le geometrie e l'altezza di calcolo rappresentativi del lotto in oggetto si rimanda ai capitoli specifici di calcolo della presente relazione.

**SEZIONE TIPO STRADALE
CATEGORIA F LOCALI - AMBITO URBANO
IN RETTIFILO - IN RILEVATO**

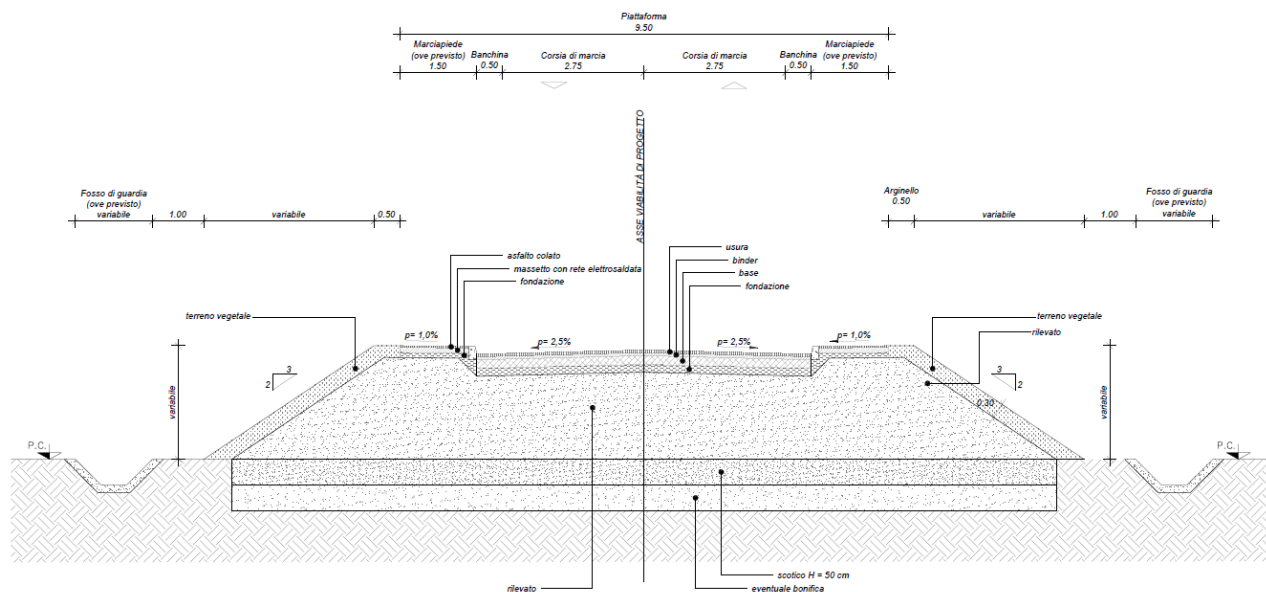


Figura 5.1 Sezione tipo rilevato stradale

5.2 Trincee

A seconda delle caratteristiche del terreno entro cui gli scavi vengono effettuati, della loro profondità e l'eventuale presenza di limiti imposti dalla salvaguardia di strutture preesistenti o altre opere in progetto, sono previsti differenti tipologie di trincea.

Di norma le trincee sono previste con pareti di scavo sagomate con pendenza di 2:3 (V:H). Ogni 5 m è previsto l'inserimento di una banca di ampiezza 2.0 m, sagomata con leggera pendenza verso l'interno ove le acque meteoriche vengono raccolte da una canaletta.

Sono inoltre previste ulteriori tipologie di scavo con interventi di protezione delle scarpate che sono riassunte nella tabella seguente.

WBS	Progressiva		Tipologico	Altezza massima scarpata (m)	Pendenza delle scarpate	Massimo dislivello fra banche (m)	Larghezza banche (m)	Interventi di consolidamento e protezione
	da (km)	a (km)						
NV02 (sx)	0+000	0+275.5	TS-B	~18	5(V):1(H)	8.0	2.0	rete con funi e chiodi maglia 3.0x3.0 L=4 m
NV02 (sx)	0+275	0+455	TS-E	~9	3(V):2(H)	5.0	2.0	soil nailing maglia 2x2 L=8m
NV03 (sx)	0+000	0+110	TS-A	~24	5(V):1(H)	8.0	2.0	rete con funi e chiodi maglia 2.5x2.5 L=6 m
NV03 (sx)	0+440	0+510	TS-E	~10	3(V):2(H)	5.0	2.0	soil nailing maglia 2x2 L=8m
NV04 (sx)	0+156	0+234	TS-D	~16	2(V):1(H)	8.0	2.0	soil nailing maglia 2x2 L=8m
NV04 (sx)	0+278	0+316	TS-D	~10	2(V):1(H)	8.0	2.0	soil nailing maglia 2x2 L=8m
NV06 (sx)	0+242	0+484	TS-A	~13	5(V):1(H)	8.0	2.0	rete con funi e chiodi maglia 3.0x3.0 L=4 m
NVP1 (sx)	0+000	0+132	TS-C	~50	5(V):1(H) su roccia 3(V):2(H) su coltre	8.0 su roccia 5.0 su coltre	2.0	rete con funi e chiodi maglia 2.5x2.5 L=6 m su roccia soil nailing maglia 2x2 L=var. su coltre
NVP1 (sx)	0+132	0+148	TS-E	~8	3(V):2(H)	5.0	2.0	soil nailing maglia 2x2 L=8m
NVP1 (sx)	0+174	0+264	TS-E	~5	3(V):2(H)	5.0	2.0	soil nailing maglia 2x2 L=8m
NVP2 (sx)	0+083	0+318	TS-E	~10.0	3(V):2(H)	5.0	2.0	soil nailing maglia 2x2 L=8m
NVP2 (sx)	0+318	0+402.7	TS-A	~23	5(V):1(H)	8.0	2.0	rete con funi e chiodi maglia 2.5x2.5 L=6 m
NVP3 (dx)	0+000	0+140	TS-A	~11	5(V):1(H)	8.0	2.0	rete con funi e chiodi maglia 3.0x3.0 L=4 m

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 21 di 81

NVP3-A (sx)	0+000	0+138	TS-A	~15	5(V):1(H)	8.0	2.0	rete con funi e chiodi maglia 3.0x3.0 L=4 m
----------------	-------	-------	------	-----	-----------	-----	-----	--

Tabella 5-2 Caratteristiche principali delle trincee con interventi di protezione delle scarpate

Nelle figure seguenti si riportano i tipologici delle trincee con interventi di protezione delle scarpate che verranno analizzate. Per quanto riguarda le sezioni e gli schemi con le geometrie e le altezze di calcolo rappresentativi del lotto in oggetto si rimanda ai capitoli specifici di calcolo della presente relazione.

Le scarpate di scavo tipo TS-A, previste in presenza di roccia calcarea, hanno scavo con pendenza 5(V):1(H), con altezza massima di ogni fronte di scavo di 8m e una banca di larghezza 2m tra un fronte di scavo e il successivo. Le scarpate vengono protette mediante rafforzamento corticale con reti, funi e chiodi, quest'ultimi di lunghezza 4.0m e disposti con maglia 3.0mx3.0m per altezze complessive di scavo inferiori o uguali ai 20m, di lunghezza 6.0m e disposti con maglia 2.5mx2.5m per altezze complessive di scavo superiore ai 20m. I chiodi sono costituiti da barre di armatura $\phi 30$.

Le scarpate di scavo tipo TS-B, previste in presenza di marne fucoidi, hanno scavo con pendenza 5(V):1(H), con altezza massima di ogni fronte di scavo di 8m e una banca di larghezza 2m tra un fronte di scavo e il successivo. Le scarpate vengono protette mediante rafforzamento corticale con reti, funi e chiodi, quest'ultimi di lunghezza 6.0m e disposti con maglia 2.5mx2.5m. I chiodi sono costituiti da barre di armatura $\phi 30$.

Le scarpate di scavo tipo TS-C, previste in presenza di roccia calcarea con copertura, hanno scavo in roccia con pendenza 5(V):1(H) e altezza massima di ogni fronte di 8m e banca di larghezza 2m, mentre in copertura hanno scavo con pendenza 3(V):2(H) o 2(V):3(H) a seconda se siamo in presenza di depositi granulari o coesivi, con altezza massima di ogni fronte di 5m e banca di larghezza 2m. Le scarpate in roccia vengono protette mediante rafforzamento corticale con reti, funi e chiodi, quest'ultimi di lunghezza 6.0m e disposti con maglia 2.5mx2.5m. I chiodi sono costituiti da barre di armatura $\phi 30$. Le scarpate in terreno vengono protette mediante intervento di consolidamento in soil nailing e spritz-beton armato di spessore 20cm.

PROTEZIONE SCAVO - SEZIONE TS-B
SCALA 1:100

SCAVO 5:1 IN MARNA FUCOIDE
CON INTERVENTO DI RETI E CHIODI

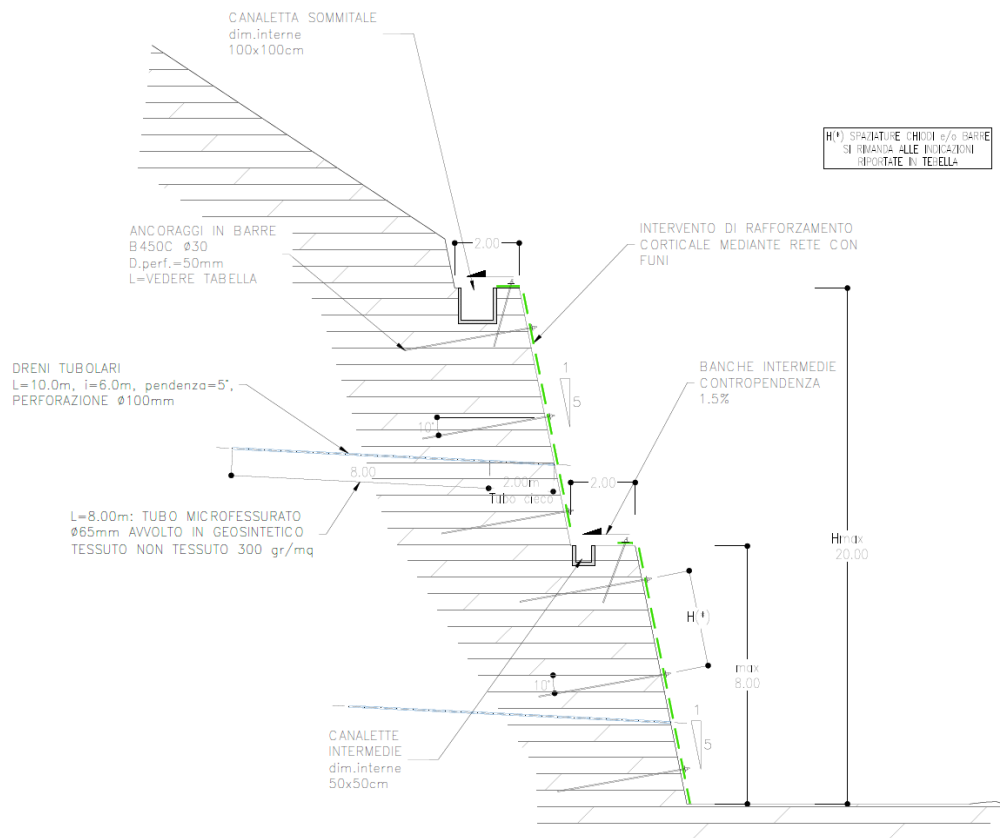


Figura 5.3 Sezione tipo scavo in marna fucoide TS-B

PROTEZIONE SCAVO - SEZIONE TS-C1 / TS-C2
SCALA 1:100

SCAVO IN ROCCIA CALCAREA 5:1 CON RETI E CHIODI
E PRESENZA DI COPERTURA PROTETTA CON SOIL NAILING

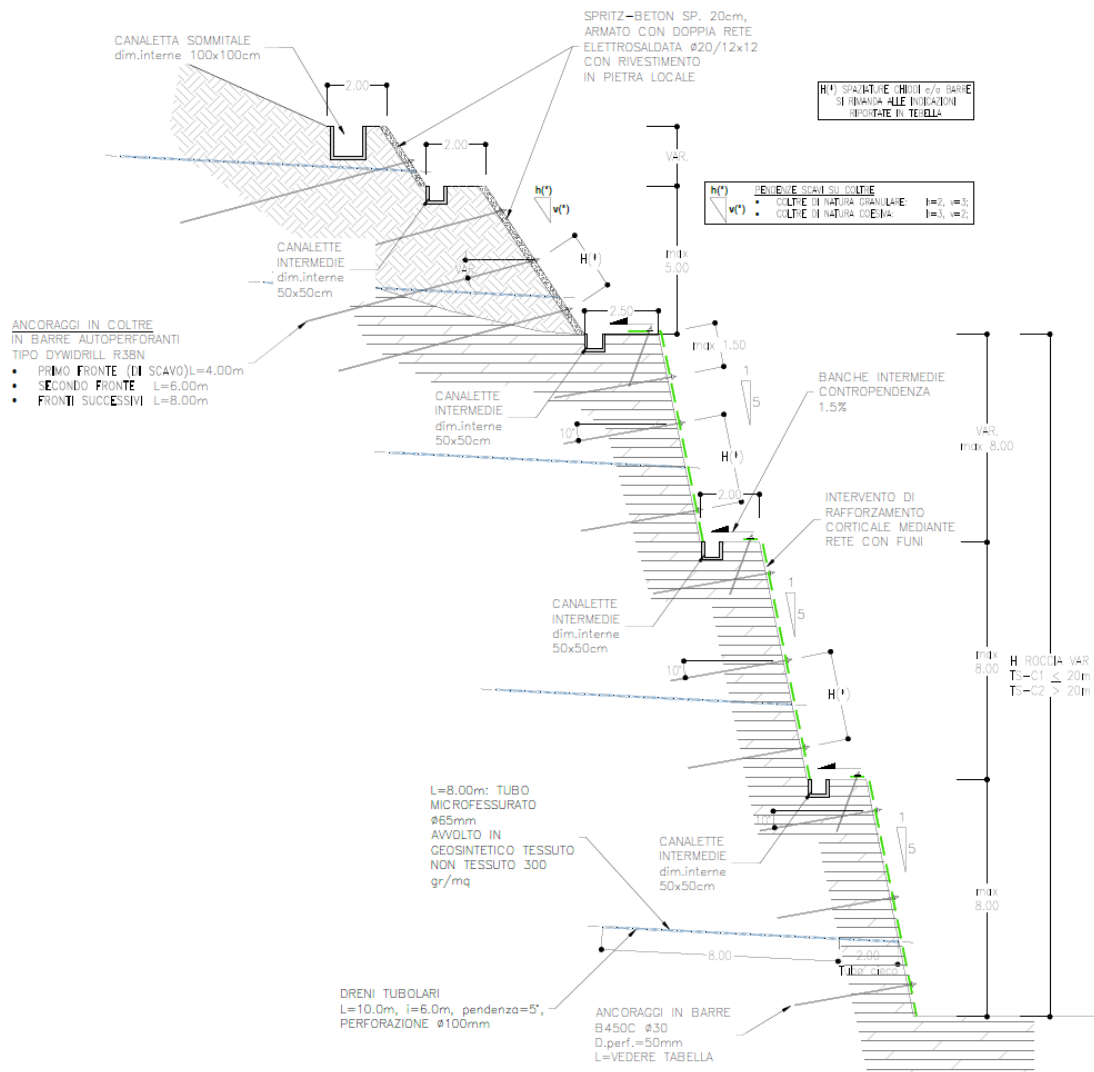


Figura 5.4 Sezione tipo scavo in roccia calcarea con copertura TS-C

PROTEZIONE SCAVO - SEZIONE TS-D
SCALA 1:100

SCAVO 2:1 IN MARNE TENERE (FORMAZIONI DI BISCIARO, SCAGLIA CINEREA, SCHLIER)
O ROCCIA CALCAREA ALTAMENTE FRATTURATA (RQD<20), CON INTERVENTO DI SOIL NAILING
H_{max}=16m

H(*) SPAZTURE CHIODI s/s BARRI
SI RIFERISCA ALLE INDICAZIONI
RIPORTATE IN TABELLA

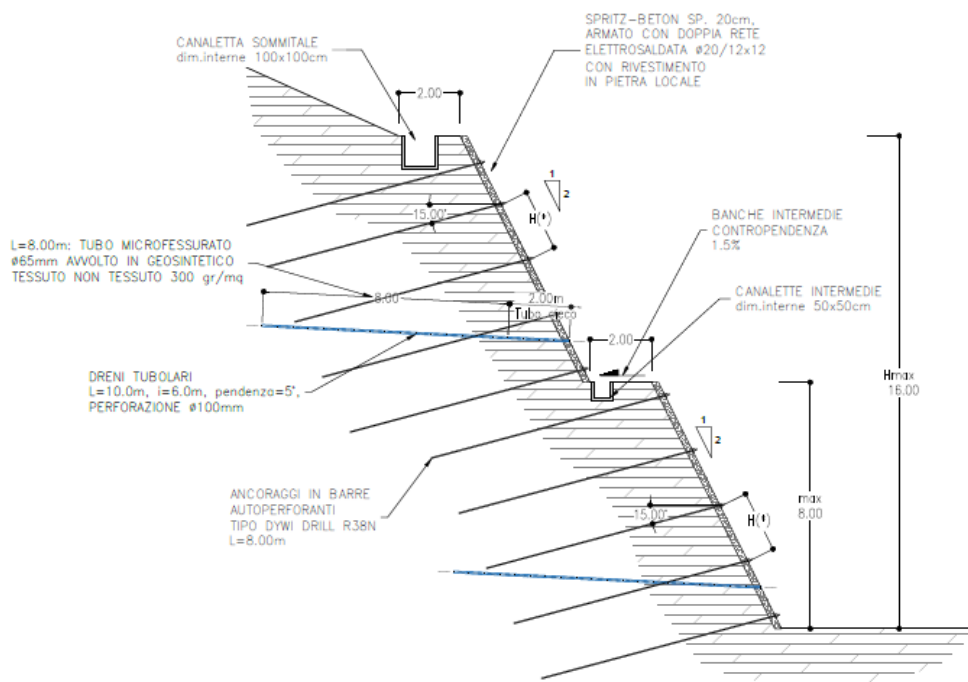


Figura 5.5 Sezione tipo scavo in marne tenere TS-D

PROTEZIONE SCAVO - SEZIONE TS-E
SCALA 1:100

SCAVO 3:2 IN TERRENO GRANULARE
CON INTERVENTO DI SOIL NAILING
Hmax=16m

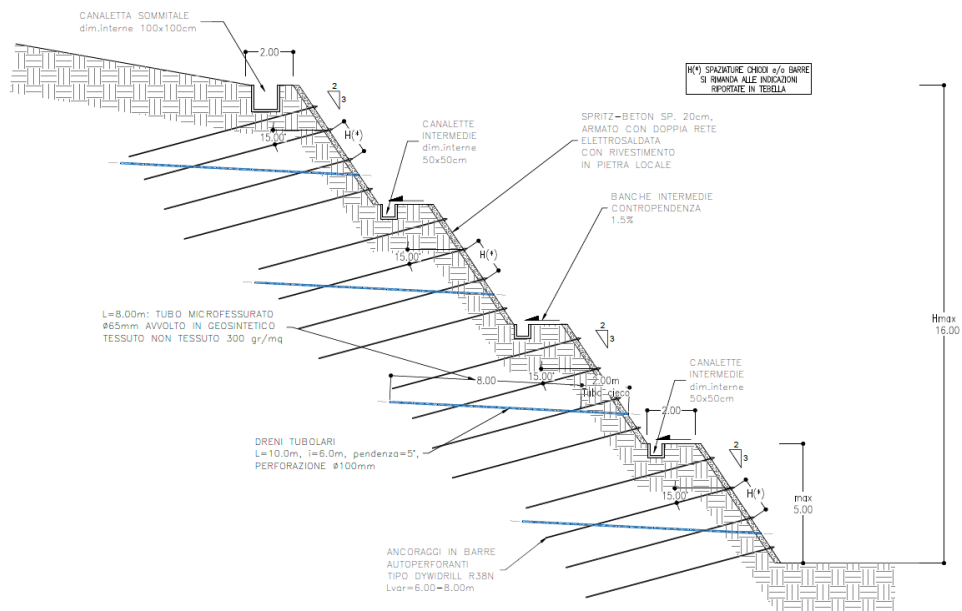


Figura 5.6 Sezione tipo scavo in deposito granulare TS-E

	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 27 di 81

6 CARICHI DI PROGETTO

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

- Carico rappresentativo del pacchetto stradale (SLE-SLU).
- Sovraccarico rappresentativo del traffico stradale (SLU)
- Azione sismica per le analisi di stabilità. (SLU)

Per quanto riguarda il pacchetto stradale, laddove presente, si considera uno spessore della piattaforma stradale di circa 0.30 m per un peso dell'unità di volume del materiale costituente la piattaforma di 22 kN/m³.

Il sovraccarico da traffico stradale è stato valutato come carico uniformemente distribuito pari a 20kPa.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si rimanda al paragrafo 4.2 del presente documento.

Tali carichi e sovraccarichi sono stati inseriti nelle diverse verifiche agli SLU (statiche e sismiche) applicando laddove necessario gli opportuni coefficienti parziali di amplificazione come previsti dalla Normativa vigente, mentre per le verifiche SLE sono stati considerati i soli carichi permanenti come da manuale di progettazione.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 28 di 81

7 APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE ALLO SLE

Le verifiche geotecniche allo Stato Limite di Esercizio hanno riguardato il calcolo dei cedimenti del rilevato.

Per l'esecuzione delle verifiche, sono state selezionate alcune sezioni di calcolo ritenute rappresentative delle condizioni maggiormente critiche per la tratta in esame, in funzione sia della geometria del rilevato sia delle caratteristiche del modello geotecnico in corrispondenza delle sezioni prescelte (i modelli geotecnici di riferimento, sono definiti nella Relazione Geotecnica).

7.1 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

7.1.1 Modello di calcolo

Il calcolo dei cedimenti è stato sviluppato utilizzando il modello “edometrico” che consiste, suddiviso idealmente il terreno di fondazione in strati elementari entro i quali le caratteristiche del terreno possono considerarsi uniformi, nel sommare il contributo ai cedimenti sulla verticale individuata dei singoli straterelli elementari mediante la formula:

$$s = \sum_i (\Delta\sigma_{vi} \times \Delta H_i / E_i)$$

In cui:

$\Delta\sigma_{vi}$ = incremento medio della pressione verticale dovuto al carico del rilevato nello straterello i-esimo

ΔH_i = spessore dello straterello i-esimo considerato

E_i = modulo edometrico medio nello straterello i-esimo

Nel caso di strati di terreno incoerente si è fatto riferimento al modulo elastico E valutato secondo le indicazioni di Berardi e Lancellotta.

La sommatoria viene estesa fino ad una profondità per cui l'incremento di pressione verticale dovuta al carico del rilevato risulta inferiore al 15 % della pressione verticale efficace agente alla medesima profondità prima della applicazione del carico.

L'incremento di pressione verticale lungo la verticale considerata è stato calcolato utilizzando le formule del semispazio elastico utilizzando la soluzione di Steinbrenner che fornisce l'andamento con la profondità delle pressioni verticali in corrispondenza dello spigolo di un'area rettangolare infinitamente flessibile. Questa soluzione si presta, mediante la sovrapposizione degli effetti, al calcolo, con ottima accuratezza, dell'andamento dei carichi

	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 29 di 81

dovuti ad aree di carico di differente geometria, o anche dovute a più aree di carico fra loro prossime, lungo una qualsiasi verticale.

La sezione del rilevato è stata approssimata mediante una serie di aree rettangolari il cui volume corrisponde esattamente al volume del rilevato che rappresentano. Ciascun rettangolo rappresenta un carico pari all'area dello stesso moltiplicato per il peso di volume del terreno che rappresenta, distribuito sulla sua larghezza ed applicato al livello del piano di imposta. Anche gli eventuali carichi uniformi distribuiti vengono schematizzati nel medesimo modo. Questi rettangoli sono considerati estendersi sia prima che dopo la sezione di calcolo per una lunghezza pari ad almeno 1.5 volte la profondità di influenza del carico valutata come sopra indicato al fine di simulare nella verticale di carico una situazione "piana" cioè un rilevato di lunghezza indefinita.

Per ogni sezione di cui si è effettuato il calcolo del cedimento la relativa schematizzazione adottata viene presentata nel paragrafo specifico.

Nelle tabelle riepilogative dei parametri relativi alle singole verifiche, sono riportati di volta in volta:

- Stratigrafia con unità geotecnica e relativo spessore
- Peso specifico γ
- Modulo edometrico E_{ed}
- Coefficiente di consolidazione c_v
- Coefficiente di consolidazione secondaria c_α

7.1.2 Modello di calcolo del processo di consolidazione

Il calcolo dei cedimenti interessa, in funzione della stratigrafia di riferimento, formazioni geotecniche di tipo incoerente e coesivo. Nei primi il fenomeno di addensamento delle particelle per effetto dei carichi avviene in maniera rapida, per cui le aliquote di cedimento dovute ai livelli incoerenti vengono considerate praticamente contemporanee alla costruzione del rilevato stesso. Viceversa per i materiali coesivi saturi il raggiungimento di una struttura più compatta implica un processo di espulsione dell'acqua contenuta negli spazi fra le particelle che, data la bassa permeabilità di questi materiali, può essere molto lungo.

La valutazione del tempo necessario per lo sviluppo di tale processo di consolidazione è stata effettuata con riferimento al modello della consolidazione monodimensionale edometrica. Tale modello assume che negli strati

coesivi all'applicazione dei carichi sorgano delle pressioni in eccesso rispetto al livello piezometrico circostante che bilanciano l'effetto del carico applicato in una condizione di permanenza del volume totale del mezzo. Tali pressioni danno luogo ad un processo di filtrazione che si suppone esclusivamente verticale, in una o due direzioni in funzione delle condizioni al contorno dello strato considerato.

Le soluzioni di questo processo di filtrazione e quindi di consolidazione del terreno sono espresse in termini di grado di consolidazione medio U_m , inteso come rapporto fra la pressione media iniziale e quella ad un generico tempo t tramite il fattore di tempo adimensionale T_v definito come:

$$T_v = c_v t/H^2$$

Si ipotizza inoltre che il grado di consolidazione medio U_m espresso in percentuale, sia uguale alla percentuale di cedimento di consolidazione raggiunta.

La soluzione di tale processo di filtrazione espressa in forma tabellare è riportata nella seguente

U_m	T_v
5	0.0017
10	0.0077
15	0.0177
20	0.0314
25	0.0491
30	0.0707
35	0.0962
40	0.126
45	0.159
50	0.196
55	0.238
60	0.286
65	0.342
70	0.403
75	0.477
80	0.567
85	0.684
90	0.848
95	1.129
100	∞

Tabella 7-1: Correlazione fra grado di consolidazione e fattore tempo adimensionale

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 31 di 81

Le soluzioni qui esposta fa riferimento alla ipotesi di drenaggio in una sola direzione, ipotizzando che lo strato in fase di considerazione sia delimitato da uno strato permeabile da un solo lato. In caso di drenaggio sia superiore che inferiore è sufficiente considerare come altezza H la metà dello spessore reale dello strato in fase di consolidazione.

7.1.3 Modello di calcolo del cedimento secondario

La prova di compressione edometrica mostra che una volta che il processo di consolidazione è pressoché terminato, teoricamente questo non termina che a tempo infinito, il cedimento continua ad aumentare ma con modalità diverse. L'evoluzione di questa aliquota di cedimento, indicato come cedimento secondario S_s , può essere rappresentato mediante la seguente espressione:

$$S_s = c_\alpha H \text{Log}_{10} (t/t_{100})$$

in cui t è il tempo dalla applicazione del carico e t_{100} è il tempo in cui si considera il fenomeno della consolidazione virtualmente concluso. Tale coefficiente di consolidazione secondaria viene determinato dalla curva cedimenti verso il logaritmo del tempo della prova edometrica individuando l'inclinazione del tratto finale rettilineo. Per la determinazione del coefficiente si è fatto riferimento al modulo della prova edometrica emesso dal laboratorio geotecnico ed alla retta dal laboratorio stesso individuata nel diagramma semilogaritmico cedimenti-tempo relativa al carico più prossimo al carico di preconsolidazione individuato.

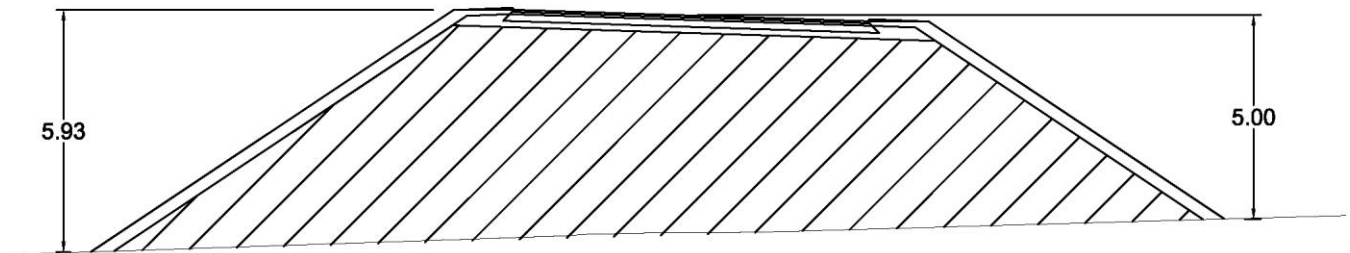
7.1.4 Risultati analisi cedimenti rilevato

Nel presente paragrafo si riporta l'analisi dei cedimenti del rilevato facente parte della viabilità NV07 in corrispondenza della progressiva 0+500. L'altezza del rilevato rispetto al piano campagna attuale è pari a 5.30 m.

La sezione sottoposta al calcolo dei cedimenti e la sua schematizzazione sono rappresentate nella seguente Figura 7.1. Come risulta evidente la schematizzazione risulta del tutto aderente alla sezione reale.

Poiché il tratto di rilevato termina con un cavalcavia, si è considerato non un rilevato indefinito ma semi-indefinito collocando la sezione di calcolo dei cedimenti a 10 m dalla spalla del cavalcavia, dove si risente poco della interruzione del rilevato e la sua altezza è ancora prossima alla massima.

Geometria sezione reale



Schema di calcolo

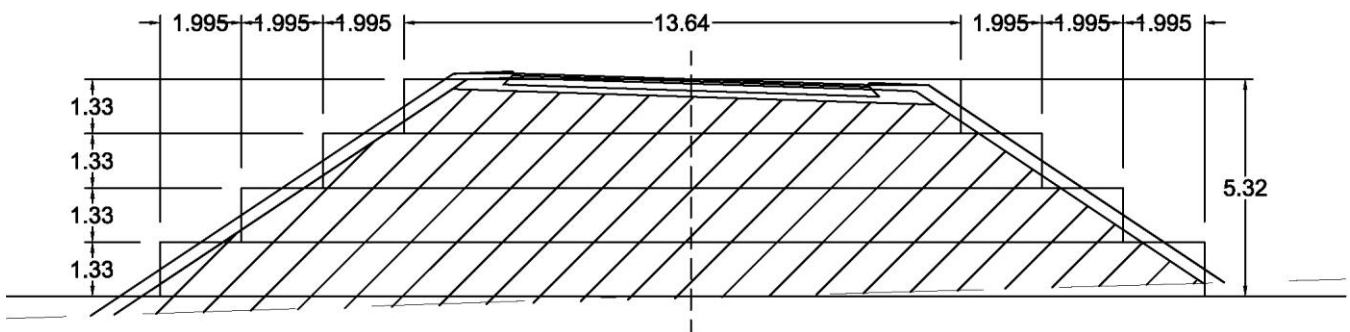


Figura 7.1 Sezione del rilevato reale e schematizzazione di calcolo

La stratigrafia di riferimento per l'analisi corrisponde a quella del sondaggio FCL36, ubicato proprio in prossimità della sezione considerata. Tale stratigrafia ed i parametri adottati per i diversi strati sono riportati nella seguente Tabella 7-2.

Strato	profondità	Descrizione	γ (kN/m ³)	E (MPa)	c_v (cm ² /s)	c_α (-)
1	da 0.0 a 0.9 m	Terreno vegetale (sostituito da bonifica con terreno granulare)	20.0	40.0	-	-
2	da 0.90 a 2.4 m	Limo argilloso debolmente sabbioso	20.0	11.0		
3	da 2.4 a 3.5 m	Ghiaia e sabbia in matrice limosa	20.0	30.0	-	-
4a	da 3.5 a 4.0 m	Argilla limoso sabbiosa	20.0	11.0	$3.54 \cdot 10^{-4}$	$1.5 \cdot 10^{-3}$
4b	da 4.0 a 10.0 m	Argilla limoso sabbiosa	20.0	7.5	$3.54 \cdot 10^{-4}$	$1.5 \cdot 10^{-3}$
5	da 10.0 a 12.5 m	Ghiaia e sabbia in matrice limosa	20.0	100	-	-
6	da 12.5 a 27.0 m	Argilla marnosa	22.0	110	$3.54 \cdot 10^{-4}$	$1.5 \cdot 10^{-3}$
7	da 27.0 m	Marna mediamente resistente	24.0	220	$3.54 \cdot 10^{-4}$	$1.5 \cdot 10^{-3}$

Tabella 7-2: Stratigrafia di riferimento e parametri geotecnici adottati

Per gli strati 6 e 7 i valori del modulo edometrico sono stati desunti dai risultati della prova Down Hole effettuata in corrispondenza del sondaggio di riferimento, FCL36, assumendo un valore cautelativo pari ad 1/10 del modulo elastico desunto dalla velocità delle onde di taglio.

I coefficienti di consolidazione primaria e secondaria degli strati 2 e 4 sono stati desunti dai risultati della prova edometrica effettuata sul campione prelevato nello stesso sondaggio FCL36, campione CII.

Il livello della falda è stato individuato a 6.00 m dal piano campagna.

Nelle successive Figura 7.2 e Figura 7.3 sono riportati rispettivamente i diagrammi dell'incremento di carico e lo sviluppo dei cedimenti con la profondità lungo la verticale di calcolo.

Dalla figura emerge come la profondità di influenza così come definita precedentemente, risulta inferiore alla profondità del tetto della marna.

Distribuzione delle sollecitazioni con la profondità

Incremento di pressione verticale (kPa)

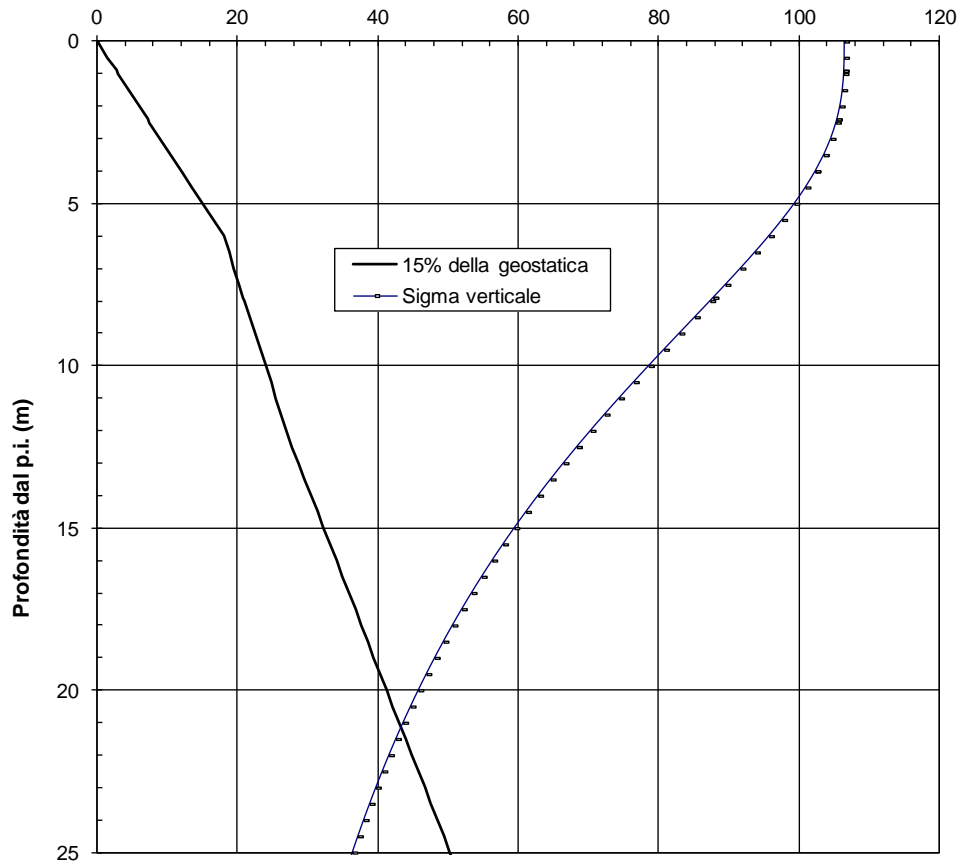


Figura 7.2 Andamento degli incrementi di pressione con la profondità

Distribuzione dei cedimenti con la profondità

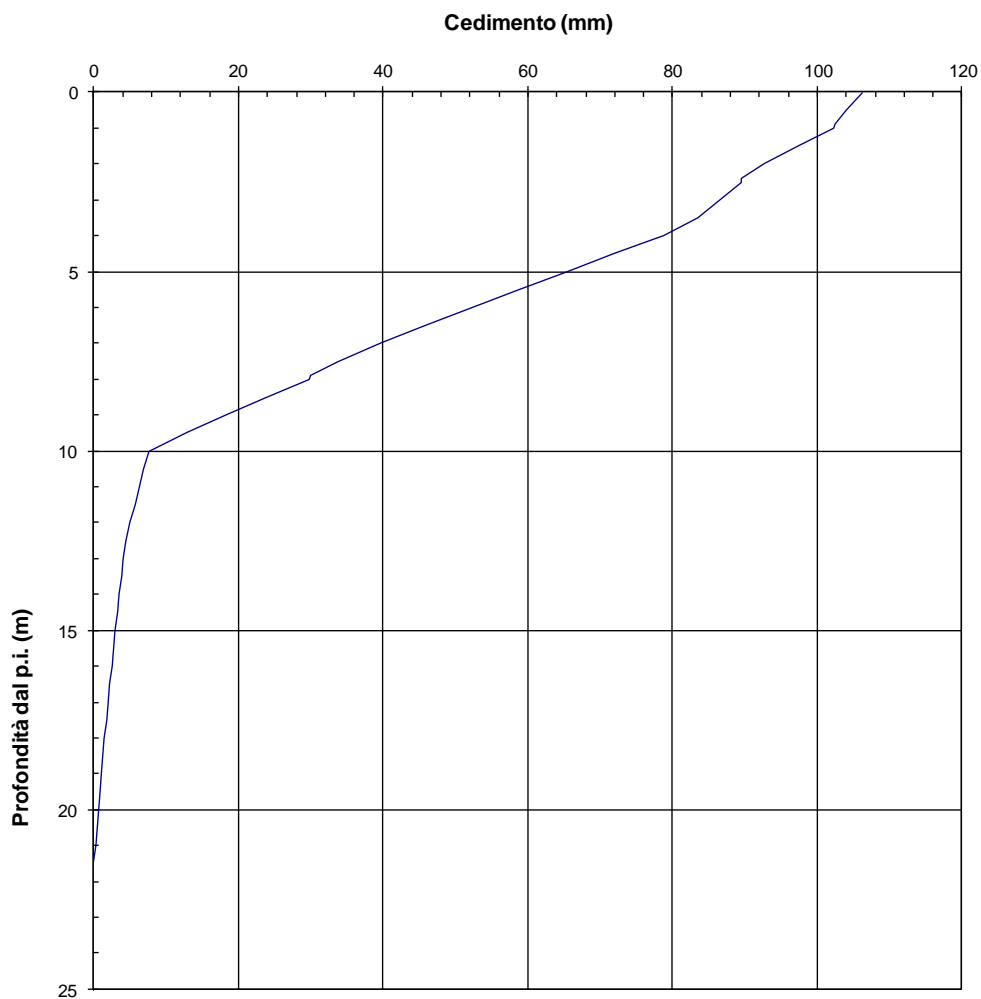


Figura 7.3 Sezione del rilevato reale e schematizzazione di calcolo

Il cedimento totale complessivo è risultato pari a 10.6 cm. Di questo cedimento la parte attribuibile agli strati 1, 3 e 5 sono da considerare quali cedimenti immediati, mentre il contributo congiunto degli strati 2, 4 e 6, essendo materiali coesivi, potranno dar luogo ad un cedimento differito. I singoli contributi degli strati son i seguenti:

Strato 1 – Bonifica da 0.0 m a 0.90 m	3.8 mm
Strato 2 – Limo argilloso debolmente sabbioso	12.9 mm
Strato 3 – Ghiaia e sabbia in matrice limosa	6.2 mm
Strato 4° e 4b – Argilla limoso sabbiosa	75.8 mm

Strato 5 – Ghiaia e sabbia in matrice limosa	3.2 mm
Strato 6 – Argilla	4.4 mm
Strato 7 - Formazione calcarea (Calcilutite biancastra)	non raggiunta da incremento di tensione significativo

Abbiamo quindi:

cedimento immediato = $3.8+6.2+3.2 = 13.2$ mm

cedimento di consolidazione = $12.9+75.8+4.4 = 93.1$ mm

Poiché gli strati soggetti a consolidamento sono tre, di cui i primi due, 2 e 4 sono fra loro separati da livelli altamente permeabili, avranno due processi di consolidazione paralleli, mentre lo strato 6, essendo confinato inferiormente dalla formazione lapidea, avrà possibilità di consolidare unicamente verso la sommità dello strato. Ovviamente ciascuno di questi processi di consolidazione si svilupperanno parallelamente ma ciascuno con tempistiche diverse.

L'andamento del coefficiente di consolidazione U_m in funzione del tempo, valutato in base alle espressioni di cui al paragrafo 7.1.2 ed alle caratteristiche indicate nella Tabella 7-2 è rappresentato nella Figura 7.4 per ciascuno degli strati coesivi presenti sotto il rilevato.

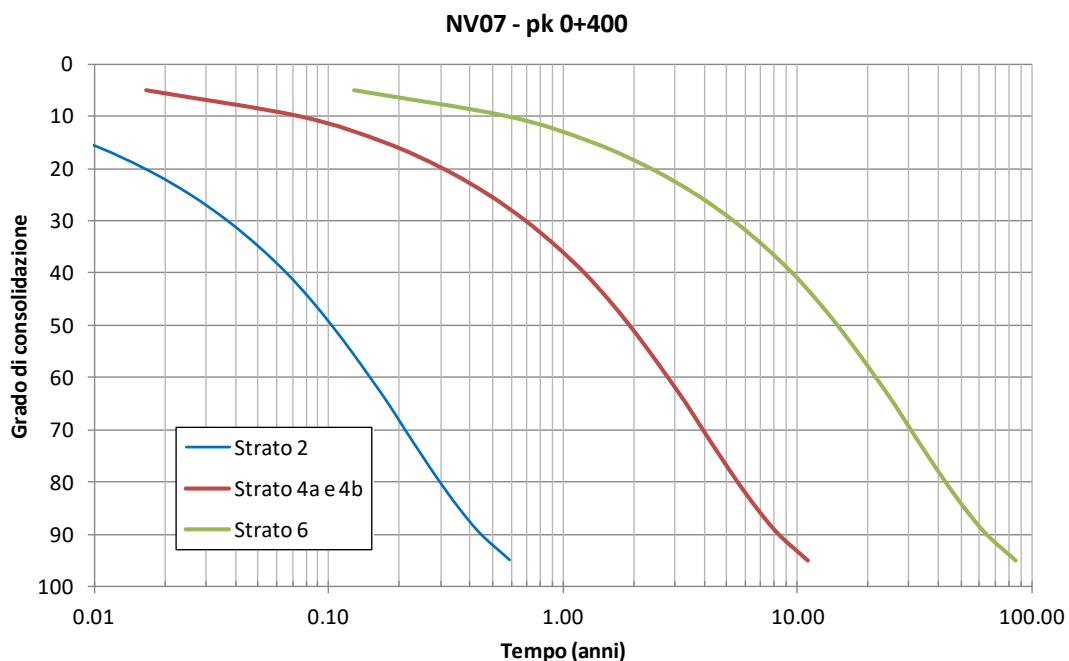


Figura 7.4 Evoluzione del grado di consolidazione negli anni a partire dalla data di completamento del rilevato

Il grado di consolidazione U M del 95% viene raggiunto rispettivamente in 7 mesi per lo strato 2, in 11 anni per lo strato 4 e richiederebbe 85 anni per lo strato 6.

La somma dei tre fenomeni di consolidamento che procedono parallelamente ma con velocità diversa e del successivo sviluppo del cedimento secondario in prossimità del termine della consolidazione, valutato secondo le modalità indicate nel paragrafo 7.1.3 è sintetizzato nella seguente Tabella 7-3 ove si riportano solo i cedimenti al netto del cedimento immediato che è pari a 1.3 cm.

Tempo da fine costruzione	Strato	Cedimento primario (cm)	Cedimento secondario (cm)	Totale (cm)	Differenza (cm)
6 mesi	1	1.19	0	1.19	
	2	1.93	0	1.93	
	3	0.04	0	0.04	
	somma	3.16	0	3.16	
37.5 anni	1	1.28	0.40	1.74	
	2	7.55	0.50	8.05	
	3	0.76	0.50	1.26	
	somma	9.59	1.40	10.99	7.83 < 10 cm
75 anni	1	1.29	0.43	1.72	
	2	7.56	0.80	8.36	
	3	0.93	0.41	1.34	
	somma			11.42	0.43 < 10 cm

Tabella 7-3: Decorso dei cedimenti di consolidazione e secondari

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0F	02R	CL	GE006002	A	38 di 81

8 APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE ALLO SLU

Le verifiche geotecniche allo Stato Limite Ultimo riguardano il calcolo della stabilità globale dei rilevati e delle trincee con interventi di protezione delle scarpate; sono state condotte verifiche sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche. In presenza di terreni coesivi, le verifiche statiche sono state eseguite sia in condizioni drenate sia in condizioni non drenate, le verifiche sismiche in condizioni non drenate.

Per l'esecuzione delle verifiche sono state selezionate n.1 sezione di calcolo per i rilevati stradali e n.5 sezioni di calcolo per le trincee con interventi di protezione delle scarpate, ritenute le maggiormente rappresentative delle condizioni critiche. Le sezioni di calcolo sono state selezionate all'interno del Lotto 2.

I modelli di calcolo implementati sono i seguenti (con H si intende l'altezza del corpo in terra o l'altezza di scavo):

- Modello ID1: rilevato stradale di altezza $H=6.0$ m (per la verifica di stabilità si considera cautelativamente il rilevato simmetrico di altezza pari all'altezza della banca massima, sezione di riferimento viabilità NV07 pk 0+500).
- Modello ID2: trincea in roccia con intervento di reti e chiodi di altezza $H=24$ m (tipologico TS-A, sezione di riferimento viabilità NV03 pk 0+020).
- Modello ID3: trincea in marna a fucoidi con intervento di reti e chiodi di altezza cautelativa $H=20$ m (tipologico TS-B, sezione di riferimento viabilità NV02 pk 0+200).
- Modello ID4: trincea in roccia (con intervento di reti e chiodi) con copertura (intervento di soil nailing) di altezza totale $H=50$ m (tipologico TS-C, sezione di riferimento viabilità NVP1 pk 0+000).
- Modello ID5: trincea in roccia calcarea altamente fratturata con intervento di soil nailing di altezza di calcolo $H=16$ m (tipologico TS-D, sezione di riferimento viabilità NV04 pk 0+200).
- Modello ID6: trincea in depositi alluvionali granulari con intervento di soil nailing di altezza di calcolo cautelativa $H=20$ m (tipologico TS-E, sezione di riferimento viabilità NV03 pk 0+450).

Gli schemi di calcolo sono presentati nelle seguenti figure.

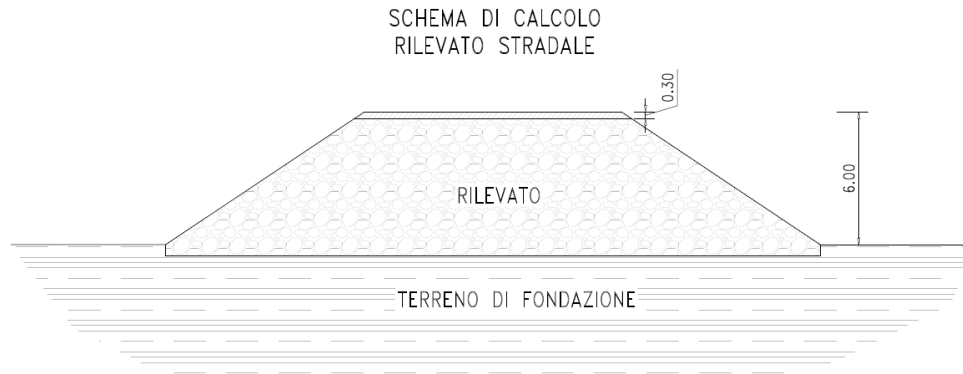


Figura 8.1 Schema di calcolo modello ID1 (rilevato stradale)

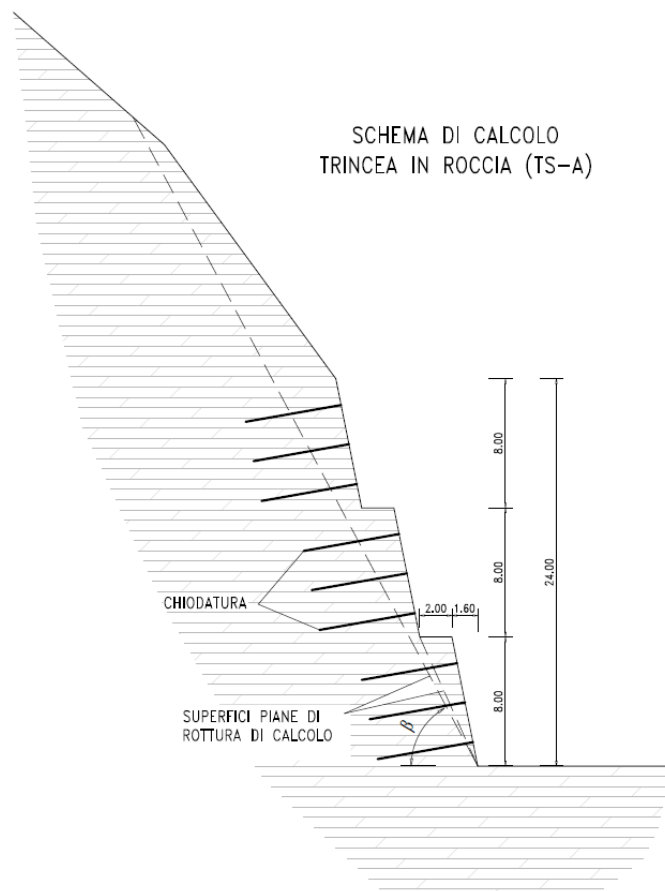


Figura 8.2 Schema di calcolo modello ID2 (trincea in roccia calcarea)

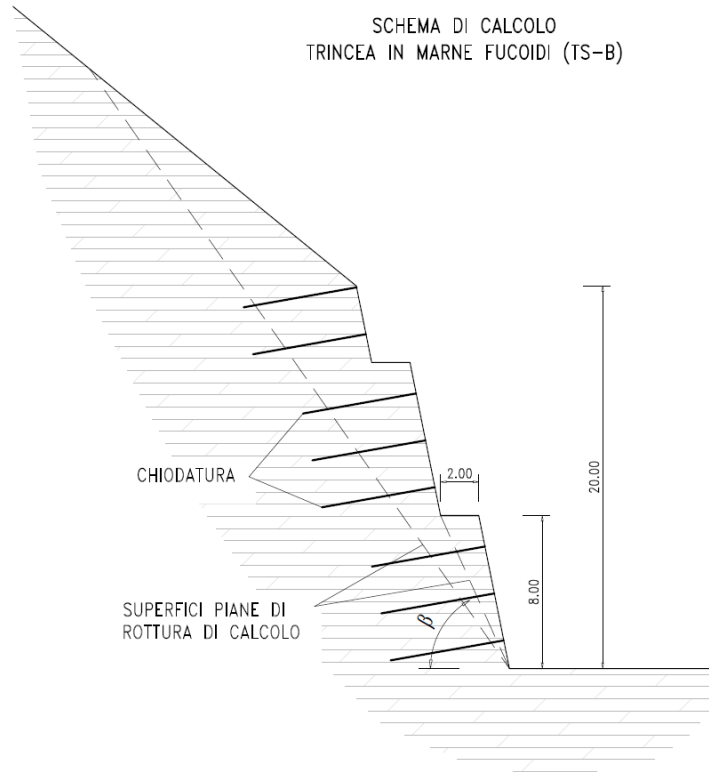


Figura 8.3 Schema di calcolo modello ID3 (trincea in marna a fucoidi)

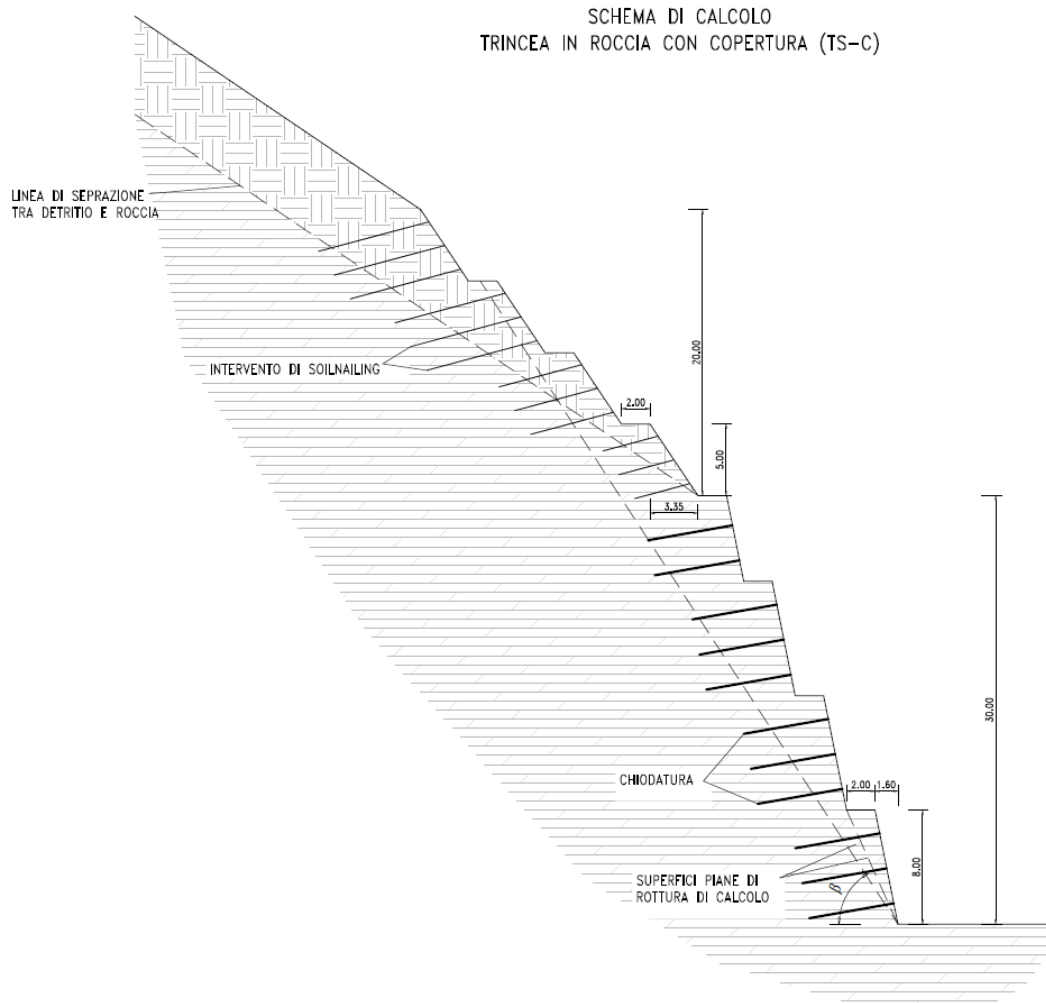


Figura 8.4 Schema di calcolo modello ID4 (trincea in roccia calcarea con copertura)

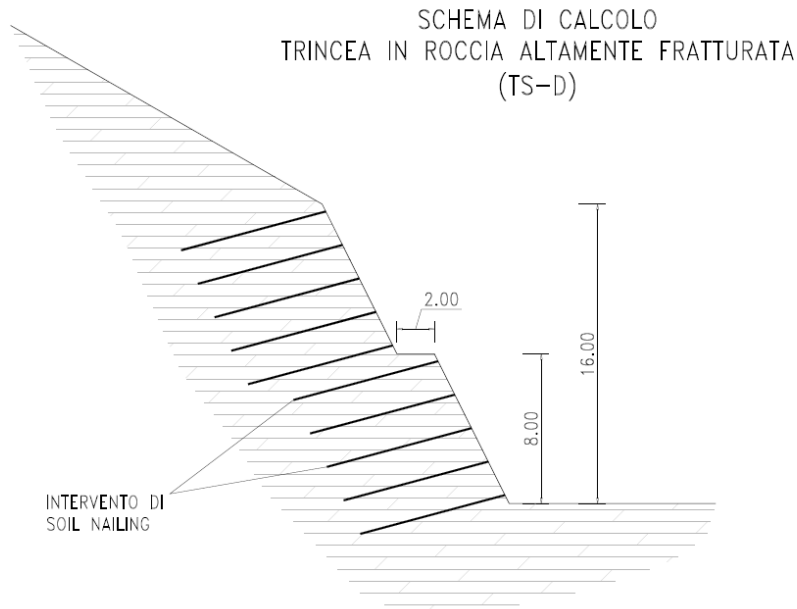


Figura 8.5 Schema di calcolo modello ID5 (trincea in roccia altamente fratturata con soil nailing)

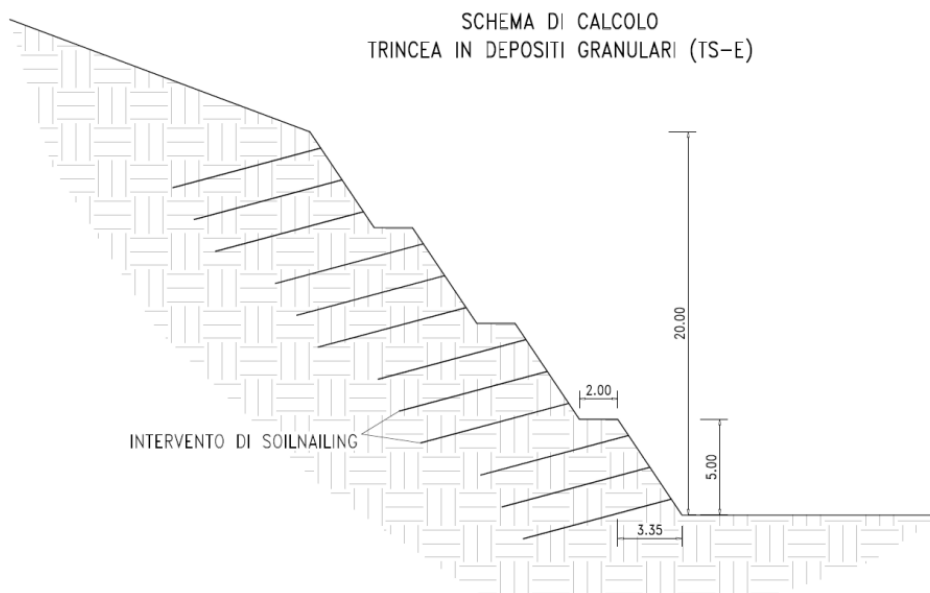


Figura 8.6 Schema di calcolo modello ID6 (trincea in depositi granulari con soil nailing)

8.1 Metodologia di verifica adottata

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Il coefficiente di sicurezza a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie e quella effettivamente mobilitata:

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

Il codice Slope/W è stato utilizzato nel presente documento per condurre le analisi di stabilità sia in campo statico che in campo sismico (adottando il metodo pseudo-statico) costituenti le verifiche SLU richieste dalla Normativa per le opere in terreni sciolti. Per le analisi di stabilità è stato impiegato il metodo di Morgenstern&Price.

Nelle analisi sono state escluse, perché considerate non significative, le superfici di rottura corticali (con profondità minori di 1m ca.). A tal proposito si sottolinea che, nei calcoli, a favore di sicurezza, non è stato preso in conto in alcun modo l'effetto che la finitura delle scarpate darà necessariamente, in termini di coesione efficace, allo strato più superficiale delle scarpate.

Sono stati inoltre considerati i soli meccanismi globali, ovvero quelli che interessano oltre al corpo del rilevato anche il terreno di base sottostante. I meccanismi locali, ovvero legati al solo corpo del rilevato, sono stati considerati intrinsecamente verificati una volta rispettate le prescrizioni di normativa e dei manuali di riferimento per la progettazione degli stessi.

Per quanto riguarda la forma delle superfici di scivolamento da analizzare sono state considerati archi di cerchio entranti e uscenti in posizioni note per le analisi di stabilità delle scarpate in terreni o in ammassi rocciosi teneri o molto fratturati, tanto da poter far riferimento ad un continuo equivalente, ed a superfici di scivolamento lineari, passanti per il piede della scarpata, nelle analisi in ammassi rocciosi competenti dove lo scivolamento avviene su discontinuità/giunti preesistenti, con inclinazioni inferiori a quelle del fronte di scavo. In questo caso per definire l'inclinazione delle superfici di scivolamento si è fatto riferimento ai risultati dei rilievi geostrutturali eseguiti in prossimità della sezione in esame.

Per quanto riguarda la modellazione degli ammassi rocciosi teneri o molto fratturati con continuo equivalente si è fatto riferimento al criterio di rottura di Hoek-Brown, da cui:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

$$m_b = m_i \exp \frac{(GSI - 100)}{(28 - 14D)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)$$

Dove

σ_1, σ_3 = tensioni principali massima e minima

σ_{ci} = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta

m_i = proprietà della roccia intatta

GSI = Geological Strength Index (0-100)

D = fattore di disturbo dell'ammasso roccioso (0-1)

La resistenza a taglio τ dell'ammasso roccioso equivalente è data quindi dalla seguente relazione:

$$\sigma_{ratio} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = 1 + a m_b \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}$$

$$\sigma_n = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) - \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \times \left(\frac{\sigma_{ratio} - 1}{\sigma_{ratio} + 1} \right)$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{\sqrt{\sigma_{ratio}}}{\sigma_{ratio} + 1}$$

Per quanto riguarda invece la modellazione degli ammassi rocciosi competenti, le caratteristiche di resistenza del giunto vanno in questo caso definite sulla base delle schede dei rilievi geomeccanici secondo una legge di resistenza tipo Barton-Bandis:

$$\tau = \sigma_n' \cdot \tan \left[(\text{JRC}_0) \cdot \log \left(\frac{\text{JCS}_0}{\sigma_n'} \right) + \phi_b' \right]$$

dove:

- JRC0 (Joint Roughness Coefficient) è la scabrezza della superficie di discontinuità, valutata in laboratorio confrontando il profilo di scabrezza;
- JCS0 (Joint Compression Strength) è la resistenza a compressione della superficie di discontinuità; per superfici integre JCS0 = σ_c (resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta);
- ϕ_b' è l'angolo di resistenza al taglio di base da determinarsi mediante prove su superfici piane e lisce

8.2 Codici di calcolo utilizzati – Slope\W

Slope/W è un codice di calcolo dedicato allo studio della stabilità dei pendii che permette di calcolare il fattore di sicurezza dei pendii in terreno e in roccia. Il codice Slope/W utilizza il metodo dell'equilibrio limite e permette di prendere in considerazione superfici di scorrimento definite in diversi modi, condizioni stratigrafiche e idrostratigrafiche complesse mediante l'utilizzo di diversi modelli costitutivi per i materiali e condizioni di pressioni neutre variabili. Sono inoltre utilizzabili diversi metodi di analisi e possono essere applicate condizioni di carico di vario tipo.

8.3 Schematizzazione dell'intervento di reti e chiodi

L'intervento di rafforzamento corticale mediante reti e chiodi è previsto per gli scavi in roccia con pendenza 5(V):1(H). Ai fini dei calcoli di stabilità lungo le superfici piane di rottura, i chiodi vengono modellati all'interno del programma di calcolo mediante gli elementi *nail*, a cui sono assegnati le seguenti proprietà:

Resistenza a trazione chiodo $F_{y,k} = 317 \text{ kN}$

Fattore di riduzione a trazione $\gamma_m = 1.05$

Resistenza a taglio chiodo $V_{R,k} = 183 \text{ kN}$

Fattore di riduzione a taglio $\gamma_m = 1.05$

Diametro di aderenza ancoraggio $D_e = 50 \text{ mm}$

Tensione di aderenza $\tau_{lim} = 400 \text{ kPa}$ (in roccia calcarea)

$\tau_{lim} = 300 \text{ kPa}$ (in marna fucoide)

Fattore di riduzione a sfilamento $\gamma_R = 2.16 (1.80 \times 1.20)$

Interasse orizzontale ancoraggi $i = 2.5 \text{ m}$ (per roccia calcarea $H_{tot} > 20\text{m}$ e per marna fucoide)

Preliminarmente, il valore di aderenza bulbo-roccia è stato assunto sulla base delle indicazioni fornite in letteratura [DC2]. Tale valore è da intendersi cautelativo e comunque congruente con i valori di resistenza a compressione monoassiale della roccia ed i valori RQD riscontrati.

8.4 Schematizzazione dell'intervento di soil nailing

L'intervento di consolidamento delle scarpate con soil nailing nelle trincee in presenza di deposito viene modellata all'interno del programma di calcolo mediante gli elementi *nail*, a cui sono assegnati le seguenti proprietà

Resistenza a trazione chiodo $F_{y,k} = 400 \text{ kN}$

Fattore di riduzione a trazione $\gamma_m = 1.05$

Resistenza a taglio chiodo $V_{R,k} = 145 \text{ kN}$

Fattore di riduzione a taglio $\gamma_m = 1.05$

Diametro di aderenza ancoraggio $D_e = 50 \text{ mm}$

Tensione di aderenza $\tau_{lim} = 50 \text{ kPa}$ (in deposito)

$\tau_{lim} = 400 \text{ kPa}$ (in roccia calcarea)

Fattore di riduzione a sfilamento $\gamma_R = 2.16 (1.80 \times 1.20)$

Interasse orizzontale ancoraggi $i = 2.0 \text{ m}$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA												
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IR0F</td> <td>02R</td> <td>CL</td> <td>GE006002</td> <td>A</td> <td>47 di 81</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IR0F	02R	CL	GE006002	A	47 di 81
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IR0F	02R	CL	GE006002	A	47 di 81								

Preliminarmente, il valore di aderenza bulbo-terreno è stato assunto sulla base delle indicazioni fornite in letteratura [DC2]. Tale valore è da intendersi cautelativo e comunque congruente con i parametri di resistenza al taglio riscontrati.

8.5 Verifiche allo SLU

Le verifiche SLU della stabilità globale sono state condotte tramite il codice di calcolo Slope/W. Le combinazioni di carico adottate nelle analisi fanno riferimento, come introdotto al par. 3, rispettivamente ai coefficienti parziali (A2+M2) per le analisi in campo statico e ai valori caratteristici per le analisi sismiche.

Come da NTC 2018, la verifica SLU di stabilità globale è soddisfatta se in condizioni statiche è verificata la relazione:

$$FS \geq R2=1.1$$

In condizioni sismiche deve invece valere:

$$FS \geq R2=1.2$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 48 di 81

8.5.1 Modello di calcolo ID1 – Risultati analisi di stabilità globale

Si analizza la sezione di rilevato stradale avente altezza più rappresentativa.

Per la sezione di calcolo in oggetto si considera la seguente stratigrafia e parametrizzazione geotecnica.

Strato	profondità	Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_u (kPa)
1	-	Pacchetto stradale	22.0	0	35	-
2	-	Rilevato stradale	19.0	0	35	-
3	da 0.0 a 4.0 m	Strati limoso argillosi	20.0	3	25	130

Tabella 8-1: Stratigrafia di riferimento e parametri geotecnici adottati

Il pacchetto stradale è stato schematizzato per mezzo di un'area rettangolare ("region") a cui sono state attribuite le caratteristiche sopra riportate. Tale scelta è volta ad evitare l'insorgenza di problematiche riscontrate nel software di calcolo Slope/W nel momento in cui si introduce nella modellazione un doppio carico (pacchetto stradale e traffico) agente su una medesima area di impronta. Il carico in esame è di tipo permanente sfavorevole, pertanto in accordo al coefficiente parziale sulle azioni A2, nell'analisi in condizioni statiche il valore di calcolo del peso per unità di volume è stato assunto pari a:

$$\gamma^*_{(\text{pacchetto})} = \gamma_{(\text{pacchetto})} \times \gamma_{G(A2)} = 22 \text{ kN/m}^3 \times 1.3 = 28.6 \text{ kN/m}^3$$

Il carico da traffico stradale (q), assunto pari a 20 kPa, è stato modellato come un carico distribuito applicato cautelativamente su una fascia di larghezza pari a 8.65 m. Tale sovraccarico è di tipo variabile/sfavorevole pertanto, in accordo al coefficiente parziale sulle azioni A2 il valore di calcolo è stato assunto pari a:

$$q_{d2} = q_{k2} \times \gamma_{q(A2)} = 20 \text{ kPa} \times 1.30 = 26 \text{ kPa}.$$

L'analisi di stabilità globale in campo sismico è stata condotta assumendo i carichi e i parametri geotecnici caratteristici.

Il sovraccarico (q) è stato moltiplicato per un coefficiente di combinazione $\psi=0.2$, pertanto:

$$q_{d2} = 0.2q_{k2} = 4 \text{ kPa}.$$

In accordo a quanto riportato in precedenza, la forza sismica è stata modellata tramite i coefficienti sismici:

$$K_H = +0,122 \text{ (concorde alla direzione di scivolamento)}$$

$K_v = \pm 0,061$ (verificando la più cautelativa tra le due direzioni)

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione delle superfici di rottura tali da intercettare il corpo del rilevato ed il terreno di base sottostante. Tra esse, è definita critica quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Di seguito i risultati delle analisi e le immagini del modello con l'individuazione della superficie di scorrimento più critica.

Condizione statica breve termine (non drenata)	$FS = 2,899 > 1,10$
Condizione statica lungo termine (drenata)	$FS = 1,529 > 1,10$
Condizione sismica	$FS = 3,427 > 1,20$

Le verifiche risultano soddisfatte.

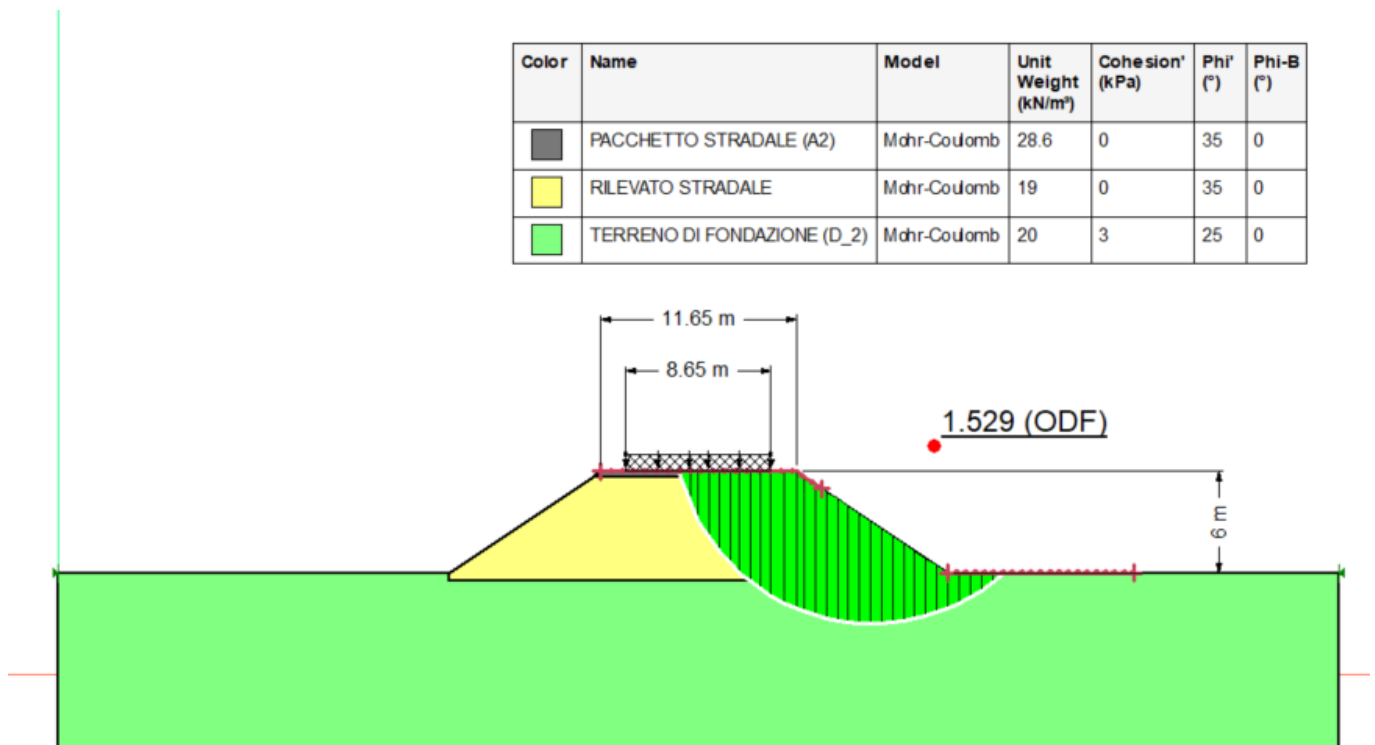


Figura 8.7 Verifica di stabilità del rilevato in condizioni statiche nel lungo termine

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
■	PACCHETTO STRADALE (A2)	Mohr-Coulomb	28.6		0	35	0
■	RILEVATO STRADALE	Mohr-Coulomb	19		0	35	0
■	TERRENO DI FONDAZIONE (U)	Undrained (Phi=0)	20	130			

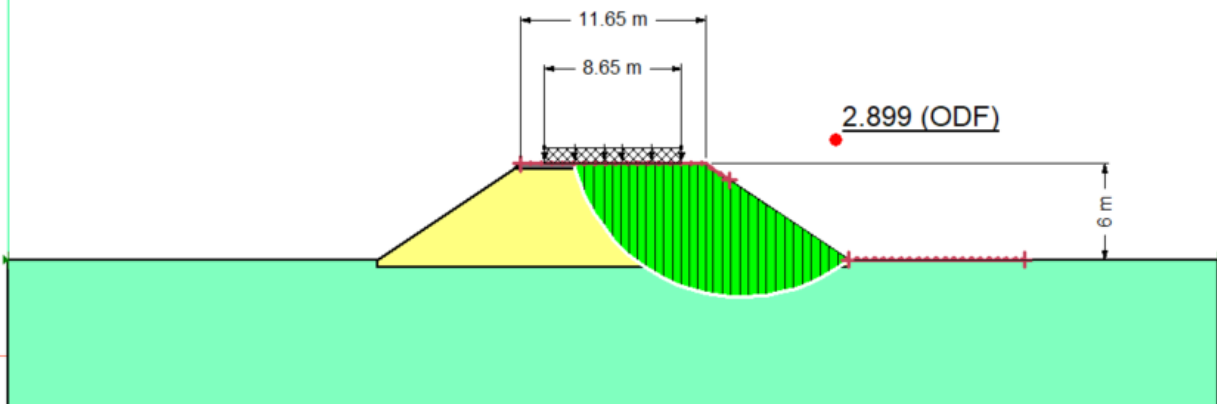


Figura 8.8 Verifica di stabilità del rilevato in condizioni statiche nel breve termine

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
■	PACCHETTO STRADALE	Mohr-Coulomb	22		0	35	0
■	RILEVATO STRADALE	Mohr-Coulomb	19		0	35	0
■	TERRENO DI FONDAZIONE (U)	Undrained (Phi=0)	20	130			

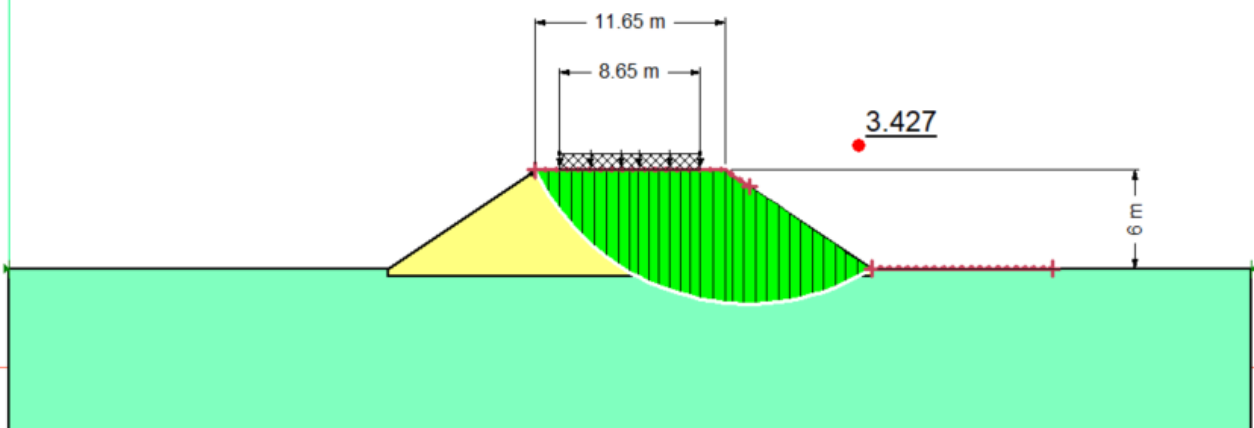


Figura 8.9 Verifica di stabilità del rilevato in condizioni sismiche (sisma verticale positivo)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 51 di 81

8.5.2 Modello di calcolo ID2 – Risultati analisi di stabilità globale

Si analizza la sezione di trincea in roccia TS-A avente altezza di scavo più rappresentativa.

Poiché per le rocce competenti si eseguono le analisi di stabilità con riferimento a superfici piane lungo la direzione dei giunti, si adotta il criterio di rottura di Barton-Bandis, i cui parametri considerati nelle analisi sono di seguito riportati.

La scelta dei parametri è stata effettuata con riferimento al rilievo geostrutturale SG7 effettuato sul medesimo versante interessato dallo scavo, circa in corrispondenza alla progressiva pk 0+160 della NV03.

Nell'ambito del rilievo si è individuata una famiglia di giunti "K1" caratterizzata da una immersione media di 129°, prossima alla immersione del fronte di scavo stimata pari a 124°, ed una inclinazione media di 72°, quindi inferiore a quella del fronte di scavo e potenziale fonte di movimenti. Cautelativamente, nei calcoli si assumerà una inclinazione minore e pari a 62° (in quanto a inclinazioni minori corrispondono fattori di sicurezza minori). Dal rilievo geostrutturale si ricavano i seguenti parametri dell'ammasso: $JRC = 7$ e $JCS = 57$ MPa

Strato	Profondità	Descrizione	γ (kN/m ³)	JCS (MPa)	JRC	ϕ'_b (°)
1	-	Calcare	25.0	57	7	30

Tabella 8-2: Stratigrafia di riferimento e parametri geotecnici adottati

L'analisi di stabilità globale in campo sismico è stata condotta assumendo i carichi e i parametri geotecnici caratteristici. In accordo a quanto riportato in precedenza, la forza sismica è stata modellata tramite i coefficienti sismici:

$K_H = +0,108$ (concorde alla direzione di scivolamento)

$K_V = \pm 0,054$ (verificando la più cautelativa tra le due direzioni)

L'analisi di stabilità globale è stata eseguita, cautelativamente, con riferimento a due superfici piane:

- 1) una superficie di rottura piana che interessa un singolo fronte di scavo, di inclinazione $\beta=65.8^\circ$ (vedere Fig. 8.2)
- 2) una superficie di rottura piana globale che interessa tutto il fronte di scavo, di inclinazione $\beta=62^\circ$, determinata sulla base dei dati dei rilievi geomeccanici dei giunti (vedere Fig. 8.2)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0F	02R	CL	GE006002	A	52 di 81

CASO 1

La condizione di stabilità di un singolo fronte di scavo, data la semplicità geometrica del problema, viene analizzata mediante un modello di calcolo analitico implementato all'interno di un foglio di calcolo excel.

La schematizzazione è quella riportata nella figura seguente.

Il contributo dei chiodi viene considerato attraverso una forza globale T così valutata:

$L_{anc} = 5.0m$ lunghezza media di ancoraggio dei chiodi

$\tau_{lim} = 400 \text{ kPa}$ tensione limite di aderenza in roccia

$D_{perf} = 50mm$ diametro di perforazione dei chiodi

$FS = 2.16$ fattore di sicurezza allo sfilamento dell'ancoraggio (1.8x1.2)

$R_{sfil,d} = 3.14 \times 0.05m \times 5.0m \times 400kPa / 2.16 = 145.3kN$ resistenza allo sfilamento di progetto del chiodo

$N = 3$ numero chiodi in verticale interessati dalla superficie di scorrimento

$i = 2.5m$ interasse orizzontale chiodi

$T = 145.3kN \times 3 / 2.5m = \mathbf{174.4 \text{ kN/m}}$ resistenza allo sfilamento di progetto totale per metro di sviluppo

Si considera la resistenza a sfilamento in quanto minore della resistenza strutturale a trazione del chiodo.

Di seguito si riassumono i risultati delle analisi del Caso 1.

Condizione statica $FS = 1,92 > 1,10$

Condizione sismica $FS = 2,15 > 1,20$

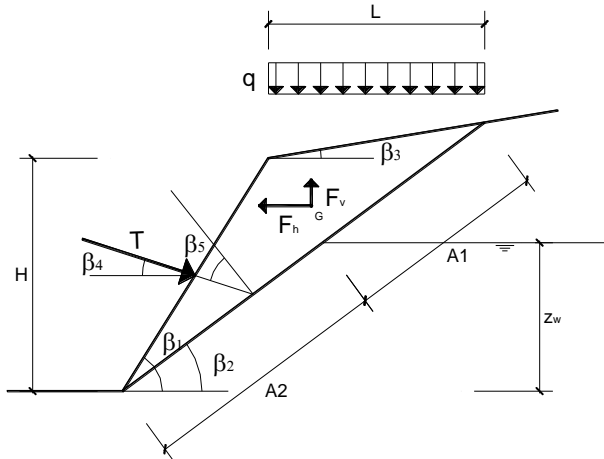
Si fa presente che i calcoli sono comunque cautelativi in quanto si è trascurata la resistenza a taglio dei chiodi.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Nel seguito i dettagli del calcolo per la condizione statica e sismica.

SCIVOLAMENTO PIANO IN ASSENZA DI "TENSION CRACK"

LAVORO: STABILITÀ SINGOLO FRONTE DI SCAVO - CONDIZIONE STATICA



DATI DI INPUT:

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		Azioni			Proprietà roccia		Resistenze
		permanentifavorevoli	permanentisfavorevoli	variabili	$\tan \varphi'$	γ	
Stato limite ultimo A2+M2+R2	●	1.00	1.00	1.30	1.25	1.00	1.1
Stato limite ultimo Sisma	○	1.00	1.00	1.00	1.25	1.00	1.1
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.3
Definiti dal progettista	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.2

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
JRC	(-)	7.00	7.00
JCS	(Mpa)	57.00	57.00
γ	(kN/mc)	25.00	25.00
φ'_r	(°)	30.00	30.00
i_u	(°)	0.00	0.00

H = 8.00 (m)

zw = 0.00 (m)

β_1 = 78.70 (°)

β_2 = 65.80 (°)

β_3 = 0.00 (°)

β_4 = 10.00 (°)

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI
E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI
ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	GE006002	A	54 di 81

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
q	(kN/mq)	0.00	0.00
T	(kN/m)	174.40	174.40
c*b	(kN/mq)	0.00	0.00

$$\beta m = 0.38 \quad (-) \quad (\text{Fattore Riduttivo})$$

$$a_{\max}/g = 0.28 \quad (-) \quad (\text{Accelerazione Orizzontale Max})$$

$$\beta 5 = 90^\circ - \beta 2 - \beta 4 = 14.20 \quad (^\circ)$$

$$A = A1 + A2 = H (1 - \text{tg}\beta 3/\text{tg}\beta 1)/(\sin\beta 2(1 - \text{tg}\beta 3/\text{tg}\beta 2)) = 8.77 \quad (\text{m})$$

$$L = A \cos\beta 2 - H / \text{tg}\beta 1 = 2.00 \quad (\text{m})$$

$$A2 = z_w / \sin\beta 2 = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$W = (\gamma H (1 / \text{tg}\beta 2 - 1 / \text{tg}\beta 1) A \sin\beta 2) / 2 = 199.68 \quad (\text{kN/m})$$

CONDIZIONI SISMICHE

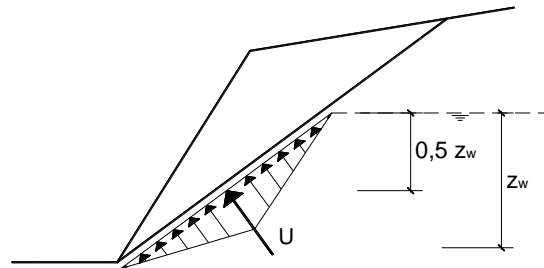
$$F_h = 0.00 \quad (\text{kN})$$

$$F_v = 0.00 \quad (\text{kN})$$

CONDIZIONI IDRAULICHE

$$U = 0.25 (\gamma_w z_w A2)$$

$$U = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$



Coefficiente di Sicurezza

$$\tau = \sigma' n \text{tg}(\text{JRC} \log(\text{JCS} / \sigma' n) + i_u + \phi' r) \quad (\text{Barton})$$

$$F_s = \frac{(\tau + c^* b) A}{(W + qL \pm F_v) \sin\beta 2 \pm F_h \cdot \cos\beta 2 + V \cdot \cos\beta^* - T \cdot \sin\beta 5}$$

$$\sigma' n = ((W + qL \pm F_v) \cos\beta 2 \pm F_h \cdot \sin\beta 2 - U + T \cdot \cos\beta 5) / (A1 + A2)$$

$$\sigma' n_{\min} = 0.000 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(1) = 0.0286 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(2) = 0.0286 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(3) = 0.0286 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(4) = 0.0286 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(1) = 0.0305 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(2) = 0.0305 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(3) = 0.0305 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(4) = 0.0305 \quad (\text{Mpa})$$

$$F_{s1} = 1.92 \quad (-) \quad \text{1a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s2} = 1.92 \quad (-) \quad \text{2a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s3} = 1.92 \quad (-) \quad \text{3a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(-)$$

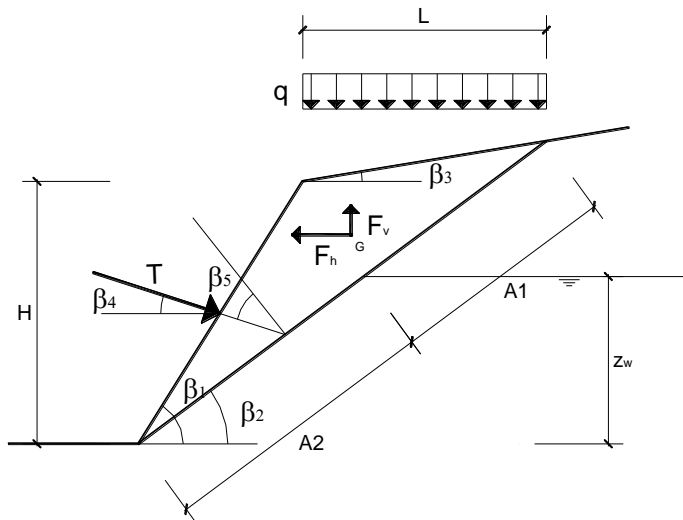
$$F_{s4} = 1.92 \quad (-) \quad \text{4a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(-)$$

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$$F_{s\min} = 1.92 \quad > \quad 1.1 \quad = \gamma_R$$

SCIVOLAMENTO PIANO IN ASSENZA DI "TENSION CRACK"

LAVORO: STABILITÀ SINGOLO FRONTE DI SCAVO - CONDIZIONE SISMICA



DATI DI INPUT:

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	Azioni			Proprietà roccia		Resistenze
	permanentifavorevoli	permanentisfavorevoli	variabili	tan φ'	γ	
Stato limite ultimo A2+M2+R2	1.00	1.00	1.30	1.25	1.00	1.1
Stato limite ultimo Sisma	1.00	1.00	1.00	1.25	1.00	1.1
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.3
Definiti dal progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.2

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
JRC	(-)	7.00	7.00
JCS	(Mpa)	57.00	57.00
γ	(kN/mc)	25.00	25.00
φ' _r	(°)	30.00	30.00
i _u	(°)	0.00	0.00

H = 8.00 (m)

z_w = 0.00 (m)

β₁ = 78.70 (°)

β₂ = 65.80 (°)

β₃ = 0.00 (°)

β₄ = 10.00 (°)

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI
E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI
ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	GE006002	A	56 di 81

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
q	(kN/mq)	0.00	0.00
T	(kN/m)	174.40	174.40
c*b	(kN/mq)	0.00	0.00

$$\beta m = 0.38 \quad (-) \quad (\text{Fattore Riduttivo})$$

$$a_{\max}/g = 0.28 \quad (-) \quad (\text{Accelerazione Orizzontale Max})$$

$$\beta 5 = 90^\circ - \beta 2 - \beta 4 = 14.20 \quad (^\circ)$$

$$A = A1 + A2 = H (1 - \text{tg}\beta 3/\text{tg}\beta 1)/(\sin\beta 2(1 - \text{tg}\beta 3/\text{tg}\beta 2)) = 8.77 \quad (\text{m})$$

$$L = A \cos\beta 2 - H / \text{tg}\beta 1 = 2.00 \quad (\text{m})$$

$$A2 = z_w / \sin\beta 2 = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$W = (\gamma H (1 / \text{tg}\beta 2 - 1 / \text{tg}\beta 1) A \sin\beta 2) / 2 = 199.68 \quad (\text{kN/m})$$

CONDIZIONI SISMICHE

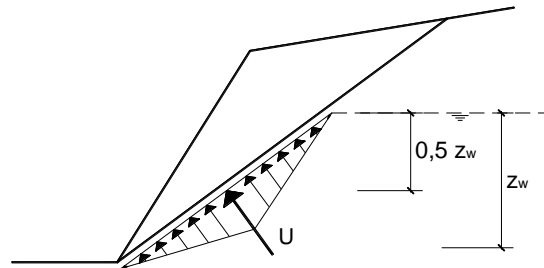
$$F_h = 10.70 \quad (\text{kN})$$

$$F_v = 5.35 \quad (\text{kN})$$

CONDIZIONI IDRAULICHE

$$U = 0.25 (\gamma_w z_w A2)$$

$$U = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$



Coefficiente di Sicurezza

$$\tau = \sigma' n \text{tg}(\text{JRC} \log(\text{JCS} / \sigma' n) + i_u + \phi' r) \quad (\text{Barton})$$

$$F_s = \frac{(\tau + c^* b) A}{(W + qL \pm F_v) \text{sen}\beta 2 \pm F_h \cdot \cos\beta 2 + V \cdot \cos\beta^* - T \cdot \text{sen}\beta 5}$$

$$\sigma' n = ((W + qL \pm F_v) \cos\beta 2 \pm F_h \cdot \text{sen}\beta 2 - U + T \cdot \cos\beta 5) / (A1 + A2)$$

$$\sigma' n_{\min} = 0.000 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(1) = 0.0272 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(2) = 0.0295 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(3) = 0.0300 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(4) = 0.0277 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(1) = 0.0365 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(2) = 0.0391 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(3) = 0.0397 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(4) = 0.0371 \quad (\text{Mpa})$$

$$F_{s1} = 2.15 \quad (-) \quad \text{1a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s2} = 2.45 \quad (-) \quad \text{2a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s3} = 2.68 \quad (-) \quad \text{3a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(-)$$

$$F_{s4} = 2.34 \quad (-) \quad \text{4a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(-)$$

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$$F_{s\min} = 2.15 \quad > \quad 1.2 \quad = \gamma_R$$

CASO 2

La condizione di stabilità relativa alla superficie di rottura piana globale che interessa tutto il fronte di scavo, data la maggiore complessità geometrica del problema, viene analizzata mediante il programma di calcolo Geoslope.

Nella figura seguente si riporta il criterio di rottura di Barton-Bandis implementato nel modello di calcolo Geoslope, con riferimento ai parametri precedentemente indicati.

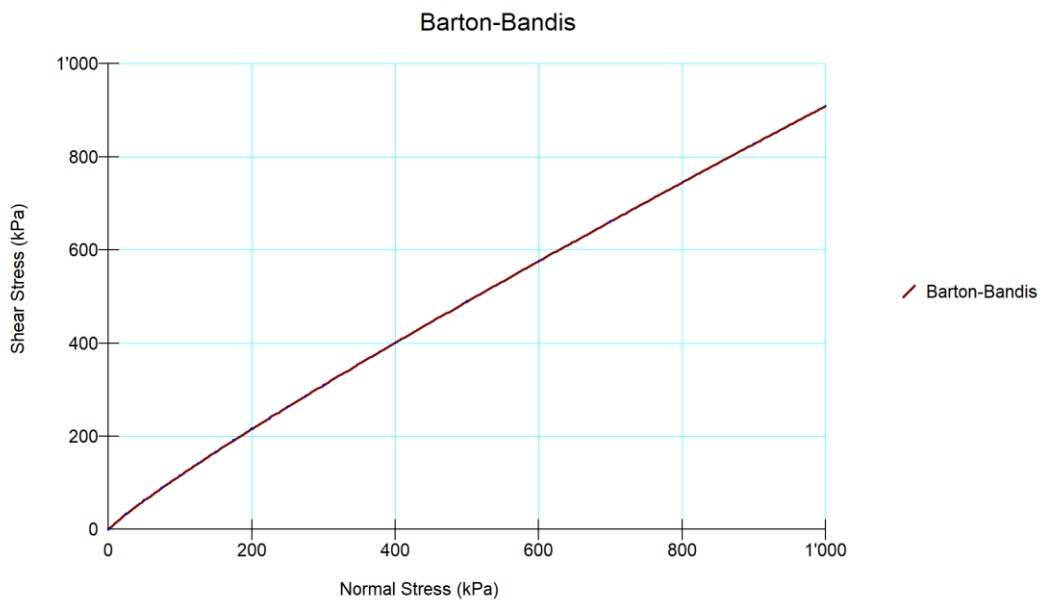


Figura 8.10 Criterio di rottura Barton-Bandis implementato nel modello di calcolo

Di seguito i risultati delle analisi del Caso 2 e le immagini del modello.

Condizione statica $FS = 1,331 > 1,10$

Condizione sismica $FS = 1,262 > 1,20$

Le verifiche risultano soddisfatte.

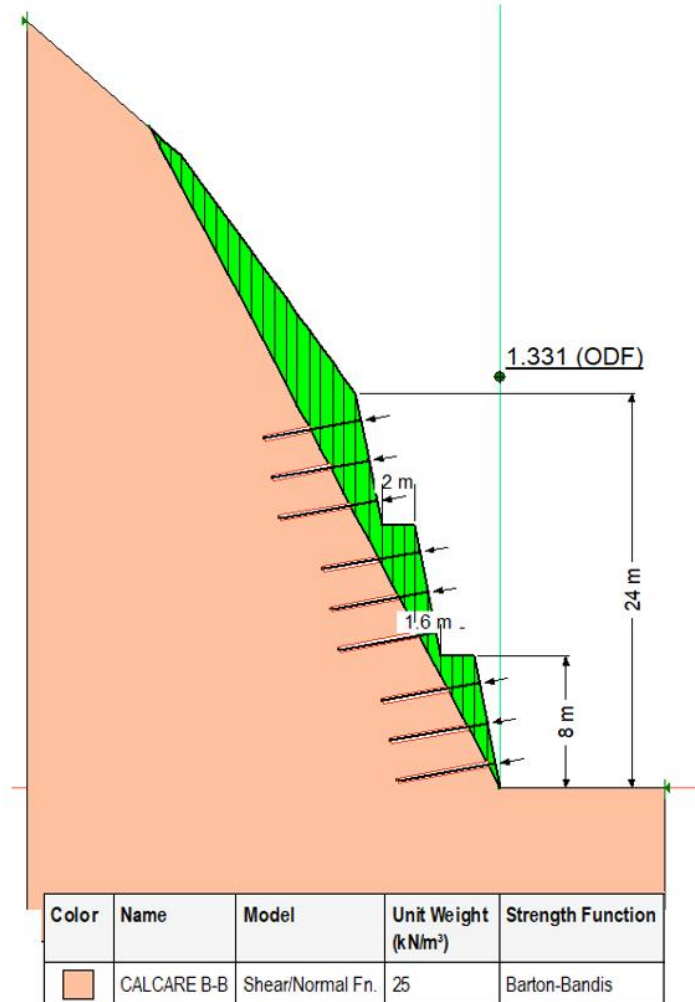


Figura 8.11 Verifica di stabilità della trincea in roccia in condizioni statiche

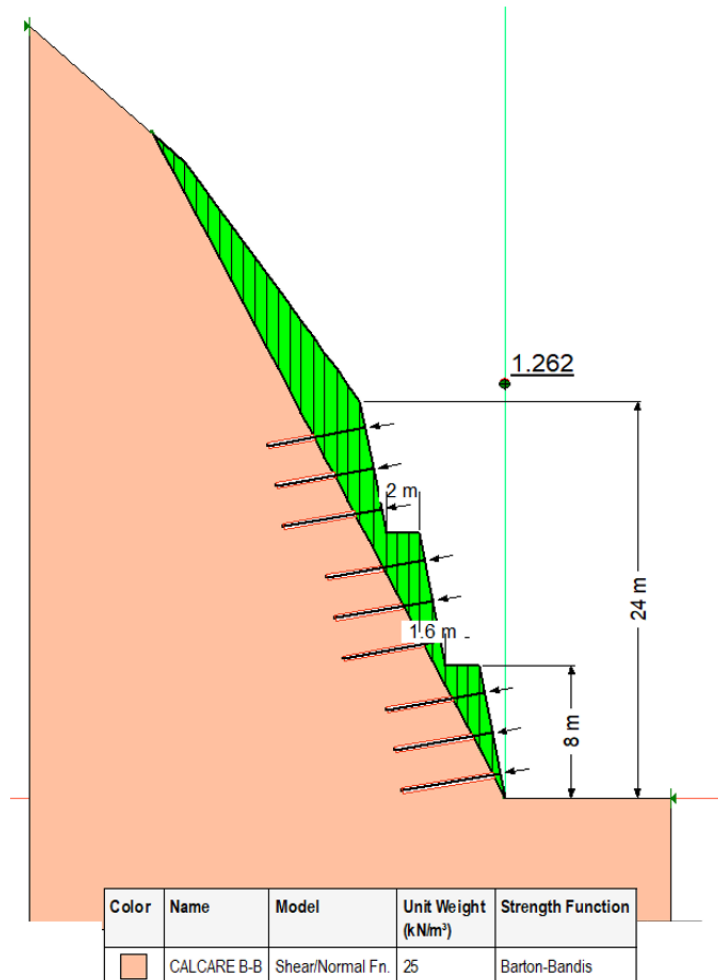


Figura 8.12 Verifica di stabilità della trincea in roccia in condizioni sismiche (sisma verticale positivo)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 60 di 81

8.5.3 Modello di calcolo ID3 – Risultati analisi di stabilità globale

Si analizza la sezione di trincea in marna fucoide TS-B avente altezza di scavo più rappresentativa.

Poiché per le rocce competenti si eseguono le analisi di stabilità con riferimento a superfici piane lungo la direzione dei giunti, si adotta il criterio di rottura di Barton-Bandis, i cui parametri considerati nelle analisi sono di seguito riportati.

La scelta dei parametri è stata effettuata con riferimento ai rilievi geostrukturali SG3 ed SG9 effettuati sul medesimo versante interessato dallo scavo ed in prossimità di questo, circa in corrispondenza rispettivamente alle progressive pk 0+200 e 0+260 della viabilità. Il rilievo SG3, nella formazione calcarea scaglia bianca presenta la famiglia di discontinuità K2 che ha immersione 98°, coincidente con quella del fronte di scavo nel punto di massima altezza, e 126°, ma con un angolo medio di inclinazione di 42°, che difficilmente può dare luogo ad un distacco. Il rilievo SG9, nelle marne a fucoidi, presenta due famiglie di giunti K1 e K2 aventi immersione rispettivamente 126° e 134°, quindi con una differenza di circa 30° rispetto al fronte di scavo, di cui la seconda presenta una inclinazione di 64° compatibile con un eventuale innesco di movimento. Cautelativamente, nei calcoli si assumerà una inclinazione minore e pari a 55° (in quanto a inclinazioni minori corrispondono fattori di sicurezza minori).

Dal rilievo geostrukturale si ricavano i seguenti parametri dell'ammasso: JRC = 10 e JCS = 38 MPa

Strato	Profondità	Descrizione	γ (kN/m ³)	JCS (MPa)	JRC	ϕ'_b (°)
1	-	Calcare	25.0	38	10	30

Tabella 8-3: Stratigrafia di riferimento e parametri geotecnici adottati

L'analisi di stabilità globale in campo sismico è stata condotta assumendo i carichi e i parametri geotecnici caratteristici. In accordo a quanto riportato in precedenza, la forza sismica è stata modellata tramite i coefficienti sismici:

$K_H = +0,108$ (concorde alla direzione di scivolamento)

$K_V = \pm 0,054$ (verificando la più cautelativa tra le due direzioni)

L'analisi di stabilità globale è stata eseguita, cautelativamente, con riferimento a due superfici piane:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0F	02R	CL	GE006002	A	61 di 81

- 1) una superficie di rottura piana che interessa un singolo fronte di scavo, di inclinazione $\beta=65.8^\circ$ (vedere Fig. 8.3)
- 2) una superficie di rottura piana globale che interessa tutto il fronte di scavo, di inclinazione $\beta=55^\circ$, determinata sulla base dei dati dei rilievi geomeccanici dei giunti (vedere Fig. 8.3)

CASO 1

La condizione di stabilità di un singolo fronte di scavo, data la semplicità geometrica del problema, viene analizzata mediante un modello di calcolo analitico implementato all'interno di un foglio di calcolo excel.

La schematizzazione è quella riportata nella figura seguente.

Il contributo dei chiodi viene considerato attraverso una forza globale T così valutata:

$L_{anc} = 5.0m$ lunghezza media di ancoraggio dei chiodi

$\tau_{lim} = 300 \text{ kPa}$ tensione limite di aderenza in roccia

$D_{perf} = 50mm$ diametro di perforazione dei chiodi

$FS = 2.16$ fattore di sicurezza allo sfilamento dell'ancoraggio (1.8x1.2)

$R_{sfil,d} = 3.14 \times 0.05m \times 5.0m \times 300kPa / 2.16 = 109kN$ resistenza allo sfilamento di progetto del chiodo

$N = 3$ numero chiodi in verticale interessati dalla superficie di scorrimento

$i = 2.5m$ interasse orizzontale chiodi

$T = 109kN \times 3 / 2.5m = \mathbf{130.8 \text{ kN/m}}$ resistenza allo sfilamento di progetto totale per metro di sviluppo

Si considera la resistenza a sfilamento in quanto minore della resistenza strutturale a trazione del chiodo.

Di seguito si riassumono i risultati delle analisi del Caso 1.

Condizione statica $FS = 2,10 > 1,10$

Condizione sismica $FS = 2,35 > 1,20$

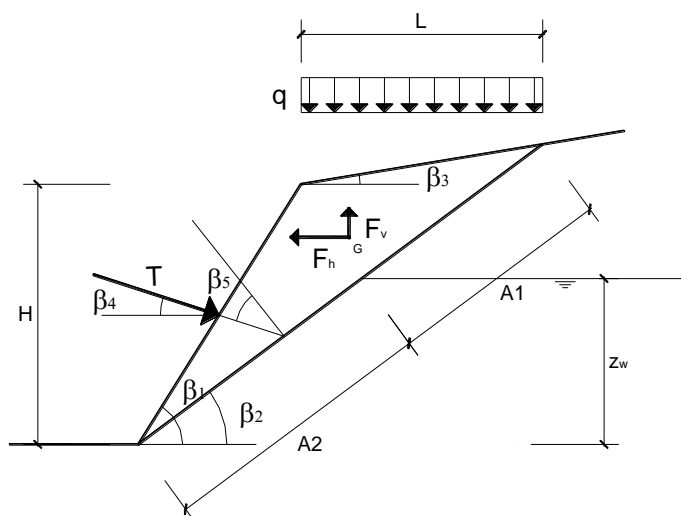
Si fa presente che i calcoli sono comunque cautelativi in quanto si è trascurata la resistenza a taglio dei chiodi.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Nel seguito i dettagli del calcolo per la condizione statica e sismica.

SCIVOLAMENTO PIANO IN ASSENZA DI "TENSION CRACK"

LAVORO: STABILITÀ SINGOLO FRONTE DI SCAVO - CONDIZIONE STATICA



DATI DI INPUT:

Metodo di calcolo		coefficienti parziali					Resistenze
		Azioni			Proprietà roccia		
		permanentifavorevoli	permanentisfavorevoli	variabili	tan φ'	γ	
Stato limite ultimo A2+M2+R2	●	1.00	1.00	1.30	1.25	1.00	1.1
Stato limite ultimo Sisma	○	1.00	1.00	1.00	1.25	1.00	1.1
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.3
Definiti dal progettista	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.2

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
JRC	(-)	10.00	10.00
JCS	(Mpa)	38.00	38.00
γ	(kN/mc)	25.00	25.00
φ' _r	(°)	30.00	30.00
i _u	(°)	0.00	0.00

H = 8.00 (m)

z_w = 0.00 (m)

β₁ = 78.70 (°)

β₂ = 65.80 (°)

β₃ = 0.00 (°)

β₄ = 10.00 (°)

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI
E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI
ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	GE006002	A	63 di 81

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
q	(kN/mq)	0.00	0.00
T	(kN/m)	130.80	130.80
c*b	(kN/mq)	0.00	0.00

$$\beta m = 0.38 \quad (-) \quad (\text{Fattore Riduttivo})$$

$$a_{\max}/g = 0.28 \quad (-) \quad (\text{Accelerazione Orizzontale Max})$$

$$\beta 5 = 90^\circ - \beta 2 - \beta 4 = 14.20 \quad (^\circ)$$

$$A = A1 + A2 = H (1 - \text{tg}\beta 3/\text{tg}\beta 1)/(\sin\beta 2(1 - \text{tg}\beta 3/\text{tg}\beta 2)) = 8.77 \quad (\text{m})$$

$$L = A \cos\beta 2 - H / \text{tg}\beta 1 = 2.00 \quad (\text{m})$$

$$A2 = z_w / \sin\beta 2 = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$W = (\gamma H (1 / \text{tg}\beta 2 - 1 / \text{tg}\beta 1) A \sin\beta 2) / 2 = 199.68 \quad (\text{kN/m})$$

CONDIZIONI SISMICHE

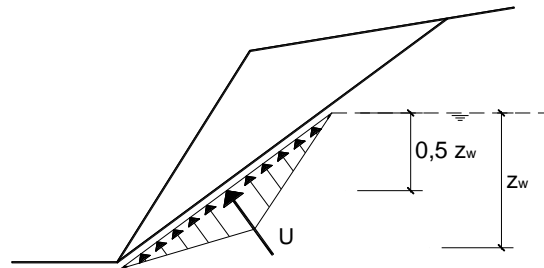
$$F_h = 0.00 \quad (\text{kN})$$

$$F_v = 0.00 \quad (\text{kN})$$

CONDIZIONI IDRAULICHE

$$U = 0.25 (\gamma_w z_w A2)$$

$$U = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$



Coefficiente di Sicurezza

$$\tau = \sigma' n \text{tg}(\text{JRC} \log(\text{JCS} / \sigma' n) + i_u + \phi' r) \quad (\text{Barton})$$

$$F_s = \frac{(\tau + c^* b) A}{(W + qL \pm F_v) \text{sen}\beta 2 \pm F_h \cdot \cos\beta 2 + V \cdot \cos\beta^* - T \cdot \text{sen}\beta 5}$$

$$\sigma' n = ((W + qL \pm F_v) \cos\beta 2 \pm F_h \cdot \text{sen}\beta 2 - U + T \cdot \cos\beta 5) / (A1 + A2)$$

$$\sigma' n_{\min} = 0.004 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(1) = 0.0238 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(2) = 0.0238 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(3) = 0.0238 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(4) = 0.0238 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(1) = 0.0358 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(2) = 0.0358 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(3) = 0.0358 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(4) = 0.0358 \quad (\text{Mpa})$$

$$F_{s1} = 2.10 \quad (-) \quad \text{1a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s2} = 2.10 \quad (-) \quad \text{2a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s3} = 2.10 \quad (-) \quad \text{3a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(-)$$

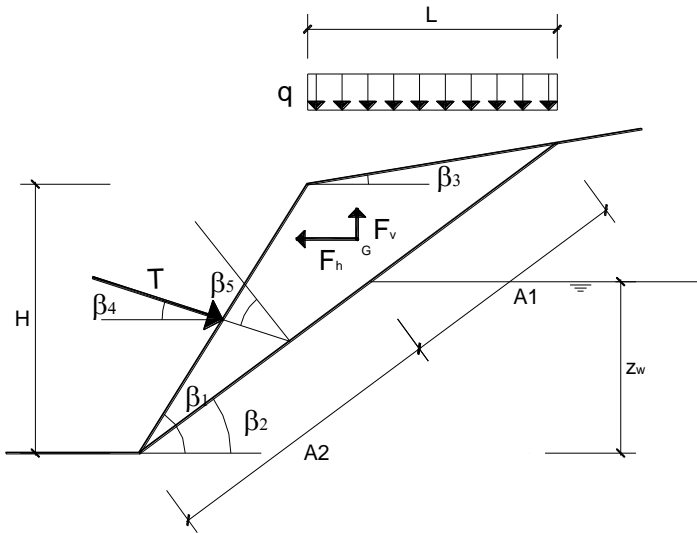
$$F_{s4} = 2.10 \quad (-) \quad \text{4a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(-)$$

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$$F_{s\min} = 2.10 \quad > \quad 1.1 \quad = \gamma_R$$

SCIVOLAMENTO PIANO IN ASSENZA DI "TENSION CRACK"

LAVORO: STABILITÀ SINGOLO FRONTE DI SCAVO - CONDIZIONE SISMICA



DATI DI INPUT:

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		Azioni			Proprietà roccia		Resistenze
		permanentifavorevoli	permanentisfavorevoli	variabili	tan φ'	γ	
Stato limite ultimo A2+M2+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.30	1.25	1.00	1.1
Stato limite ultimo Sisma	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.25	1.00	1.1
Tensioni ammissibili	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.3
Definiti dal progettista	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.2

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
JRC	(-)	10.00	10.00
JCS	(Mpa)	38.00	38.00
γ	(kN/mc)	25.00	25.00
φ'_r	(°)	30.00	30.00
i_u	(°)	0.00	0.00

H = 8.00 (m)

z_w = 0.00 (m)

β_1 = 78.70 (°)

β_2 = 65.80 (°)

β_3 = 0.00 (°)

β_4 = 10.00 (°)

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI
E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI
ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	GE006002	A	65 di 81

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
q	(kN/mq)	0.00	0.00
T	(kN/m)	130.80	130.80
c*b	(kN/mq)	0.00	0.00

$$\beta m = 0.38 \quad (-) \quad (\text{Fattore Riduttivo})$$

$$a_{\max}/g = 0.28 \quad (-) \quad (\text{Accelerazione Orizzontale Max})$$

$$\beta 5 = 90^\circ - \beta 2 - \beta 4 = 14.20 \quad (^\circ)$$

$$A = A1 + A2 = H (1 - \text{tg}\beta 3/\text{tg}\beta 1)/(\sin\beta 2(1 - \text{tg}\beta 3/\text{tg}\beta 2)) = 8.77 \quad (\text{m})$$

$$L = A \cos\beta 2 - H / \text{tg}\beta 1 = 2.00 \quad (\text{m})$$

$$A2 = z_w / \sin\beta 2 = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$W = (\gamma H (1 / \text{tg}\beta 2 - 1 / \text{tg}\beta 1) A \sin\beta 2) / 2 = 199.68 \quad (\text{kN/m})$$

CONDIZIONI SISMICHE

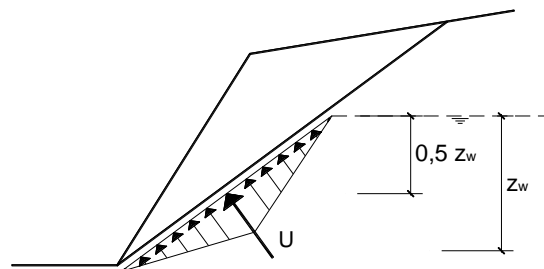
$$F_h = 10.70 \quad (\text{kN})$$

$$F_v = 5.35 \quad (\text{kN})$$

CONDIZIONI IDRAULICHE

$$U = 0.25 (\gamma_w z_w A2)$$

$$U = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$



Coefficiente di Sicurezza

$$\tau = \sigma' n \text{tg}(\text{JRC} \log(\text{JCS} / \sigma' n) + i_u + \phi' r) \quad (\text{Barton})$$

$$F_s = \frac{(\tau + c^* b) A}{(W + qL \pm F_v) \text{sen}\beta 2 \pm F_h \cdot \cos\beta 2 + V \cdot \cos\beta^* - T \cdot \text{sen}\beta 5}$$

$$\sigma' n = ((W + qL \pm F_v) \cos\beta 2 \pm F_h \cdot \text{sen}\beta 2 - U + T \cdot \cos\beta 5) / (A1 + A2)$$

$$\sigma' n_{\min} = 0.004 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(1) = 0.0224 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(2) = 0.0247 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(3) = 0.0252 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(4) = 0.0229 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(1) = 0.0427 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(2) = 0.0461 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(3) = 0.0469 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(4) = 0.0435 \quad (\text{Mpa})$$

$$F_{s1} = 2.35 \quad (-) \quad \text{1a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s2} = 2.69 \quad (-) \quad \text{2a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s3} = 2.92 \quad (-) \quad \text{3a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(-)$$

$$F_{s4} = 2.55 \quad (-) \quad \text{4a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(-)$$

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$$F_{s\min} = 2.35 \quad > \quad 1.2 \quad = \gamma_R$$

CASO 2

La condizione di stabilità relativa alla superficie di rottura piana globale che interessa tutto il fronte di scavo, data la maggiore complessità geometrica del problema, viene analizzata mediante il programma di calcolo Geoslope.

Nella figura seguente si riporta il criterio di rottura di Barton-Bandis implementato nel modello di calcolo Geoslope, con riferimento ai parametri precedentemente indicati.

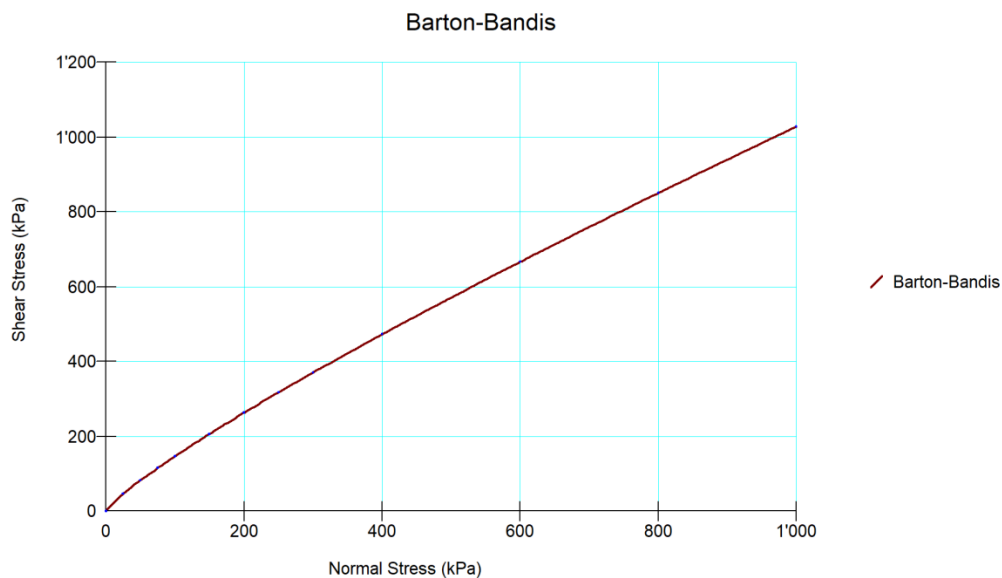


Figura 8.13 Criterio di rottura Barton-Bandis implementato nel modello di calcolo

Di seguito i risultati delle analisi del Caso 2 e le immagini del modello.

Condizione statica $FS = 1,499 > 1,10$

Condizione sismica $FS = 1,457 > 1,20$

Le verifiche risultano soddisfatte.

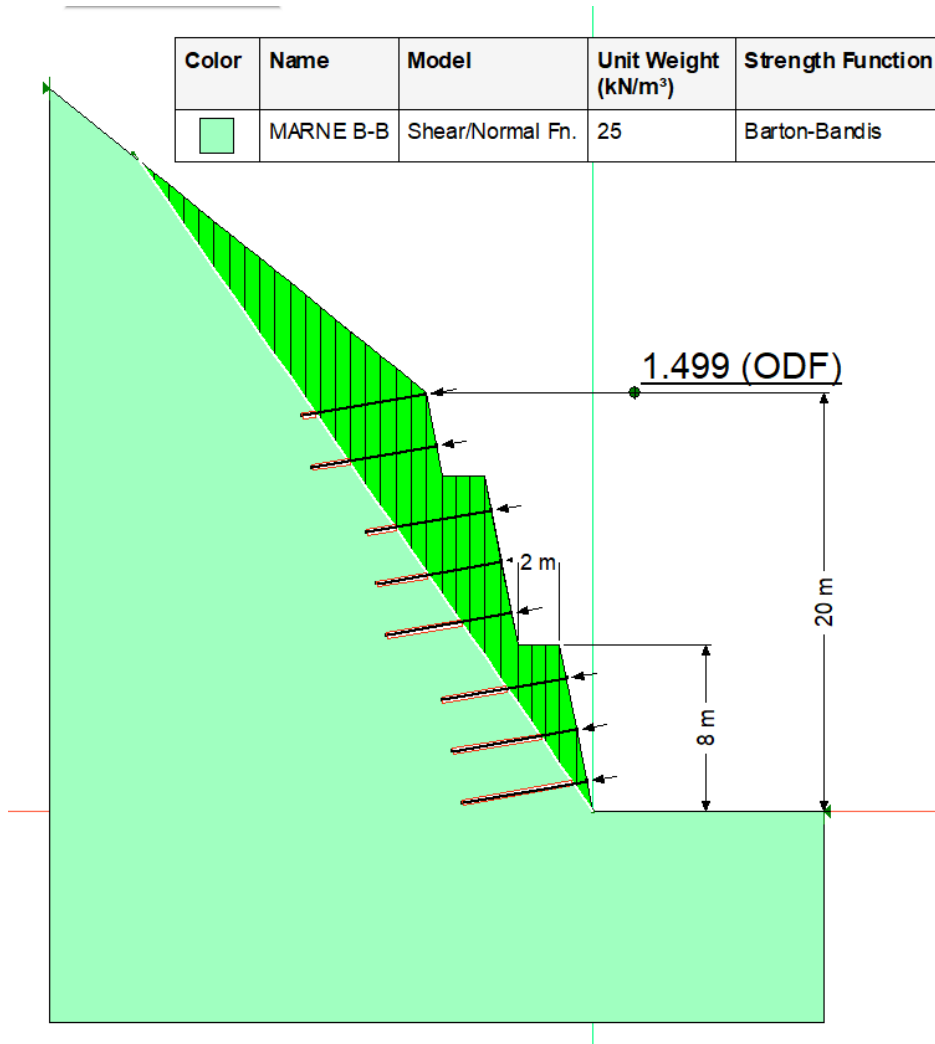


Figura 8.14 Verifica di stabilità della trincea in roccia in condizioni statiche

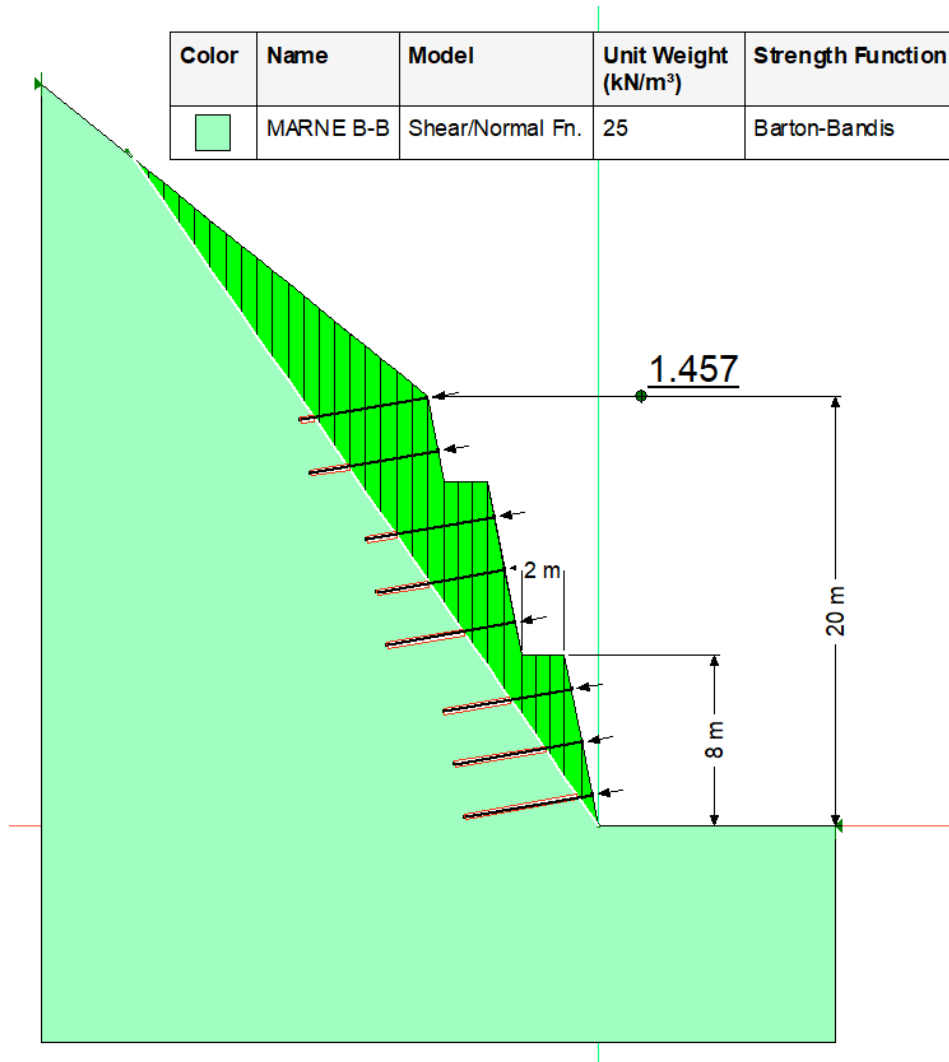


Figura 8.15 Verifica di stabilità della trincea in roccia in condizioni sismiche (sisma verticale positivo)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 69 di 81

8.5.4 Modello di calcolo ID4 – Risultati analisi di stabilità globale

Si analizza la sezione di trincea in roccia con copertura TS-C avente altezza di scavo più rappresentativa.

Poiché per le rocce competenti si eseguono le analisi di stabilità con riferimento a superfici piane lungo la direzione dei giunti, si adotta il criterio di rottura di Barton-Bandis, i cui parametri considerati nelle analisi sono di seguito riportati.

Per la determinazione dei parametri geostrukturali necessari alle analisi di stabilità si è fatto riferimento al rilievo SG15, effettuato sul medesimo versante, a poche decine di metri dalla sezione di massimo scavo. Da questo si rileva che la stratificazione presenta una immersione 246° , prossima a quella del fronte scavo che è di circa 257° , ed una inclinazione media di 67° , quindi compatibile per possibili movimenti lungo tale discontinuità. Cautelativamente, nei calcoli si assumerà una inclinazione di 57° (in quanto a inclinazioni minori corrispondono fattori di sicurezza minori). Dal rilievo geostrukturale si ricavano i seguenti parametri dell'ammasso: $JRC = 8$ e $JCS = 66 \text{ MPa}$

Strato	Profondità	Descrizione	γ (kN/m ³)	JCS (MPa)	JRC	ϕ'_b (°)
1	-	Calcare	25.0	66	8	30

Tabella 8-4: Stratigrafia di riferimento e parametri geotecnici adottati per la roccia

Per il terreno di copertura si considerano invece i seguenti parametri.

Strato	Zona	Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_u (kPa)
3	Coltre	Deposito ghiaioso	20.0	0	37	-

Tabella 8-5: Stratigrafia di riferimento e parametri geotecnici adottati per il terreno di copertura

L'analisi di stabilità globale in campo sismico è stata condotta assumendo i carichi e i parametri geotecnici caratteristici. In accordo a quanto riportato in precedenza, la forza sismica è stata modellata tramite i coefficienti sismici:

$K_H = +0,108$ (concorde alla direzione di scivolamento)

$K_V = \pm 0,054$ (verificando la più cautelativa tra le due direzioni)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IR0F	02R	CL	GE006002	A	70 di 81

L'analisi di stabilità globale è stata eseguita, cautelativamente, con riferimento a due superfici piane:

- 1) una superficie di rottura piana che interessa un singolo fronte di scavo, di inclinazione $\beta=65.8^\circ$ (vedere Fig. 8.4)
- 2) una superficie di rottura piana globale che interessa tutto il fronte di scavo, di inclinazione $\beta=57^\circ$, determinata sulla base dei dati dei rilievi geomeccanici dei giunti (vedere Fig. 8.4)

CASO 1

La condizione di stabilità di un singolo fronte di scavo, data la semplicità geometrica del problema, viene analizzata mediante un modello di calcolo analitico implementato all'interno di un foglio di calcolo excel.

La schematizzazione è quella riportata nella figura seguente.

Il contributo dei chiodi viene considerato attraverso una forza globale T così valutata:

$L_{anc} = 5.0m$ lunghezza media di ancoraggio dei chiodi

$\tau_{lim} = 400 \text{ kPa}$ tensione limite di aderenza in roccia

$D_{perf} = 50mm$ diametro di perforazione dei chiodi

$FS = 2.16$ fattore di sicurezza allo sfilamento dell'ancoraggio (1.8x1.2)

$R_{sfil,d} = 3.14 \times 0.05m \times 5.0m \times 400kPa / 2.16 = 145.3kN$ resistenza allo sfilamento di progetto del chiodo

$N = 3$ numero chiodi in verticale interessati dalla superficie di scorrimento

$i = 2.5m$ interasse orizzontale chiodi

$T = 145.3kN \times 3 / 2.5m = \mathbf{174.4 \text{ kN/m}}$ resistenza allo sfilamento di progetto totale per metro di sviluppo

Si considera la resistenza a sfilamento in quanto minore della resistenza strutturale a trazione del chiodo.

Di seguito si riassumono i risultati delle analisi del Caso 1.

Condizione statica $FS = 2,21 > 1,10$

Condizione sismica $FS = 2,48 > 1,20$

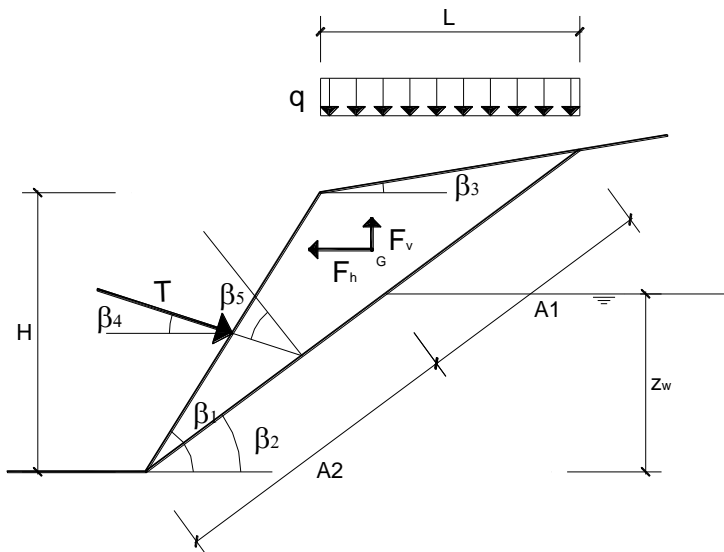
Si fa presente che i calcoli sono comunque cautelativi in quanto si è trascurata la resistenza a taglio dei chiodi.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Nel seguito i dettagli del calcolo per la condizione statica e sismica.

SCIVOLAMENTO PIANO IN ASSENZA DI "TENSION CRACK"

LAVORO: STABILITÀ SINGOLO FRONTE DI SCAVO - CONDIZIONE STATICA



DATI DI INPUT:

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		Azioni			Proprietà roccia		Resistenze
		permanenti favorevoli	permanenti sfavorevoli	variabili	$\tan \varphi'$	γ	
Stato limite ultimo A2+M2+R2	●	1.00	1.00	1.30	1.25	1.00	1.1
Stato limite ultimo Sisma	○	1.00	1.00	1.00	1.25	1.00	1.1
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.3
Definiti dal progettista	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.2

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
JRC	(-)	8.00	8.00
JCS	(Mpa)	66.00	66.00
γ	(kN/mc)	25.00	25.00
φ'_r	(°)	30.00	30.00
i_u	(°)	0.00	0.00

$H = 8.00$ (m)

$z_w = 0.00$ (m)

$\beta_1 = 78.70$ (°)

$\beta_2 = 65.80$ (°)

$\beta_3 = 0.00$ (°)

$\beta_4 = 10.00$ (°)

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI
E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI
ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	GE006002	A	72 di 81

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
q	(kN/mq)	0.00	0.00
T	(kN/m)	174.40	174.40
c*b	(kN/mq)	0.00	0.00

$$\beta m = 0.38 \quad (-) \quad (\text{Fattore Riduttivo})$$

$$a_{\max}/g = 0.28 \quad (-) \quad (\text{Accelerazione Orizzontale Max})$$

$$\beta 5 = 90^\circ - \beta 2 - \beta 4 = 14.20 \quad (^\circ)$$

$$A = A1 + A2 = H (1 - \text{tg}\beta 3/\text{tg}\beta 1)/(\sin\beta 2(1 - \text{tg}\beta 3/\text{tg}\beta 2)) = 8.77 \quad (\text{m})$$

$$L = A \cos\beta 2 - H / \text{tg}\beta 1 = 2.00 \quad (\text{m})$$

$$A2 = z_w / \sin\beta 2 = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$W = (\gamma H (1 / \text{tg}\beta 2 - 1 / \text{tg}\beta 1) A \sin\beta 2) / 2 = 199.68 \quad (\text{kN/m})$$

CONDIZIONI SISMICHE

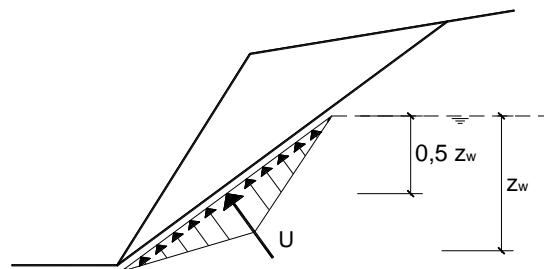
$$F_h = 0.00 \quad (\text{kN})$$

$$F_v = 0.00 \quad (\text{kN})$$

CONDIZIONI IDRAULICHE

$$U = 0.25 (\gamma_w z_w A2)$$

$$U = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$



Coefficiente di Sicurezza

$$\tau = \sigma' n \text{tg}(\text{JRC} \log(\text{JCS} / \sigma' n) + i_u + \phi' r) \quad (\text{Barton})$$

$$F_s = \frac{(\tau + c^* b) A}{(W + qL \pm F_v) \text{sen}\beta 2 \pm F_h \cdot \cos\beta 2 + V \cdot \cos\beta^* - T \cdot \text{sen}\beta 5}$$

$$\sigma' n = ((W + qL \pm F_v) \cos\beta 2 \pm F_h \cdot \text{sen}\beta 2 - U + T \cdot \cos\beta 5) / (A1 + A2)$$

$$\sigma' n_{\min} = 0.001 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(1) = 0.0286 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(2) = 0.0286 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(3) = 0.0286 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(4) = 0.0286 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(1) = 0.0351 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(2) = 0.0351 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(3) = 0.0351 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(4) = 0.0351 \quad (\text{Mpa})$$

$$F_{s1} = 2.21 \quad (-) \quad \text{1a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s2} = 2.21 \quad (-) \quad \text{2a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s3} = 2.21 \quad (-) \quad \text{3a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(-)$$

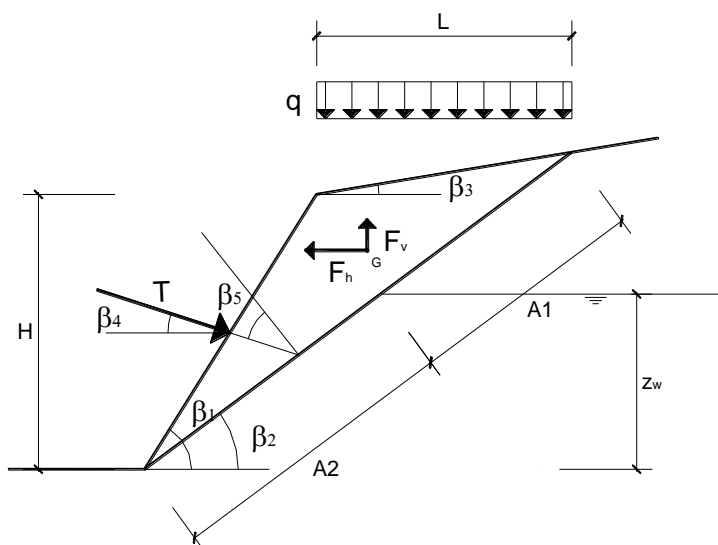
$$F_{s4} = 2.21 \quad (-) \quad \text{4a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(-)$$

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$$F_{s\min} = 2.21 \quad > \quad 1.1 \quad = \gamma_R$$

SCIVOLAMENTO PIANO IN ASSENZA DI "TENSION CRACK"

LAVORO: STABILITÀ SINGOLO FRONTE DI SCAVO - CONDIZIONE SISMICA



DATI DI INPUT:

Metodo di calcolo	coefficienti parziali				Proprietà roccia		Resistenze
	Azioni			tan φ'	γ		
	permanenti favorevoli	permanenti sfavorevoli	variabili				
Stato limite ultimo A2+M2+R2	1.00	1.00	1.30	1.25	1.00	1.1	
Stato limite ultimo Sisma	1.00	1.00	1.00	1.25	1.00	1.1	
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.3	
Definiti dal progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.2	

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
JRC	(-)	8.00	8.00
JCS	(Mpa)	66.00	66.00
γ	(kN/mc)	25.00	25.00
φ'_r	(°)	30.00	30.00
i_u	(°)	0.00	0.00

H = 8.00 (m)

zw = 0.00 (m)

β_1 = 78.70 (°)

β_2 = 65.80 (°)

β_3 = 0.00 (°)

β_4 = 10.00 (°)

**RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI
E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI
ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IR0F	02R	CL	GE006002	A	74 di 81

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
q	(kN/mq)	0.00	0.00
T	(kN/m)	174.40	174.40
c*b	(kN/mq)	0.00	0.00

$\beta m = 0.38$ (-) (Fattore Riduttivo)

$a_{max}/g = 0.28$ (-) (Accelerazione Orizzontale Max)

$\beta 5 = 90^\circ - \beta 2 - \beta 4 = 14.20$ (°)

$A = A1 + A2 = H (1 - \text{tg}\beta 3/\text{tg}\beta 1)/(\sin\beta 2(1 - \text{tg}\beta 3/\text{tg}\beta 2)) = 8.77$ (m)

$L = A \cos\beta 2 - H / \text{tg}\beta 1 = 2.00$ (m)

$A2 = z_w / \sin\beta 2 = 0.00$ (m)

$W = (\gamma H (1 / \text{tg}\beta 2 - 1 / \text{tg}\beta 1) A \sin\beta 2) / 2 = 199.68$ (kN/m)

CONDIZIONI SISMICHE

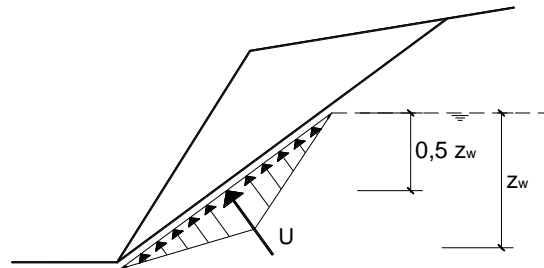
$F_h = 10.70$ (kN)

$F_v = 5.35$ (kN)

CONDIZIONI IDRAULICHE

$U = 0.25 (\gamma_w z_w A2)$

$U = 0.00$ (kN/m)



Coefficiente di Sicurezza

$\tau = \sigma' n \text{tg}(\text{JRC} \log(\text{JCS} / \sigma' n) + i_u + \phi' r)$ (Barton)

$$F_s = \frac{(\tau + c \cdot b) A}{(W + qL \pm F_v) \text{sen}\beta 2 \pm F_h \cdot \cos\beta 2 + V \cdot \cos\beta^* - T \cdot \text{sen}\beta 5}$$

$$\sigma' n = ((W + qL \pm F_v) \cos\beta 2 \pm F_h \cdot \text{sen}\beta 2 - U + T \cdot \cos\beta 5) / (A1 + A2)$$

$\sigma' n_{min} = 0.001$ (Mpa)

$\sigma' n(1) = 0.0272$ (Mpa)

$\sigma' n(2) = 0.0295$ (Mpa)

$\sigma' n(3) = 0.0300$ (Mpa)

$\sigma' n(4) = 0.0277$ (Mpa)

$\tau(1) = 0.0421$ (Mpa)

$\tau(2) = 0.0450$ (Mpa)

$\tau(3) = 0.0457$ (Mpa)

$\tau(4) = 0.0427$ (Mpa)

$F_{s1} = 2.48$ (-) **1a Condizione Fh(+) e Fv(+)**

$F_{s2} = 2.82$ (-) **2a Condizione Fh(-) e Fv(+)**

$F_{s3} = 3.08$ (-) **3a Condizione Fh(-) e Fv(-)**

$F_{s4} = 2.70$ (-) **4a Condizione Fh(+) e Fv(-)**

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$F_{smin} = 2.48 > 1.2 = \gamma_R$

CASO 2

La condizione di stabilità relativa alla superficie di rottura piana globale che interessa tutto il fronte di scavo, data la maggiore complessità geometrica del problema, viene analizzata mediante il programma di calcolo Geoslope.

Nella figura seguente si riporta il criterio di rottura di Barton-Bandis implementato nel modello di calcolo Geoslope, con riferimento ai parametri precedentemente indicati.

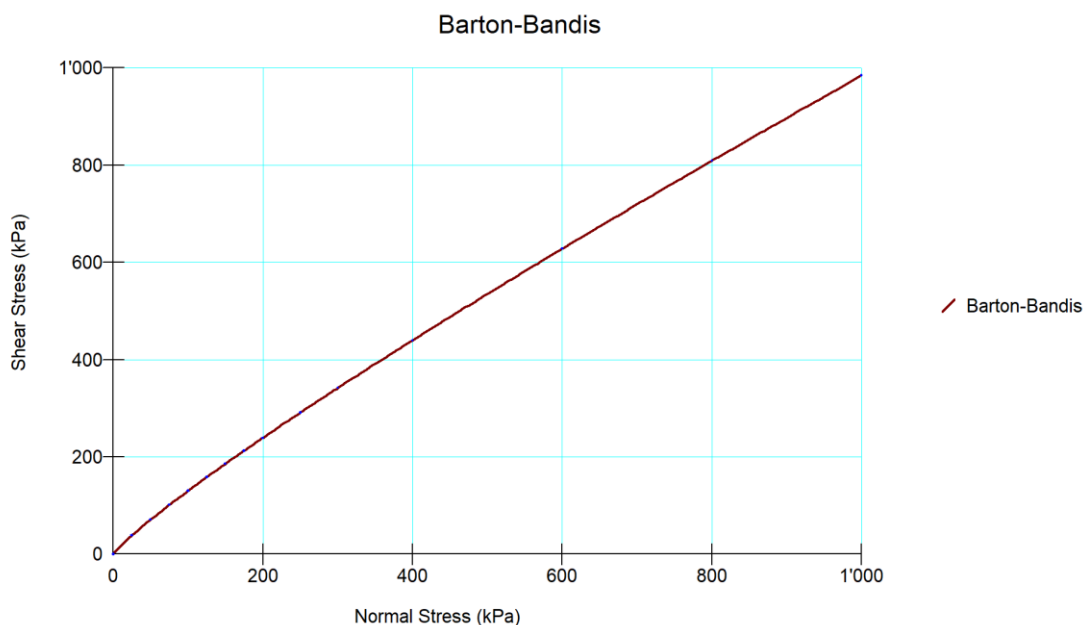


Figura 8.16 Criterio di rottura Barton-Bandis implementato nel modello di calcolo

Di seguito i risultati delle analisi del Caso 2 e le immagini del modello.

Condizione statica $FS = 1,354 > 1,10$

Condizione sismica $FS = 1,284 > 1,20$

Le verifiche risultano soddisfatte.

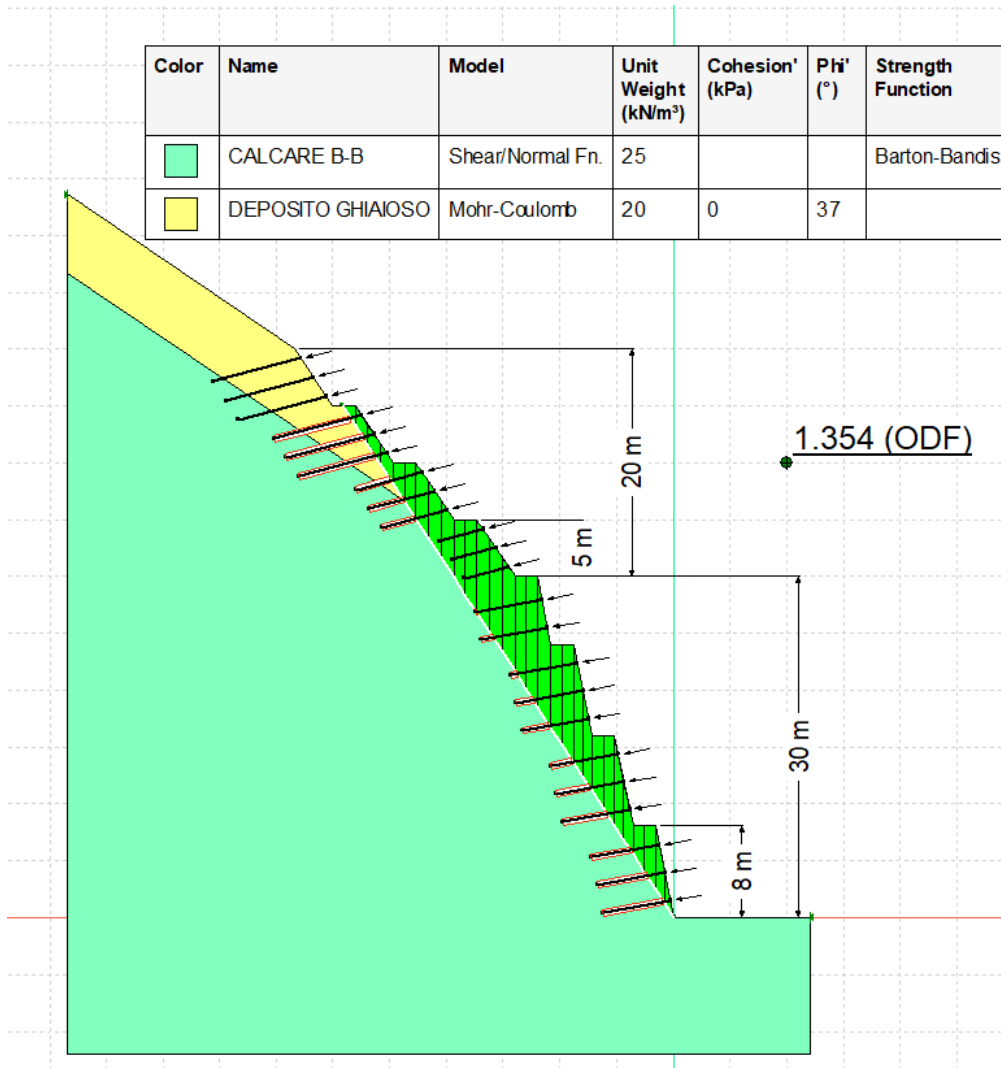


Figura 8.17 Verifica di stabilità della trincea in roccia in condizioni statiche

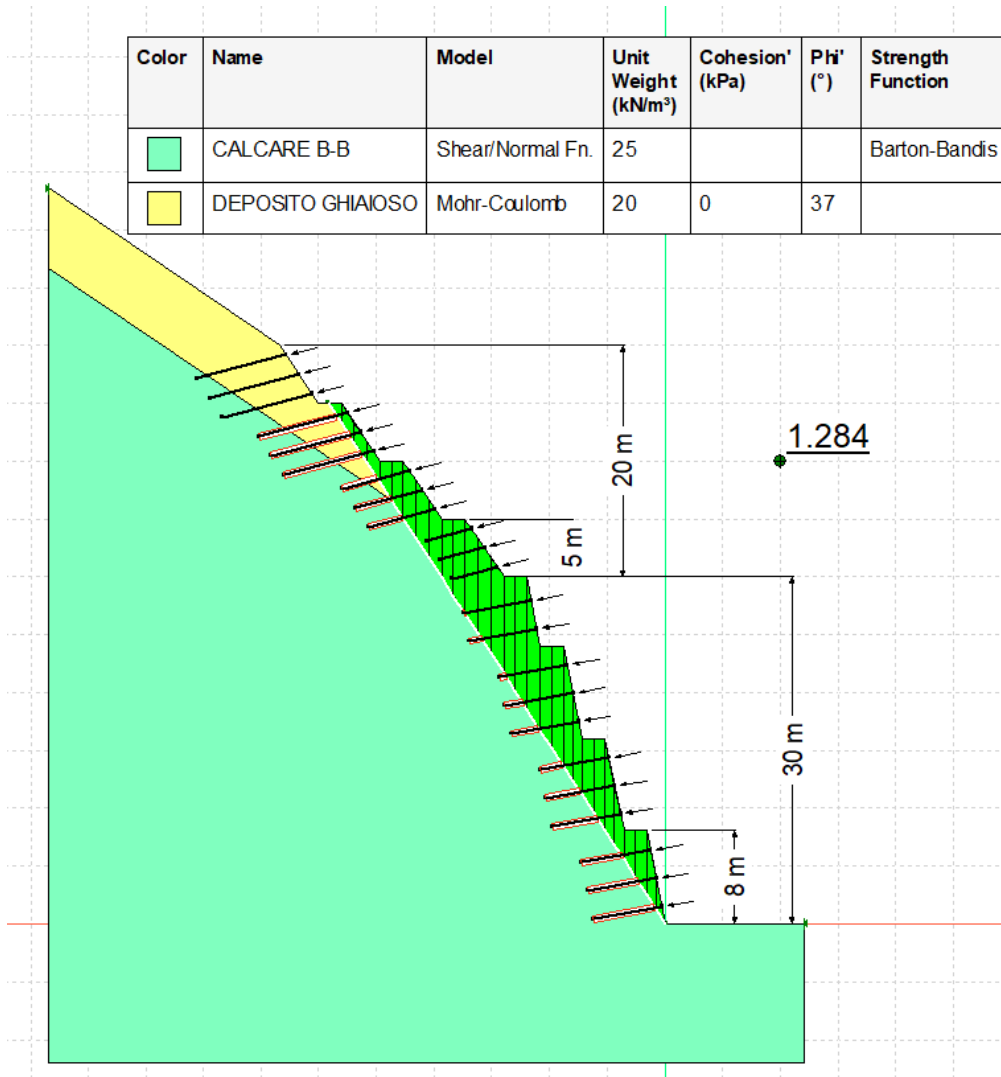


Figura 8.18 Verifica di stabilità della trincea in roccia in condizioni sismiche (sisma verticale positivo)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 78 di 81

8.5.5 Modello di calcolo ID5 – Risultati analisi di stabilità globale

Si analizza la sezione di trincea in roccia calcarea altamente fratturata tipologia TS-D avente altezza di scavo più rappresentativa. Questa tipologia di scavo si trova in una zona specifica del tracciato, in corrispondenza del sondaggio FCL22 in cui si sono riscontrati valori di $RQD \leq 20$.

Trattandosi di roccia altamente fratturata si eseguono le analisi di stabilità con riferimento al continuo equivalente considerando il criterio di rottura di Hoek-Brown, i cui parametri considerati nelle analisi sono di seguito riportati. Per tenere conto del livello di fratturazione si è considerato un fattore di disturbo massimo e pari ad 1.0 all'interno di tutto l'ammasso roccioso.

Strato	Profondità	Descrizione	γ (kN/m ³)	GSI	σ_c (MPa)	m_i	D
1	-	Calcarea fratturato	25.0	35	40	12	1.0

Tabella 8-6: Stratigrafia di riferimento e parametri geotecnici adottati per la roccia

L'analisi di stabilità globale in campo sismico è stata condotta assumendo i carichi e i parametri geotecnici caratteristici. In accordo a quanto riportato in precedenza, la forza sismica è stata modellata tramite i coefficienti sismici:

$K_H = + 0,108$ (concorde alla direzione di scivolamento)

$K_V = \pm 0,054$ (verificando la più cautelativa tra le due direzioni)

Di seguito i risultati delle analisi e le immagini del modello con l'individuazione della superficie di scorrimento più critica.

Condizione statica $FS = 1,580 > 1,10$

Condizione sismica $FS = 1,673 > 1,20$

Le verifiche risultano soddisfatte.

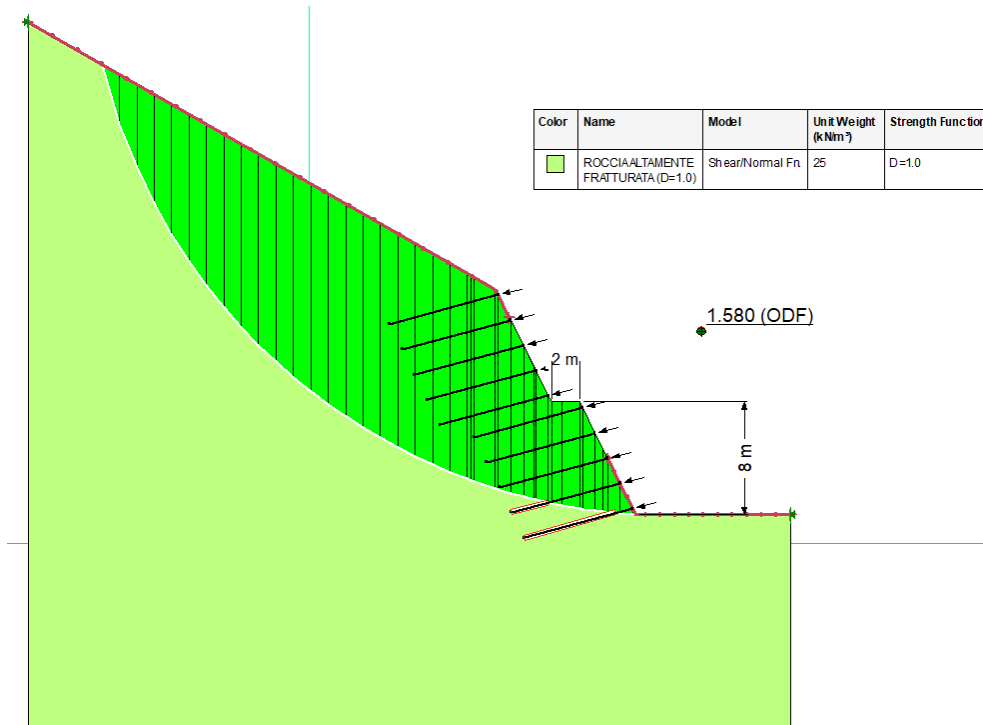


Figura 8.19 Verifica di stabilità della trincea in roccia in condizioni statiche

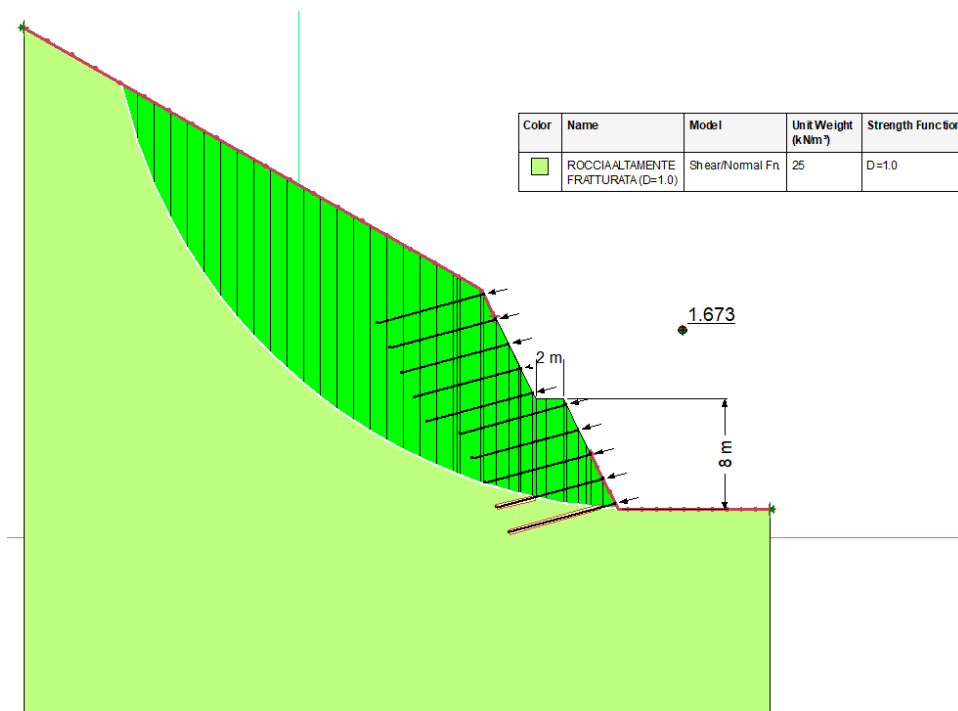


Figura 8.20 Verifica di stabilità della trincea in roccia in condizioni sismiche (sisma verticale positivo)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	POTENZIAMENTO INFRASTRUTTURALE ORTE - FALCONARA. RADDOPPIO DELLA TRATTA PM228 – CASTELPLANIO					
	PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA					
RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO RILEVATI E TRINCEE STRADALI (STABILITÀ, CEDIMENTI ED INTERVENTI CONSOLIDAMENTO) LOTTO 2	COMMESSA IR0F	LOTTO 02R	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE006002	REV. A	FOGLIO 80 di 81

8.5.6 Modello di calcolo ID6 – Risultati analisi di stabilità globale

Si analizza la sezione di trincea in deposito granulare TS-E avente altezza di scavo più rappresentativa.

Per la sezione di calcolo in oggetto si considera la seguente stratigrafia e parametrizzazione geotecnica.

Strato	profondità	Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_u (kPa)
1	da 0.0 a 5.0 m	Deposito ghiaioso	20.0	0	34	-
2	da 5.0 m	Deposito ghiaioso	20.0	0	40	-

Tabella 8-7: Stratigrafia di riferimento e parametri geotecnici adottati

L'analisi di stabilità globale in campo sismico è stata condotta assumendo i carichi e i parametri geotecnici caratteristici. In accordo a quanto riportato in precedenza, la forza sismica è stata modellata tramite i coefficienti sismici:

$K_H = + 0,146$ (concorde alla direzione di scivolamento)

$K_V = \pm 0,073$ (verificando la più cautelativa tra le due direzioni)

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione delle superfici di rottura tali da interessare lo scavo nel suo complesso. Tra esse, è definita critica quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Di seguito i risultati delle analisi e le immagini del modello con l'individuazione della superficie di scorrimento più critica.

Condizione statica $FS = 1,229 > 1,10$

Condizione sismica $FS = 1,209 > 1,20$

Le verifiche risultano soddisfatte.

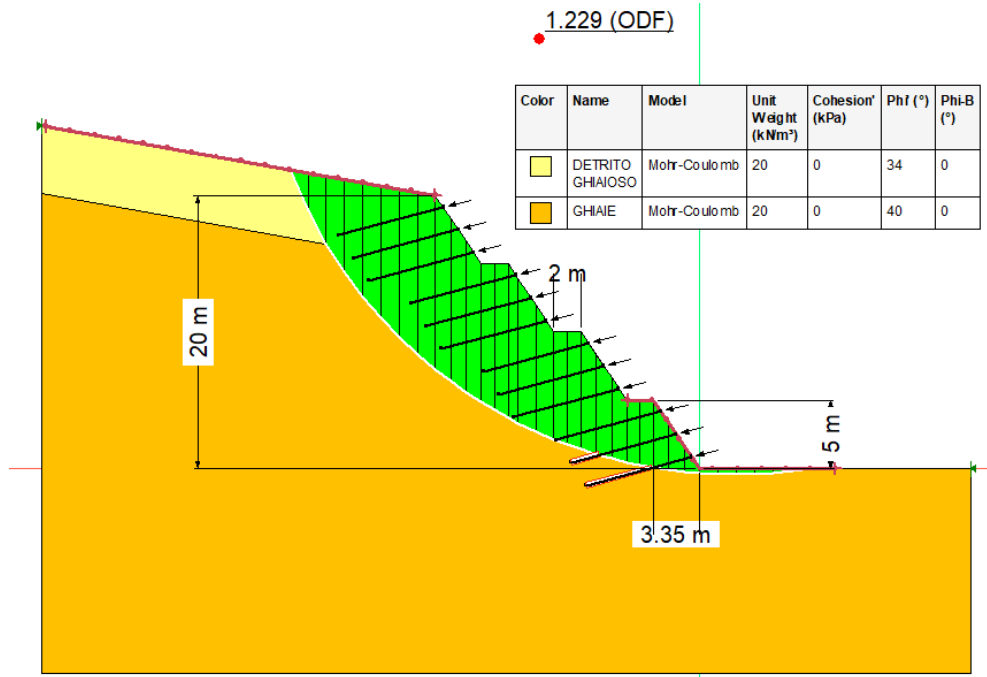


Figura 8.21 Verifica di stabilità della trincea in depositi granulari in condizioni statiche

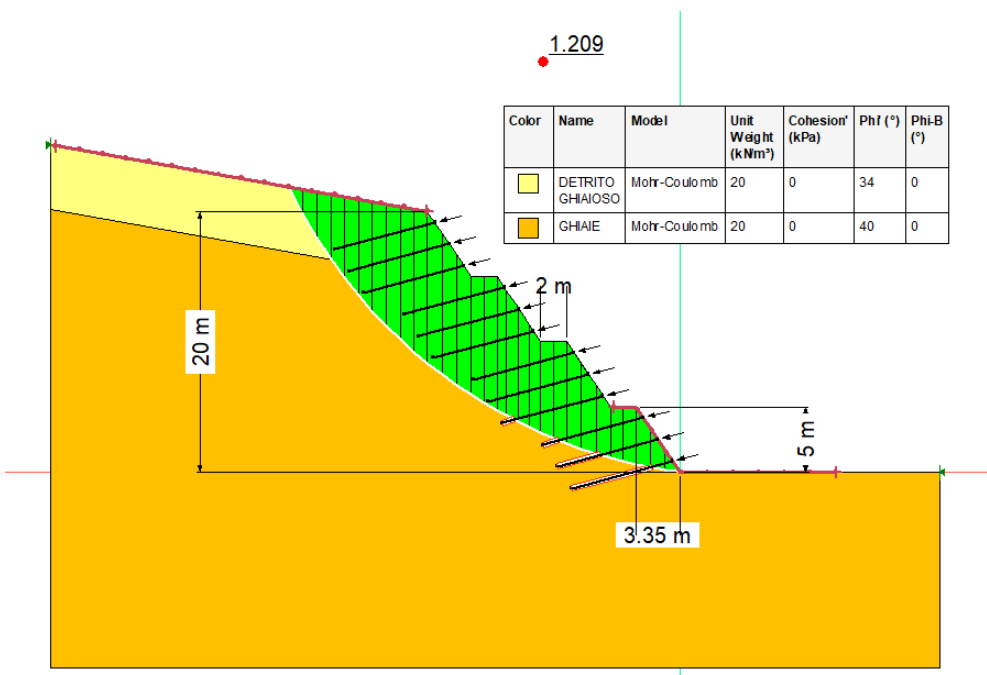


Figura 8.22 Verifica di stabilità della trincea in depositi granulari in condizioni sismiche (sisma verticale positivo)