

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**NODO DI BARI**

**U.O.: OPERE GEOTECNICHE**

**PROGETTO PRELIMINARE**

**NODO DI BARI**

**BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE**

**Relazione di calcolo rilevati e trincee**

SCALA:

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

IA7X 00 R 11 RH GE0006 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L. Dinelli	Luglio 2021	L. Giannini	Luglio 2021	G. Dimaggio	Luglio 2021	L. Berardi Luglio 2021



File: IA7X00R11RHGE0006001A

n. Elab.:

## INDICE

1	INTRODUZIONE.....	4
2	NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	6
2.1	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO .....	6
2.2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	7
2.3	SOFTWARE .....	8
3	CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI IN TRINCEA E IN RILEVATO.....	9
3.1	TRINCEE .....	9
3.1.1	<i>Descrizione degli interventi di protezione e rinforzo delle scarpate di scavo .....</i>	<i>10</i>
3.2	RILEVATI.....	15
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO.....	17
4.1	MODELLO GEOTECNICO.....	17
4.2	INQUADRAMENTO SISMICO .....	18
5	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE .....	19
5.1	CRITERI GENERALI DI VERIFICA.....	19
5.2	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO .....	20
5.2.1	<i>Stati limite ultimi (SLU).....</i>	<i>20</i>
5.2.2	<i>Stati limite di esercizio (SLE).....</i>	<i>22</i>
5.3	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO .....	22
5.3.1	<i>Stati limite ultimi (SLU) - Verifica allo stato limite SLV .....</i>	<i>22</i>
5.3.2	<i>Coefficienti sismici per la verifica di stabilità globale allo SLV .....</i>	<i>23</i>
6	APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE.....	24
6.1	APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE SLU.....	24
6.2	APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE SLE.....	26
7	ANALISI DELLE SEZIONI DI CALCOLO .....	28

7.1	CARICHI DI PROGETTO .....	29
7.2	ANALISI STABILITÀ TRINCEA 1 .....	31
7.2.1	<i>Analisi in condizioni statiche</i> .....	31
7.2.2	<i>Analisi in condizioni sismiche</i> .....	35
7.3	ANALISI STABILITÀ TRINCEA 2 .....	40
7.3.1	<i>Analisi in condizioni statiche</i> .....	41
7.4	ANALISI STABILITÀ TRINCEA 3 .....	47
7.4.1	<i>Analisi in condizioni statiche</i> .....	47
7.4.2	<i>Analisi in condizioni sismiche</i> .....	51
7.5	ANALISI STABILITÀ TRINCEA 4 .....	56
7.5.1	<i>Analisi in condizioni statiche</i> .....	57
7.6	ANALISI STABILITÀ TRINCEA 5 .....	62
7.6.1	<i>Analisi in condizioni statiche</i> .....	63
7.7	ANALISI RILEVATO .....	67
7.7.1	<i>Analisi di stabilità in condizioni statiche e sismiche</i> .....	68
7.7.2	<i>Verifica dei cedimenti</i> .....	71

## 1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono descritti i risultati del calcolo dei cedimenti dei rilevati e delle verifiche di stabilità di rilevati e trincee inclusi nel Progetto Preliminare della “Variante di tracciato tra Palese e Santo Spirito”.

L’area interessata dal progetto ricade nella zona a nord - ovest della città di Bari, nell’area compresa tra l’aeroporto internazionale di Bari e il comune di Giovinazzo.



**Figura 1-1: inquadramento planimetrico del tracciato in progetto - Google Earth.**

La nuova infrastruttura si sviluppa in rilevato solo nella porzione iniziale, tra le pk 0+850 e 1+170 circa, con altezze massime pari a circa 3m. Lungo il resto del tracciato le opere ferroviarie sono costituite da gallerie artificiali o trincee, che comportano l’apertura di scavi fino a un massimo di circa 17 metri,



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO PRELIMINARE**

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>IA7X</b>	00 R 11	RH	GE 00 06 001	A	5 di 72

aventi carattere provvisorio o definitivo, rispettivamente per le due diverse tipologie di opere, gallerie artificiali o trincee.

## 2 **NORMATIVA, BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### 2.1 **NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO**

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30;
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [3] RFI DTC SI CS MA IFS 001 del 2021 - “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;
- [4] RFI DTC SI CS SP IFS 004 del 2021- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi” – RFI.
- [5] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [6] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO PRELIMINARE**

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00 R 11	RH	GE 00 06 001	A	7 di 72

## 2.2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- [7] ITALFERR – Progetto Preliminare – Riassetto Nodo di Bari – Relazione Geologica e Idrogeologica (Doc. IAY100R69RGGE0001001)
- [8] ITALFERR – Progetto Preliminare – Riassetto Nodo di Bari – Planimetria ubicativa sondaggio XIA32D003 (Doc. IAY100R78P5GE0001001)
- [9] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Indagini geognostiche e prove in situ (Doc. IA7X00R69SGGE0005001)
- [10] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Indagini geofisiche (Doc. IA7X00R69IGGE0005001)
- [11] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Schede di rilevamento degli stop geologici e geomeccanici (Doc. IA7X00R69RHGE0005001)
- [12] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Prove geotecniche di laboratorio (Doc. IA7X00R69PRGE0005001)
- [13] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica (Doc. A7X00R69RGGE0001001)
- [14] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Carta e profilo geologico (Doc. IA7X00R69NZGE0001001)
- [15] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Carta e profilo idrogeologico (Doc. IA7X00R69NZGE0002001)
- [16] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Relazione geotecnica generale (Doc. IA7X00R11GE0006001)
- [17] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 1 (Doc. IA7X00R11F6GE0006001)
- [18] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese – Profilo geotecnico - tav. 2 (Doc. IA7X00R11F6GE0006002)



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO PRELIMINARE**

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00 R 11	RH	GE 00 06 001	A	8 di 72

- [19] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese –  
Profilo geotecnico - tav. 3 (Doc. IA7X00R11F6GE0006003)
- [20] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese –  
Profilo geotecnico - tav. 4 (Doc. IA7X00R11F6GE0006004)
- [21] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese –  
Profilo geotecnico - tav. 5 (Doc. IA7X00R11F6GE0006005)
- [22] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese –  
Profilo geotecnico - tav. 6 (Doc. IA7X00R11F6GE0006006)
- [23] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese –  
Profilo geotecnico - tav. 7 (Doc. IA7X00R11F6GE0006007)
- [24] ITALFERR – Progetto Preliminare – Nodo di Bari - Bari Nord – Variante Santo Spirito - Palese –  
Interventi tipo di protezione/rinforzo delle scarpate di scavo (Doc. IA7X00R11WXGE0006001)

## 2.3 SOFTWARE

- [25] Paratie Plus modulo VSP

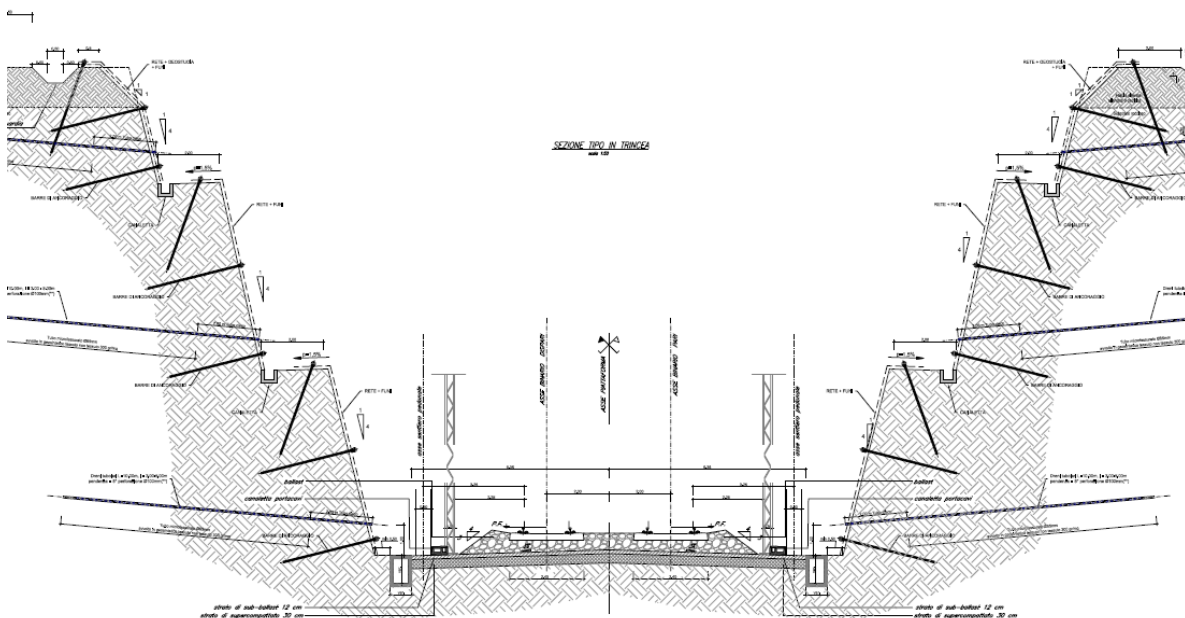


### 3 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI IN TRINCEA E IN RILEVATO

Di seguito una breve descrizione delle caratteristiche delle sezioni in trincea e in rilevato. Tutte le opere incluse in progetto saranno realizzate con i materiali e le modalità costruttive descritte nel Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili di RFI [4].

#### 3.1 TRINCEE

Nel presente progetto è prevista l'esecuzione sia di trincee provvisoriale, propedeutiche alla realizzazione delle gallerie artificiali e di muri ad U, sia di trincee definitive.



**Figura 3-1 Sezione tipo in trincea**

Nella porzione più superficiale delle trincee, caratterizzati dalla presenza di materiale classificabile come terreno a grana grossa, avente spessore massimo pari a circa 2.5 m (limitato a 1.5 m di spessore

per la maggior parte dello sviluppo del tracciato), gli scavi vengono aperti con pendenza 1:1, mentre all'interno della formazione rocciosa dei Calcari la pendenza delle scarpate varia a seconda che l'opera abbia carattere definitivo o provvisorio. In particolare, nel caso di trincee definitive è prevista una pendenza 4:1, mentre per le opere provvisorie si è adottata una pendenza 6:1. In entrambi i casi ogni 6.0 m di scavo viene inserita una banca di larghezza pari a 1.0 o 2.0 m, rispettivamente per trincee provvisorie o definitive. Unica eccezione si ha in corrispondenza delle TR03 e TR04 dove è prevista l'apertura di uno scavo senza banche intermedie (altezza massima 15.0 m e pendenza 6:1). presidiato in fase definitiva da un muro ad "U" in c.a.

**Tabella 3-1: trincee riepilogo**

WBS	Progressiva		Spessore scavo 1:1(m)	Pendenza scavo ammasso	Larghezza banca (m)
	da (km)	a (km)			
TR02	1+576	1+768	1.50	4:1	2.00
GA01	1+768	4+845	1.50	6:1	1.00
TR03	4+845	5+137	1.50	6:1	-
GA02	5+137	5+243	1.50	6:1	1.00
TR04	5+243	5+476	1.50	6:1	-
GA03	5+476	6+100	1.50	6:1	1.00
TR05	6+100	6+625	1.50	4:1	2.00
GA04	6+625	9+780	1.50 (2.50 tra le pk 8+400 - 8+700 ca e tra 9+100 - 9+575 ca)	6:1	1.00
TR06	9+780	10+550	1.50	4:1	2.00

### 3.1.1 Descrizione degli interventi di protezione e rinforzo delle scarpate di scavo

Di seguito si descrivono gli interventi previsti per le scarpate di scavo. I dettagli sono riportati nell'elaborato grafico "Interventi tipo di protezione/rinforzo delle scarpate di scavo" [24].

Gli interventi tipologici di protezione/rinforzo delle scarpate sono definiti in funzione dei valori del GSI determinati sulla base delle indagini geognostiche e del carattere provvisorio o definitivo degli scavi.



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO PRELIMINARE**

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00 R 11	RH	GE 00 06 001	A	11 di 72

Per le trincee provvisorie, per ogni singolo intervallo di valori di GSI, sono state previste due tipologie di protezione/rinforzo di diversa intensità, ripartite in pari percentuale sull'estensione complessiva delle superfici delle scarpate.

Per le trincee definitive, per ogni singolo intervallo di valori di GSI è stata prevista un'unica tipologia di intervento, applicata sull'intera superficie delle scarpate.

Per le trincee definitive, nella porzione più superficiale, dove è prevista una pendenza di scavo pari a 1:1, la rete a doppia torsione verrà accoppiata ad una geostuoia, atta a prevenire l'erosione e consentire l'idrosemina di specie erbacee .

#### Scarpate provvisorie:

I fronti di scavo rocciosi delle scarpate provvisorie, di pendenza 6:1 V/H verranno stabilizzati e protetti con interventi che saranno differenziati in funzione della qualità dell'ammasso roccioso, definita sulla base del GSI.

Nelle zone in cui gli scavi interessano un ammasso con buone caratteristiche geomeccaniche (GSI>45) il fronte di scavo verrà lasciato senza protezione o protetto solo con spritz e rete elettrosaldata; con il peggiorare delle caratteristiche di qualità dell'ammasso, oltre rete e spritz, si prevede anche l'utilizzo di chiodi di ancoraggio in acciaio B450C, di lunghezza compresa tra 3 e 6m, posti in opera con una densità di chiodatura via via crescente in funzione delle caratteristiche dell'ammasso. Nello specifico sono stati definite le seguenti tipologie di interventi di protezione delle scarpate:

Tipo A: Spritz (sp.10cm) + Rete elettrosaldata

Tipo B: Spritz (sp.10cm) + Rete elettrosaldata + Chiodatura sporadica (incidenza: 0.05 chiodi / mq)

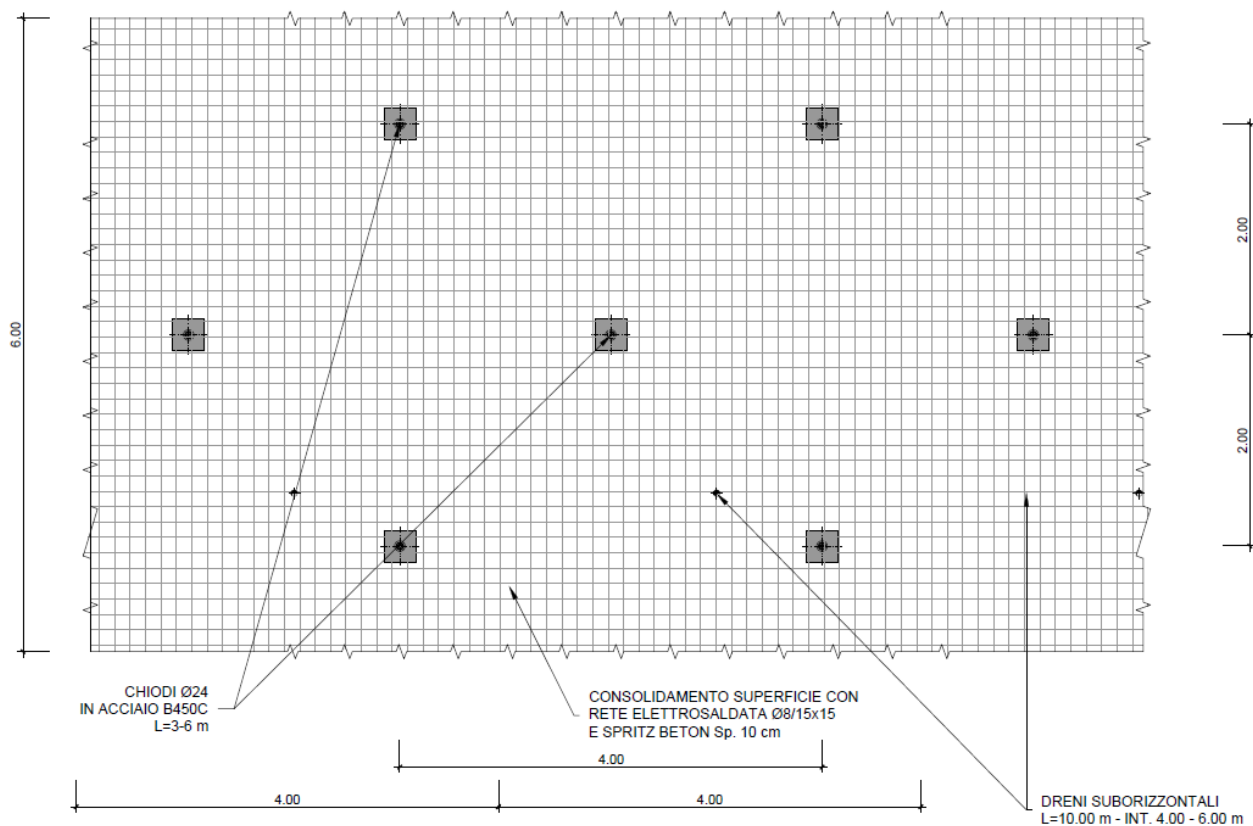
Tipo C: Spritz (sp.10cm) + Rete elettrosaldata + Chiodatura sistematica di tipo 1 (incidenza: 0.095 chiodi / mq)

Tipo D: Spritz (sp.10cm) + Rete elettrosaldata + Chiodatura sistematica di tipo 2 (incidenza: 0.125 chiodi / mq)

Sebbene le opere ferroviarie si posizionino tutte al di sopra del livello di falda (rinvenuto coincidente con la quota del livello marino (0 m s.l.m.)), al fine di evitare l'istaurarsi di sovrappressioni indotte dalla infiltrazione delle acque meteoriche che potrebbero dare luogo a instabilizzazioni anche locali dei fronti

di scavo, lungo le scarpate è prevista la realizzazione di dreni sub-orizzontali di lunghezza pari a 10m, inclinati di 10°. Nella figura che segue è rappresentato a titolo di esempio lo schema di intervento con chiodatura sistematica (tipo D)

**INTERVENTO DI PROTEZIONE TIPO D**  
(Spritz + R.E.S. + chiodatura sistematica inc=0.125 chiodi/mq)  
SCALA 1:50



**Figura 3-2 – Esempio di chiodatura sistematica**

Nella successiva tabella sono indicate le percentuali di applicazione delle diverse tipologie degli interventi di consolidamento previsti in progetto per le diverse classi di qualità dell'ammasso roccioso riscontrate. Per ogni singolo intervallo di valori di GSI, sono state previste, due tipologie di protezione/rinforzo di diversa intensità, che sono ipotizzate ripartite in pari percentuale sull'estensione complessiva delle superfici delle scarpate.

GSI	PERCENTUALE DISTRIBUZIONE INTERVENTI
> 45	50% non previsto – 50% Tipo A
35 ÷ 45	50% Tipo A – 50% Tipo B
25 ÷ 35	50% Tipo B – 50% Tipo C
< 25	50% Tipo C – 50% Tipo D

### Scarpate definitive

Le scarpate definitive, previste con pendenza V/H pari a 4:1 nelle formazioni rocciose, verranno rivestite con un sistema di reti e funi metalliche opportunamente ancorate all'ammasso retrostante. L'intervento consentirà sia di contenere il distacco di materiale dal fronte, sia di contrastare l'instabilità di eventuali modesti cunei di roccia in condizioni di equilibrio precario.

L'intervento prevede la posa in aderenza alla scarpata di pannelli di una rete a doppia torsione con maglia esagonale ancorata all'ammasso retrostante mediante ancoraggi passivi, realizzati con barre  $\phi=24\text{mm}$  in acciaio B450C, ed un reticolo di contenimento a maglia romboidale, realizzata con funi in acciaio di diametro pari a 12mm.

Le chiodature avranno una lunghezza compresa tra 3.00 e 6.00 m, o comunque tale da garantire alle barre un ancoraggio nella roccia sana per una profondità di almeno 2.50 m; le barre saranno alloggiare in fori eseguiti nella roccia a roto-percussione di diametro minimo 80 mm opportunamente cementate da iniezione in pressione ( $p_{\text{min}}= 4.0 \text{ bar}$ ) con boiacca di cemento di classe minima C25/30.

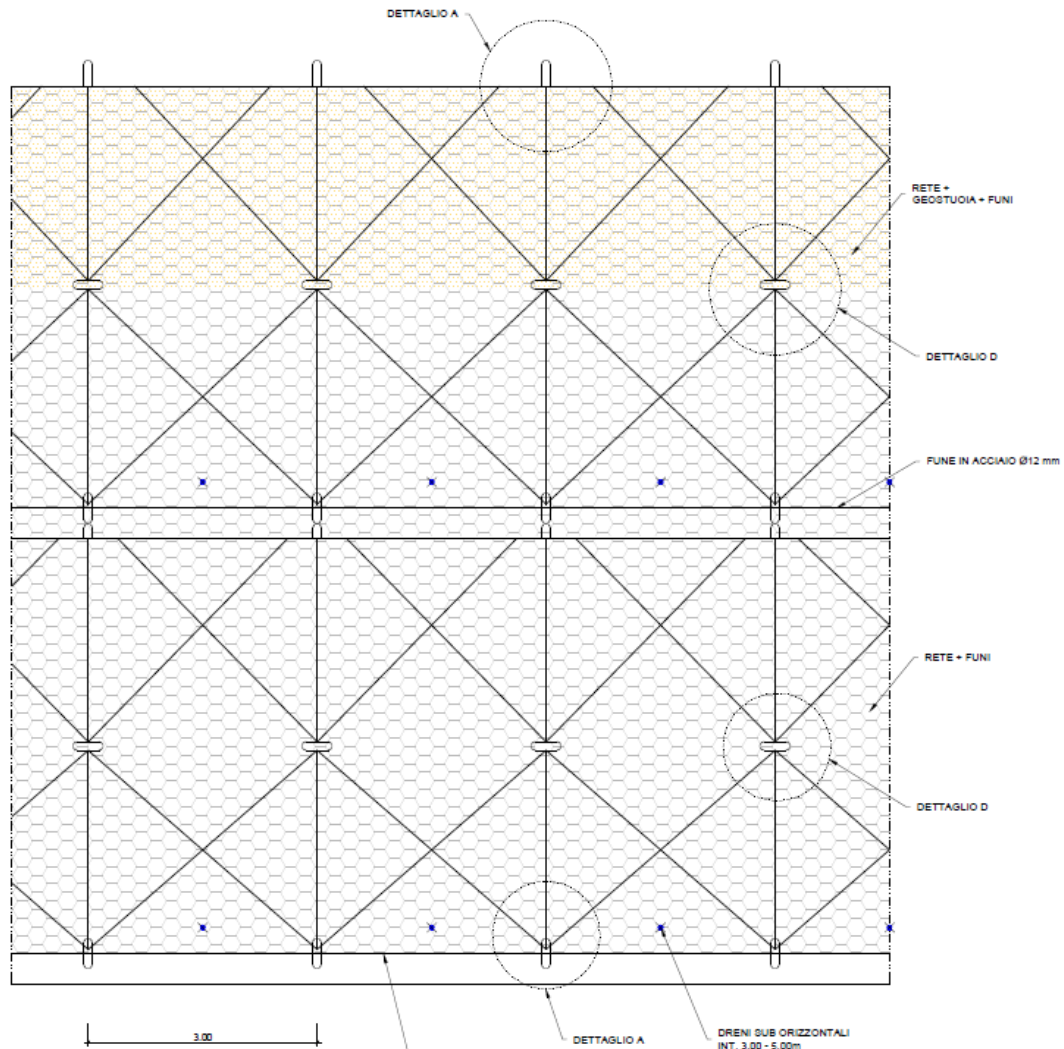


Figura 3-3 – Esempio di protezione delle scarpate definitive

In progetto sono state previste due diverse tipologie di intervento che si differenziano unicamente per la maglia del reticolo di contenimento e degli ancoraggi.

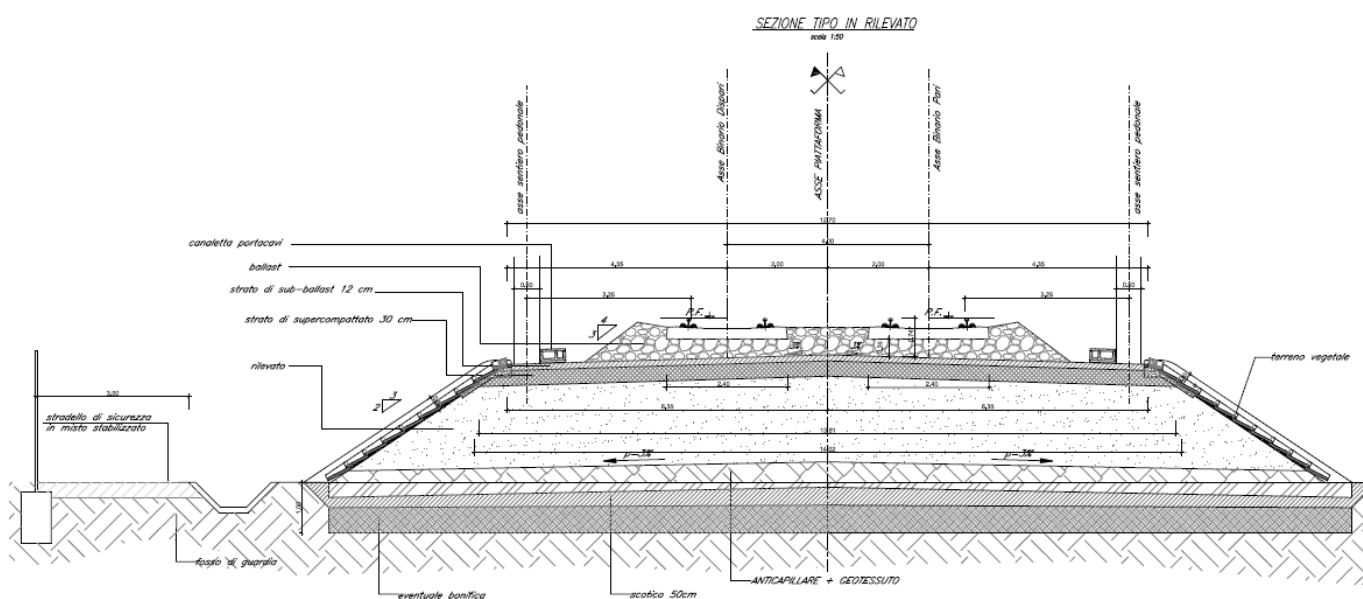
Tipo A: Maglia romboidale 6 x 3

Tipo B: Maglia romboidale 3 x 3

La prima verrà utilizzata per le scarpate realizzate in ammassi caratterizzati da un indice GSI superiore a 35, mentre la seconda per ammassi caratterizzati da indice GSI compresi tra 25 e 35.

### 3.2 RILEVATI

La linea ferroviaria si sviluppa in rilevato solo nel tratto iniziale, tra le pk 0+850 e 1+170 circa, con altezze massime di circa 3m. Le scarpate dei rilevati verranno profilate con pendenza H:B pari a 2:3.



**Figura 3-4 Sezione tipo in rilevato**

Il corpo del rilevato verrà realizzato utilizzando le terre provenienti da scavi di sbancamento delle trincee appartenenti ai gruppi A1, A2-4, A2-5, A2-6, A2-7, A3 e A4, di cui alla classificazione delle terre della norma UNI 11531-1/2014, o eventualmente terre provenienti da cave di prestito, appartenenti ai gruppi A1, A2-4, A2-5, A2-6, A2-7, A3. Non dovranno essere impiegate terre del gruppo A3 con coefficiente di disuniformità minore o uguale a 7, inteso quale rapporto tra i passanti ai setacci 0,4 mm e 0,063 mm.

Per la formazione del corpo dei rilevati potranno essere impiegati frammenti rocciosi delle dimensioni non maggiori di 125 mm (UNI 11531-1/2014) così da poter formare strati dello spessore massimo di 50 cm.. In ogni caso, sia che si tratti di terre, sia che si tratti di rocce frantumate, il grado di uniformità dei materiali utilizzati, definito come il rapporto tra il passante al setaccio D60 e il passante al setaccio D10 ( $G.U. = D60 / D10$ ) dovrà essere  $\geq 15$ .





NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO PRELIMINARE**

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00 R 11	RH	GE 00 06 001	A	16 di 72

Il materiale impiegato per la formazione del corpo del rilevato dovrà essere steso in strati di spessore non superiore a 50 cm (materiale sciolto) per le terre dei gruppi A1, A2-4 e non superiore a 30 cm (materiale sciolto) per il materiale dei gruppi A2-5, A2-6, A2-7, A3 ed A4. Su ciascuna sezione trasversale i materiali impiegati per ciascuno strato dovranno essere dello stesso gruppo o sottogruppo.

Nel caso di allargamento di un rilevato esistente, previa asportazione dello strato di terreno vegetale umifero, si dovrà ritagliare, con ogni cautela, a gradoni orizzontali la scarpa del corpo del rilevato su cui andrà addossato il nuovo materiale, avendo cura di procedere per fasi, facendo immediatamente seguire ad ogni gradonatura (dell'altezza massima di 50 cm) la stessa del relativo nuovo strato (tale da coprire la gradonatura stessa) ed il suo costipamento, in modo da assicurare comunque la viabilità del rilevato esistente.



## 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO E SISMICO

### 4.1 MODELLO GEOTECNICO

In accordo a quanto riportato in relazione geotecnica generale, le verifiche effettuate in questa fase progettuale saranno svolte cautelativamente assumendo il limite inferiore del GSI attribuito alle unità geotecniche C1a/C1b/C2. Nella tabella che segue, vengono riepilogati i valori dei parametri geotecnici delle unità presenti lungo il tracciato.

**Tabella 4-1: parametri geotecnici caratteristici associati alle unità stratigrafiche.**

Unità Geotecnica	$\gamma$	$\varphi'$	$c'$	GSI	$\sigma_{ci}$	$m_i$	$E_{op}$	$k$
	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)		(MPa)		(MPa)	(m/s)
<b>TC</b>	19.0	28	5				10	
<b>CAL</b> <b>Calt</b>	20.0	35	10				50	1E-03 ÷ 1E-05
<b>C1a</b> (da inizio a 5+500 da 8+000 a fine)	24.0	*	*	30	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-6
<b>C1b</b> (da 5+500 a 8+000)	24.0	*	*	20	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-6
<b>C2</b>	24.0	*	*	35	70	9	1000	1E-04 ÷ 1E-6

\* valutati caso per caso in funzione dello stato tensionale

Con:

$\gamma$  = peso specifico;

$c'$  = coesione

$m_i$  = coefficiente relativo alla roccia intatta;

$k$  = permeabilità.

$\varphi'$  = angolo d'attrito

GSI = Geological Strength Index;

E = rigidezza;

La falda, sulla base di quanto riportato in relazione geologica e geotecnica, si trova a 0 m s.l.m. e non è pertanto interferente con gli scavi.

## 4.2 INQUADRAMENTO SISMICO

Per la valutazione dell'azione sismica, in accordo a quanto riportato nel Doc. [16], si considera  $V_R = 112.5$  (=  $75 \cdot 1.5$ ) anni, categoria di sottosuolo E ( $S_S = 1.6$ ) e sito pianeggiante ( $S_T = 1$ ) e pertanto si ottiene:

**Tabella 4-2: parametri sismici.**

TRATTO	$a_g$ (g)	S (-)	$a_{max}$ (g)
A1 (da inizio a metà tracciato)	0.121	1.600	0.194
A2 (da metà a fine tracciato)	0.111	1.600	0.177

## 5 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

### 5.1 CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Per le opere in esame sono svolte le seguenti verifiche (par. 6.2.4. del Doc. [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. 6.2.4.1 del Doc. [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.

## 5.2 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

In base a quanto indicato dalle NTC 2018 (Doc. [1]) le verifiche di sicurezza che devono essere condotte per opere costituite da materiali sciolti e per i fronti di scavo sono le seguenti:

### 5.2.1 Stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di stabilità in campo statico di opere in materiali sciolti e fronti di scavo devono essere eseguite secondo il seguente approccio (Par. C.6.8.6 Doc. [2]):

Approccio 1 - Combinazione 2 - A2 + M2 + R2

tenendo conto dei coefficienti parziali sotto definiti.

La verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

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

essendo R resistenza globale del sistema calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto.

Facendo riferimento a quanto previsto al p.to 3.5.2.3.8 del Doc Rif. [3], per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali sulle azioni in Tabella 5-1 (Tab. 5.2.V del Doc. [1]).

I carichi variabili da traffico ferroviario da utilizzare nelle verifiche di stabilità saranno quelli dovuti al treno di carico LM71, senza incremento dinamico.

**Tabella 5-1: coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 5.2.I del Doc. Rif. [1])**

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

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

In Tabella 5-1 il significato dei simboli è il seguente:

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

I coefficienti parziali sui materiali risultano i seguenti (Tab. 6.2.II del Doc. [1]):

**Tabella 5-2: coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2)**

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_e'$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_e'$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{Cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.0	1.0

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

**Tabella 5-3: coefficienti parziali sulle resistenze (R2)**

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

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1.1

### 5.2.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Per i rilevati deve essere verificato che i cedimenti dell'opera e del terreno sottostante siano compatibili con la funzionalità dell'infrastruttura. Devono essere valutati sia i cedimenti istantanei, sia di consolidazione primaria e di consolidazione secondaria, e il loro andamento nel tempo, in funzione delle caratteristiche dei terreni che costituiscono il sottosuolo. Il calcolo degli eventuali cedimenti differiti nel tempo deve essere effettuato tenendo conto solo dei carichi e sovraccarichi permanenti.

Sulla base di quanto riportato nel Manuale di progettazione (doc. [3]), andrà verificato che il cedimento residuo, a far data dal completamento del piano di posa del ballast, sia minore di 5 cm.

## 5.3 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

### 5.3.1 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. [1]). Per le opere 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 fronti di scavo 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. [1]).

Come riportato al Par. 7.11.4 del Doc. [1] le verifiche possono essere condotte mediante metodi pseudostatici.

Inoltre, in condizioni sismiche, il coefficiente di combinazione  $\psi$  per il carico variabile da traffico ferroviario, da utilizzare nelle verifiche agli stati limite ultimi, deve essere posto pari a 0.2.

### 5.3.2 Coefficienti sismici per la verifica di stabilità globale allo SLV

Come descritto al Par. C7.11.4 del Doc. [2], la verifica di stabilità globale va condotta mediante il metodo di analisi definito al Par. 7.11.3.5 del Doc. [1] inerente alla stabilità dei pendii.

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.3.5.2 del Doc. Rif. [1], in mancanza di studi specifici, i coefficienti sismici  $k_h$  (orizzontale) e  $k_v$  (verticale) sono definiti come:

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

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo  $a_{\max}$  l'azione sismica di progetto, pari al prodotto tra la massima accelerazione alla base  $a_g$  ed il coefficiente  $S$  a sua volta pari al prodotto tra il coefficiente stratigrafico  $S_s$  ed il coefficiente topografico  $S_T$ .

Il coefficiente  $\beta_s$  di riduzione dell'accelerazione massima è pari a 0.38 per verifiche allo SLV di fronti di scavo o rilevati (Doc. [1]).

Nei casi in esame pertanto si ha:

**Tabella 5-4: coefficienti sismici.**

TRATTO	$a_{\max}$ (g)	$k_h$ (-)	$K_v$ (-)
A1 (da inizio a metà tracciato)	0.194	0.074	0.037
A2 (da metà a fine tracciato)	0.177	0.067	0.034

## 6 APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

### 6.1 APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE SLU

Le verifiche geotecniche allo Stato Limite Ultimo riguardano il calcolo della stabilità globale di rilevati e trincee. Per le opere definitive sono state condotte verifiche sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche mentre per le trincee provvisorie, aventi durata inferiore a 2 anni, in accordo a quanto riportato nel Doc. [1], le verifiche sismiche sono state omesse.

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati e trincee 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 VSP implementato in Paratie Plus è stato utilizzato nel presente documento per condurre le analisi di stabilità, sia in campo statico sia in campo sismico (adottando il metodo pseudo-statico), per le verifiche SLU richieste dalla Normativa per le opere in terreni sciolti e fronti di scavo.

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

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

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

Tutti questi si basano sull'individuare una porzione di terreno instabile mobilitata lungo una potenziale superficie di scorrimento, suddividendo la regione di terreno mobilitata in conci verticali compresi tra la sommità del terreno e la superficie di scorrimento e applicando le condizioni di equilibrio generali e relative ai singoli conci. Poiché nella scrittura delle condizioni di equilibrio del singolo concio è necessario includere le azioni che esso scambia con i conci adiacenti, si ottiene un sistema risolvibile in





NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO PRELIMINARE**

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00 R 11	RH	GE 00 06 001	A	25 di 72

cui le incognite (il coefficiente di sicurezza e le azioni interne fra i conci) superano le equazioni disponibili. La differenza fra i diversi metodi risiede nel modo in cui il problema viene reso staticamente determinato; in generale vengono introdotte ulteriori ipotesi, diverse da un metodo all'altro, relativamente alle azioni di interazione fra conci adiacenti.

Nelle analisi effettuate si è fatto riferimento al metodo di Morgenstern & Price che ipotizza che l'inclinazione delle forze tra i conci vari con la posizione  $x$  del concio, secondo una legge  $f(x)$  nota a meno di un moltiplicatore  $\lambda$  introdotto come variabile aggiuntiva. Il coefficiente di sicurezza è ottenuto imponendo condizioni di equilibrio generali sia alla traslazione sia alla rotazione. Il metodo non richiede che la superficie di scivolamento sia un arco di cerchio.

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

- Archi di cerchio aventi centro noto e raggi compresi in un intervallo;
- Archi di cerchio entranti e uscenti in posizioni note;
- Griglia dei centri e limiti geometrici sui raggi;
- Superficie di scivolamento generica definita tramite una spezzata.

Per le analisi dei rilevati è stato utilizzato il secondo modo e pertanto è stato definito un intervallo di entrata (a monte), uno di uscita (a valle) e il raggio massimo. Sulla base di questi intervalli il programma ha generato diversi archi di cerchio contraddistinti ovviamente da diversi centri. Sono state escluse, perché considerate non significative, le superfici di rottura corticali (con profondità minori di 1 m ca.).

Per le analisi di stabilità delle trincee invece sono stati utilizzati due diversi metodi, uno per la ricerca di superfici più superficiali, all'interno cioè dei primi strati di terreno a comportamento granulare, e una per la ricerca di potenziali superfici critiche che interessano l'ammasso roccioso. Nel primo caso è stato adottato un metodo analogo a quello utilizzato per i rilevati mentre nel secondo caso l'assunzione di superfici circolari è stata ritenuta poco realistica e si è ritenuto più opportuno considerare fasci di superfici planari. Sono state quindi definite delle linee passanti per il piede di ogni scarpata. Per

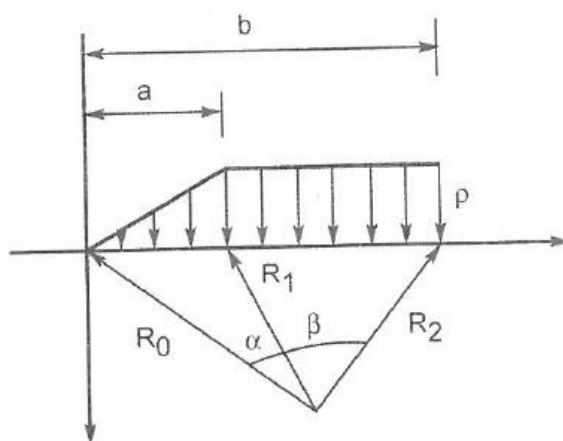
ciascuna linea così inserita il software ha generato un fascio di rette, avente centro in corrispondenza del piede, che intercettano il piano campagna in punti diversi.

## 6.2 APPROCCIO METODOLOGICO PER LE VERIFICHE SLE

Le verifiche geotecniche allo Stato Limite di Esercizio hanno riguardato il calcolo dei cedimenti del rilevato ferroviario. A tal scopo è stata considerata la sezione ritenuta più rappresentativa delle condizioni maggiormente critiche per la tratta in esame.

Date le caratteristiche geotecniche dell'area sono stati valutati, con la metodologia riportata a seguire, i soli cedimenti istantanei.

La valutazione dell'ordine di grandezza dei cedimenti attesi sotto i carichi di esercizio è stata effettuata attraverso la teoria dell'elasticità. Facendo ricorso alla teoria del semispazio elastico omogeneo ed isotropo, è possibile definire in ogni punto del sottosuolo e per il previsto schema di carico i valori delle corrispondenti tensioni indotte. Il corpo di carico del rilevato è suddiviso in corpi di carico riconducibili a quelli di Figura 6-1, che consentono di determinare le tensioni indotte in forma analitica chiusa.



**Figura 6-1: schematizzazione carico rilevato.**

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

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

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



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO PRELIMINARE**

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA7X	00 R 11	RH	GE 00 06 001	A	27 di 72

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Il calcolo può essere esteso o su tutto lo spessore dello schema geometrico definito o esteso fino ad una profondità massima, intesa come quella profondità alla quale il rapporto tra l'incremento dei tensione media nel sottosuolo per effetto del sovraccarico dovuto al rilevato  $\Delta\sigma_m = (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z)/3$  e la tensione media efficace  $\sigma_{m0} = (\sigma'_{v0} + 2k_0 \cdot \sigma'_{v0})/3$  risulta pari ad una certa percentuale impostata. (es. 1%).

## 7 ANALISI DELLE SEZIONI DI CALCOLO

Per l'esecuzione delle verifiche sono state selezionate 5 sezioni in trincea e una in rilevato ritenute le maggiormente rappresentative in funzione dell'assetto stratigrafico e della geometria della sezione. Sono state dunque analizzate:

- La sezione in trincea definitiva di massima altezza, ubicata sia nella parte di tracciato con GSI migliore (modello 1), sia nella parte di tracciato con GSI minore (modello 3)
- La sezione in trincea provvisoria di massima altezza, ubicata sia nella parte di tracciato in cui sono presenti i calcari alterati nella parte superficiale (modello 4) sia nella parte di tracciato in cui sono presenti le calcareniti (modello 2)
- La sezione in trincea provvisoria prevista per TR03 e TR04, in affiancamento al rilevato stradale della SS16, in cui lo scavo è realizzato senza banche (modello 5)
- La sezione in rilevato di massima altezza

**Tabella 7-1: trincee - sezioni di analisi.**

Sezione	Progr.	Altezza banca (m)	Larghezza banca (m)	Stratigrafia			Altezza scavo (m)	Pendenza Scavo
				da (m)	a (m)	U.G.		
1 - Trincea definitiva	1+775	6.00	2.00	0.00	0.50	TC	12.00	1:1
				0.50	1.50	Calt		4:1
				1.50	8.00	C1a		
				8.00	-	C2		
2 - Trincea provvisoria	8+500	6.00	1.00	0.00	0.50	TC	19.50	1:1
				0.50	2.50	CAL		6:1
				2.50	8.00	C1a		
				8.00	-	C2		
3 - Trincea definitiva	6+100	6.00	2.00	0.00	0.50	TC	12.00	1:1
				0.50	1.50	Calt		4:1
				1.50	8.00	C1b		
				8.00	-	C2		
4 - Trincea provvisoria	7+350	6.00	1.00	0.00	0.50	TC	18.00	1:1
				0.50	1.50	Calt		6:1
				1.50	8.00	C1b		
				8.00	-	C2		
5 - Trincea provvisoria per muro ad "U"	5+450	-	-	0.00	0.50	TC	15.00	1:1
				0.50	1.50	Calt		6:1
				1.50	8.00	C1a		
				8.00	-	C2		

**Tabella 7-2: rilevati - sezioni di analisi.**

Sezione	Progressiva	Altezza rilevato (m)	Stratigrafia		
			da (m)	a (m)	U.G.
rilevato	1+000	3.00	0.00	0.50	TC
			0.50	1.50	Calt
			1.50	8.00	C1a
			8.00	-	C2

Per la valutazione dei parametri di resistenza in termini di Mohr Coulomb ( $c'$  e  $\phi'$ ) dell'ammasso roccioso le singole unità geotecniche sono state suddivise in sottostrati e per ognuno di essi è stato considerato un valore di  $\sigma_{3max}$  determinato attraverso la relazione:

$$\sigma_{3max} = 0.72 \sigma_{cm} \left( \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91}$$

con:

- $\sigma_{cm}$  = resistenza uniassiale dell'ammasso;
- $\gamma$  = peso specifico dell'ammasso;
- H = profondità della base del singolo sottostrato rispetto al piano campagna.

Per i rilevati ferroviari vengono considerati i parametri geotecnici riportati nella tabella seguente, secondo quanto indicato dal Manuale di Progettazione RFI.

**Tabella 7-3: parametri geotecnici rilevato ferroviario**

Strato	Legame costitutivo	$\gamma$	$\phi'$	$c'$	$E'$
[-]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[MPa]
Rilevati ferroviari	Mohr Coulomb	20	38	0	30

## 7.1 CARICHI DI PROGETTO

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

- Carico rappresentativo del pacchetto di armamento ferroviario (ballast, traversine, rotaie) (SLE-SLU). Tale carico è considerato solamente nelle verifiche dei rilevati
- Sovraccarico rappresentativo del traffico ferroviario (SLU). Tale carico è considerato solamente nelle verifiche dei rilevati
- Sovraccarico accidentale (SLE-SLU) di 10 kPa per tenere in conto dell'eventuale presenza di mezzi di cantiere sulla sommità delle trincee. Tale carico è considerato solamente nelle verifiche delle trincee
- Azione sismica per le analisi di stabilità. (SLU). Tale carico è considerato solamente nelle verifiche delle trincee definitive e dei rilevati. Si omette la verifica sismica per quanto riguarda gli scavi provvisori poiché avranno durata <2 anni

L'armamento ferroviario, come da Manuale di Progettazione (Doc. [3]), è stato schematizzato per mezzo di una pressione uniformemente distribuita pari a 14.4 kPa, rappresentativo di uno strato di spessore pari a circa 0.80 m con un peso pari a 18.00 kN/m<sup>3</sup>. Il carico è stato applicato sulla sommità del rilevato su una fascia di larghezza 9.4 m.

Il sovraccarico da traffico ferroviario è stato valutato, in accordo a quanto riportato nel Doc. [3], considerando il treno di carico LM71 (con  $\alpha=1.1$ ) che per i casi in esame risulta essere più gravoso rispetto al treno di carico SW2. In particolare, si è fatto riferimento ai quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m e pertanto si è considerato un carico di  $\alpha \cdot Q_{vk}/i = 1.1 \cdot 250 / 1.6 = 171.88$  kN/m. Per riportare tale carico dalla traversina, di larghezza pari a 2.4 m, al piano al di sotto dell'armamento si è considerata una diffusione con pendenza 45° su un'altezza di 40 cm. Pertanto, la pressione equivalente è stata considerata applicata su una fascia di larghezza pari a 3.2 m, centrata in corrispondenza dell'asse della linea ferroviaria, e pari a 53.71 kPa.

Il sovraccarico da traffico stradale, quanto presente, è stato posto pari a 20kPa.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si rimanda al paragrafo 5.3.2 del presente documento.

## 7.2 ANALISI STABILITÀ TRINCEA 1



Figura 7-1: modello di calcolo.

Tabella 7-4: stratigrafia di analisi e parametri geotecnici.

U.G.	da (m)	a (m)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	GSI	$m_i$	D	$\sigma_{3max}$ (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)
TC	0.00	-0.50	-	-	-	-	-	19.0	5	28
Calt	-0.50	-1.50	-	-	-	-	-	20.0	5	35
C1a	-1.50	-4.00	40	30	9	0.7	0.090	24.0	43	43
	-4.00	-8.00					0.170		60	
C2	-8.00	-	70	35	9	0.7	0.260	24.0	122	43

### 7.2.1 Analisi in condizioni statiche

Nelle figure seguenti vengono riportate le varie superfici analizzate in condizioni statiche e i relativi fattori di sicurezza minimi ottenuti.



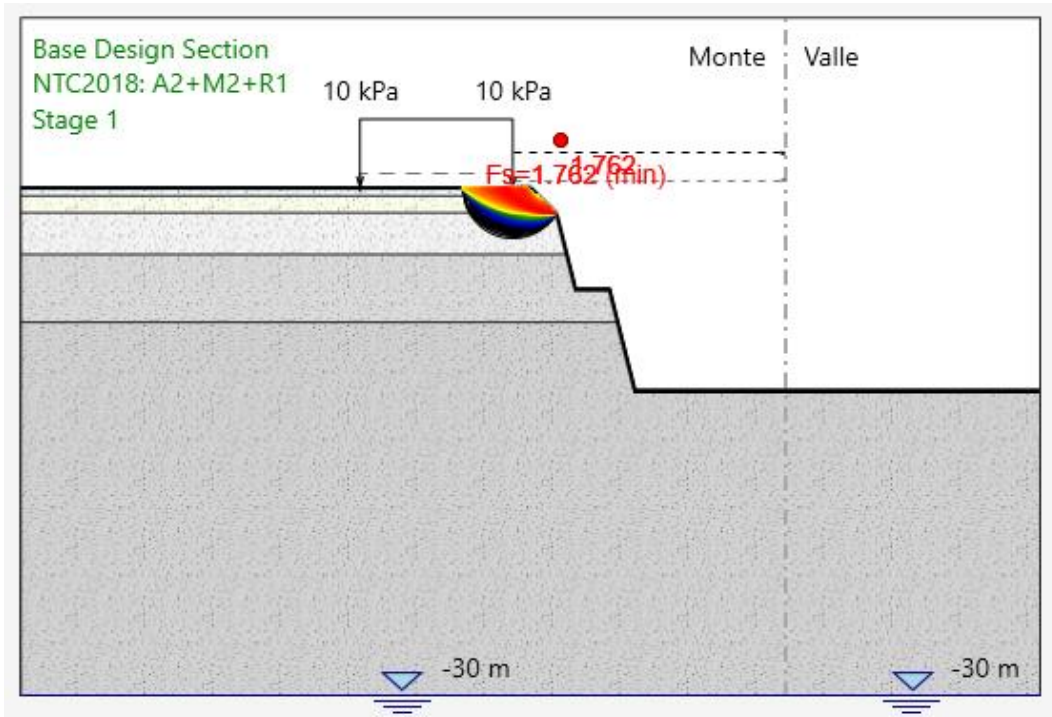


Figura 7-2: superfici analizzate su scarpata con pendenza 1:1.

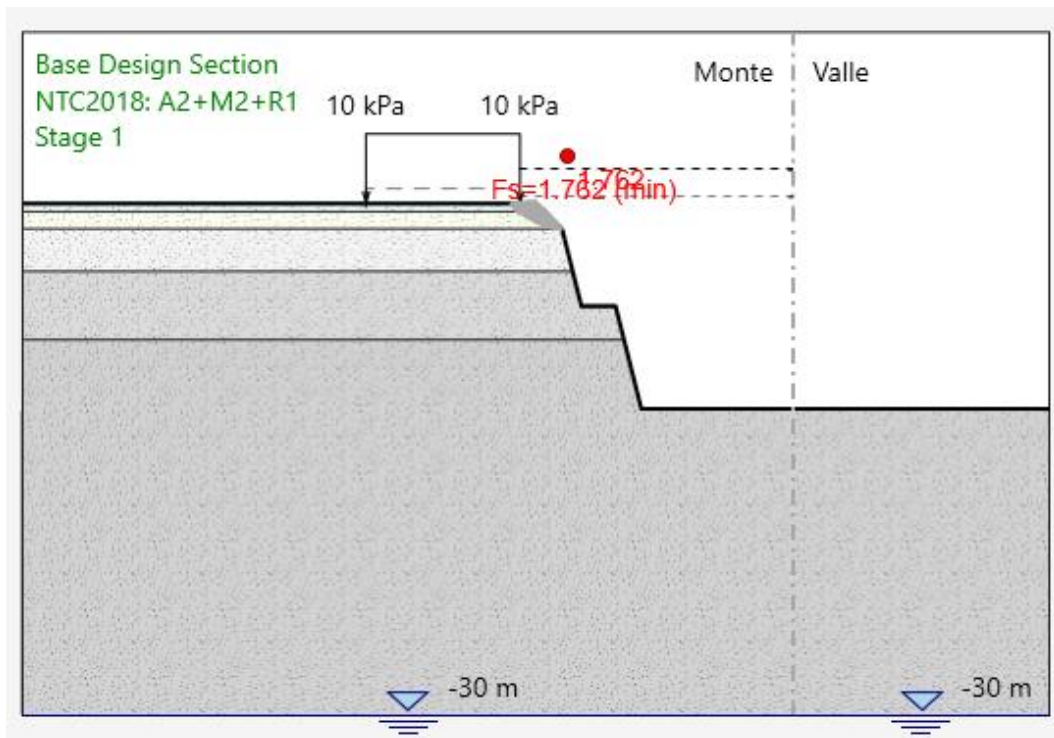


Figura 7-3: superficie critica su scarpata con pendenza 1:1.



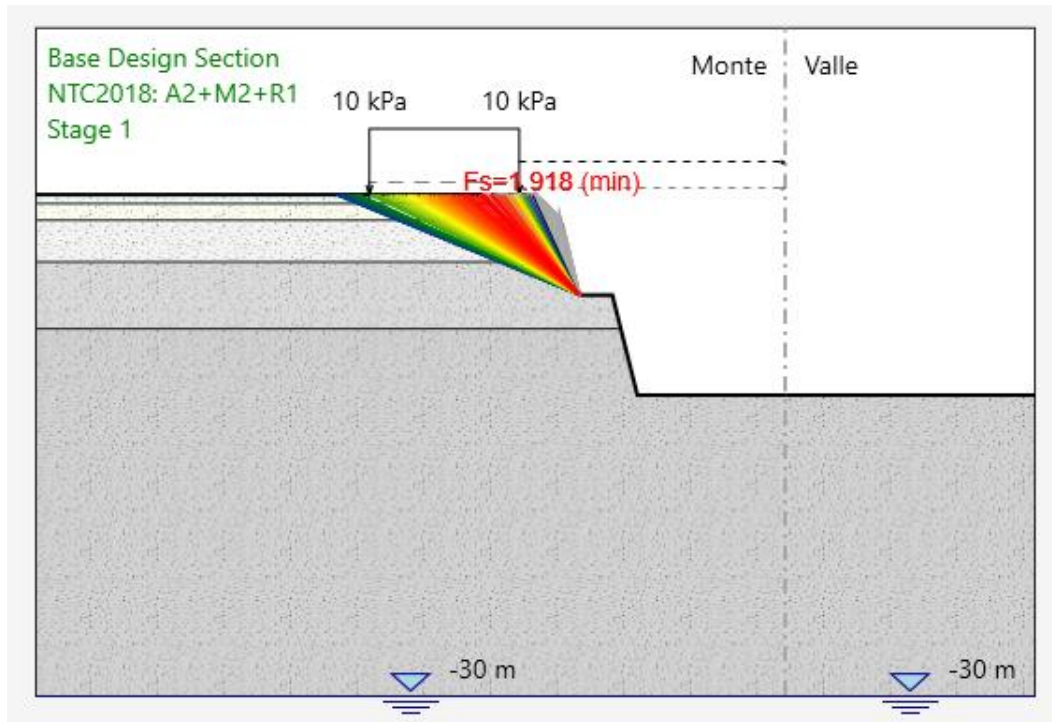


Figura 7-4: superfici analizzate sul primo tratto di scarpata con pendenza 4:1.

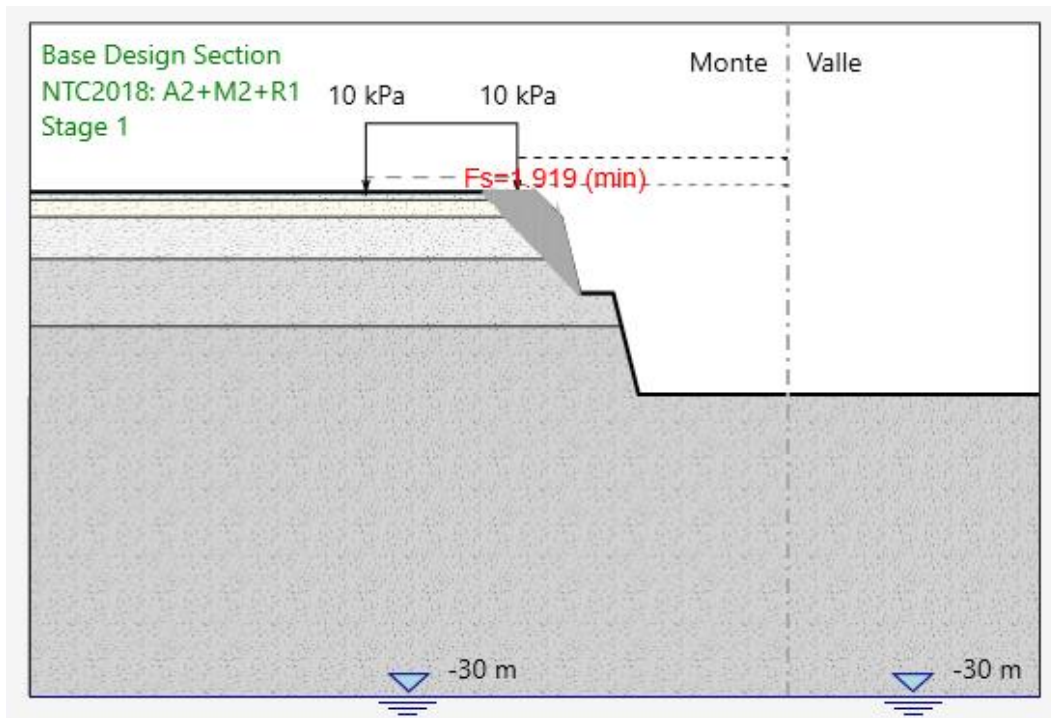
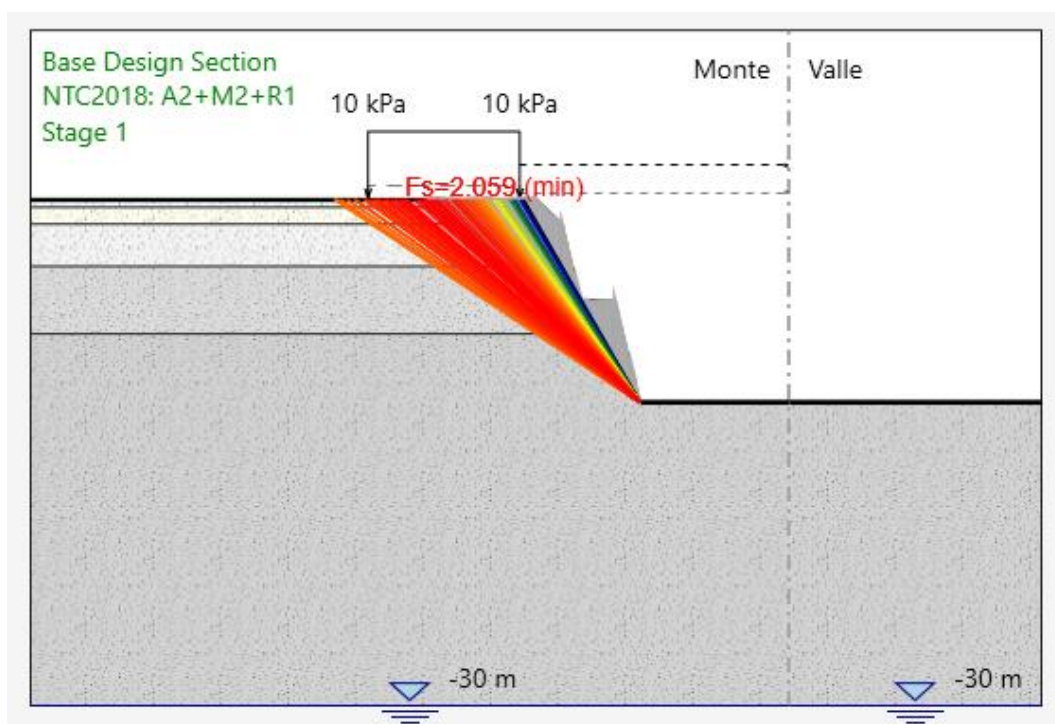


Figura 7-5: superficie critica sul primo tratto di scarpata con pendenza 4:1.



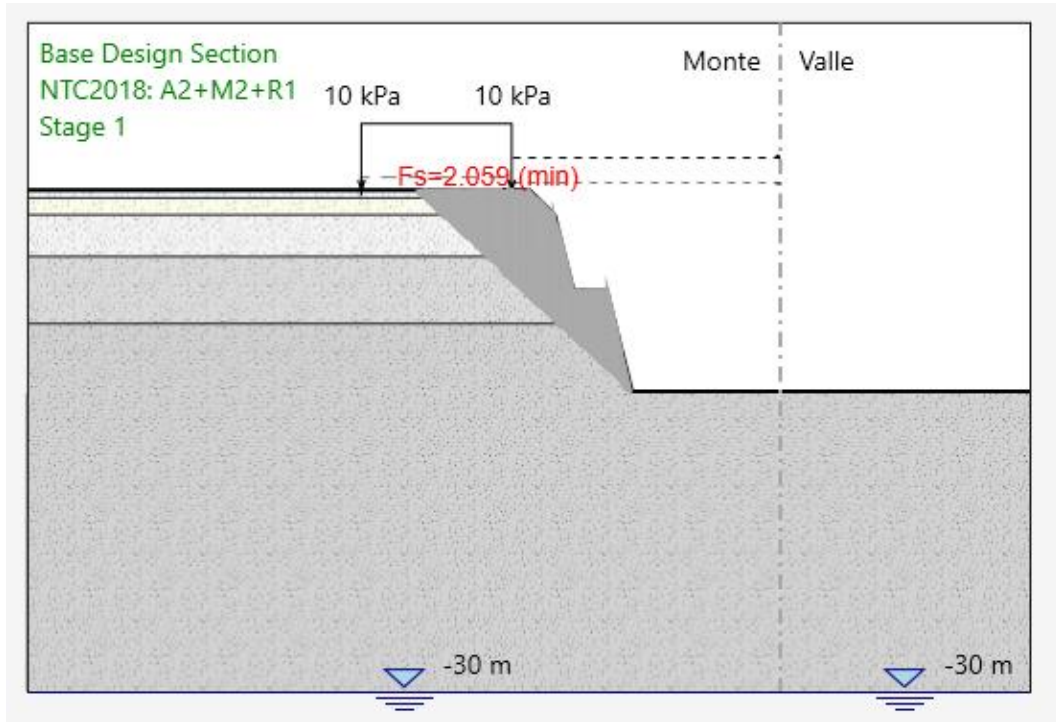


Figura 7-6: superficie critica sul secondo tratto di scarpata con pendenza 4:1.

Figura 7-7: superfici analizzate sul secondo tratto di scarpata con pendenza 4:1.

Il fattore di sicurezza FS minimo, tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS_{\text{MIN}} = 1.918$$

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{\text{MIN}} \geq R2 = 1.1$$

La verifica di stabilità globale in campo statico risulta soddisfatta.

### 7.2.2 Analisi in condizioni sismiche

Nelle figure seguenti vengono riportate le varie superfici analizzate in condizioni statiche e i relativi fattori di sicurezza minimi ottenuti.

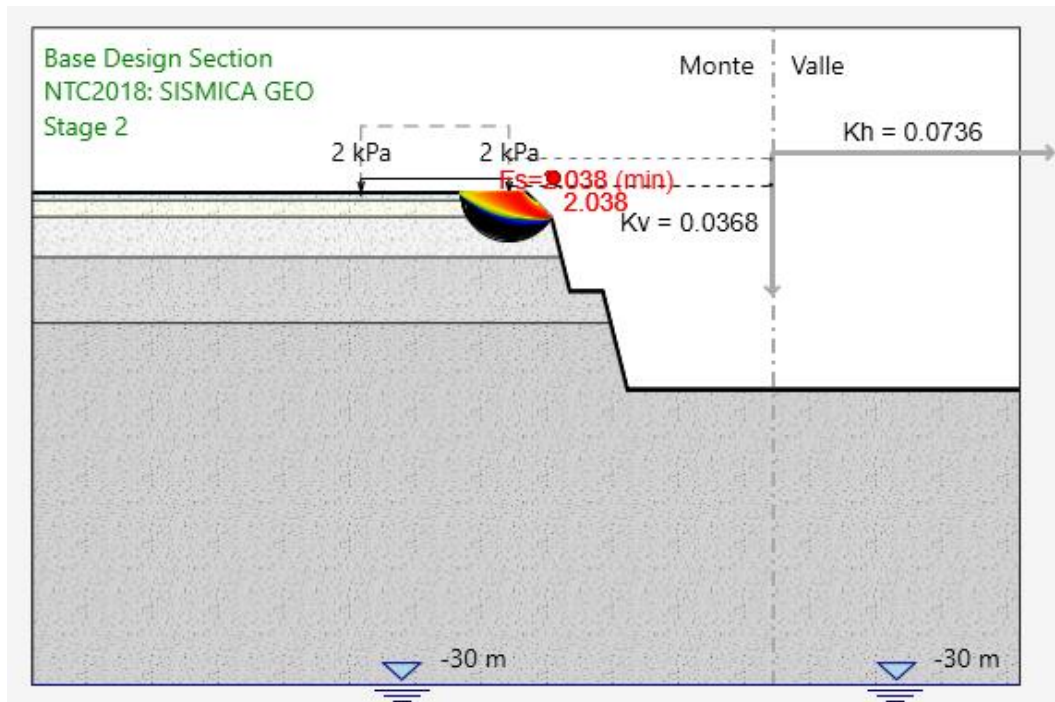


Figura 7-8: superfici analizzate su scarpata con pendenza 1:1.

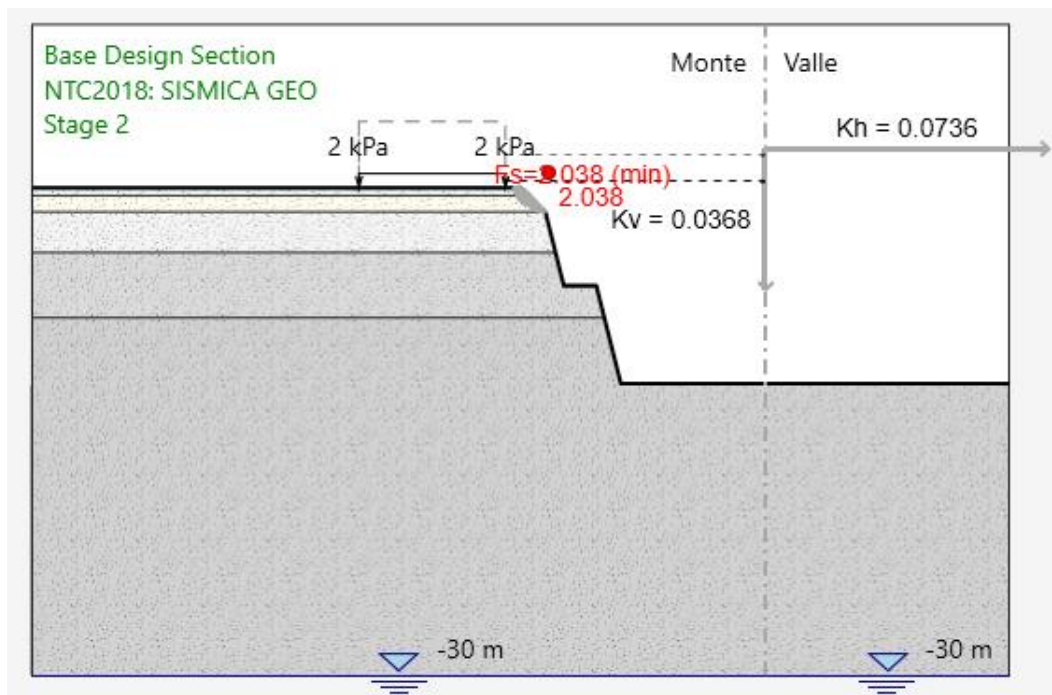


Figura 7-9: superficie critica su scarpata con pendenza 1:1.



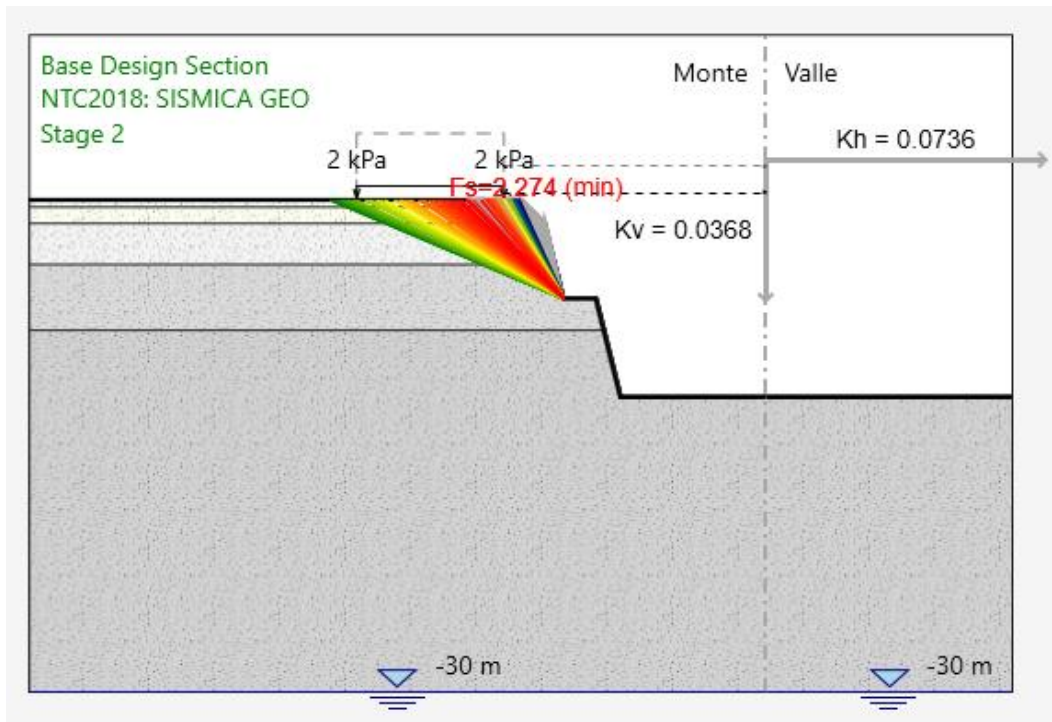


Figura 7-10: superfici analizzate sul primo tratto di scarpata con pendenza 4:1.

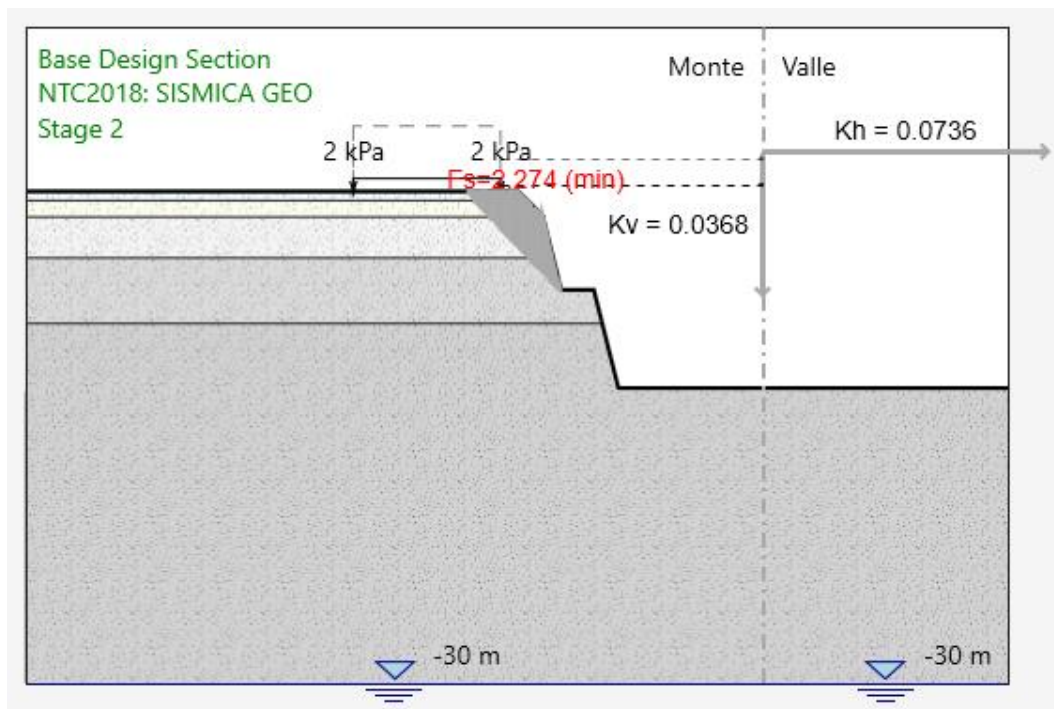
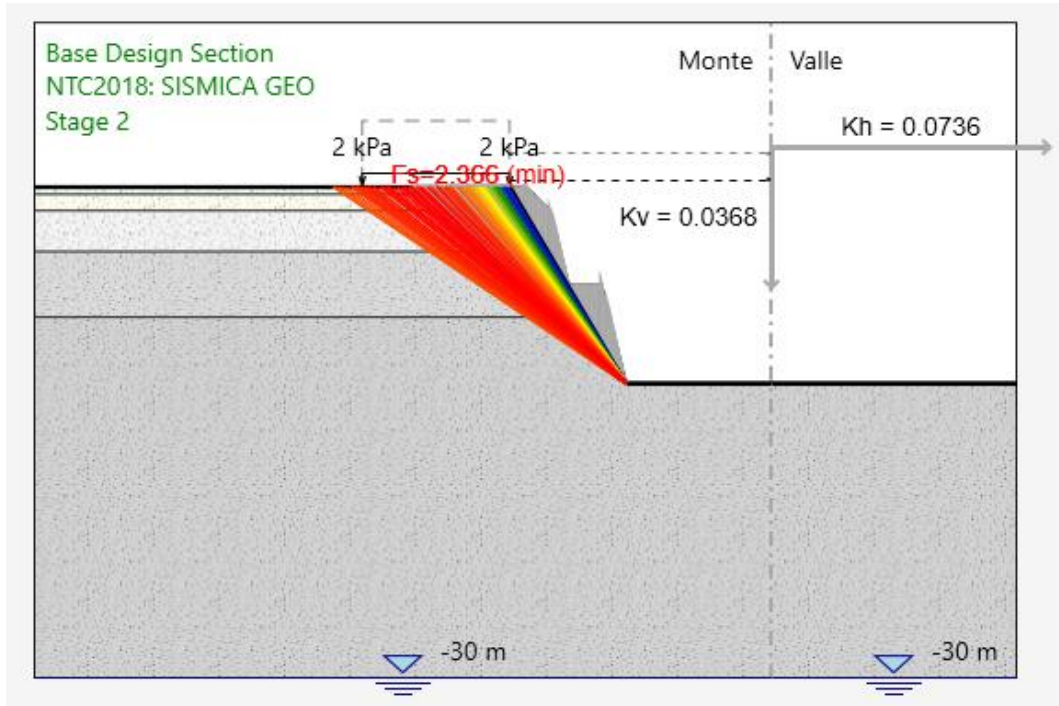
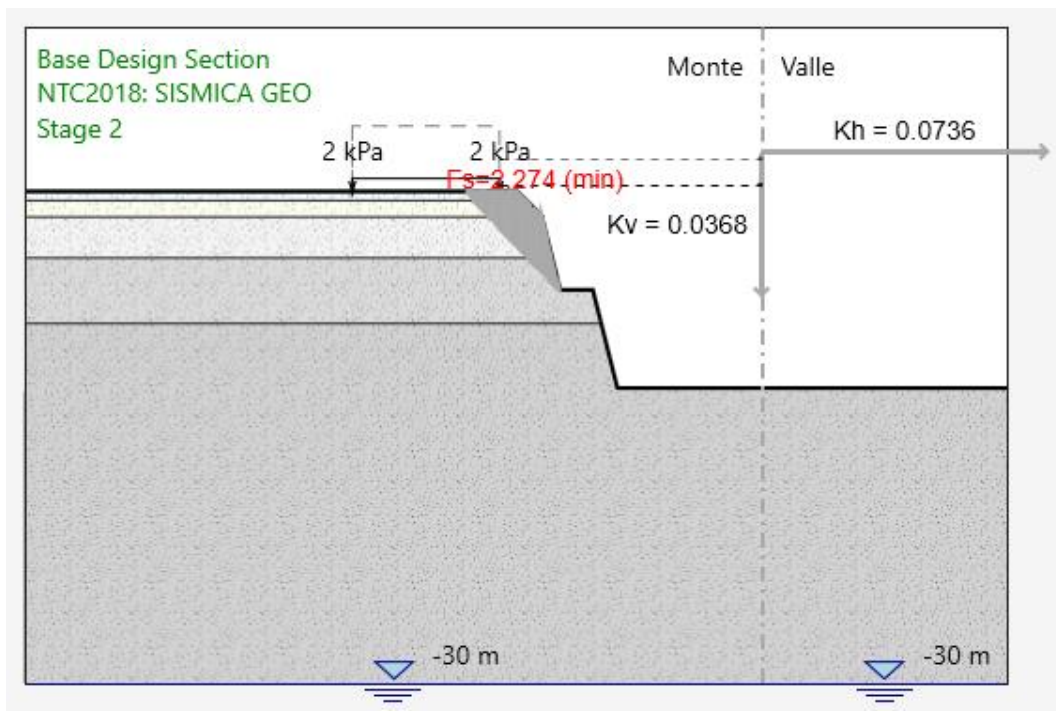


Figura 7-11: superficie critica sul primo tratto di scarpata con pendenza 4:1.



**Figura 7-12: superfici analizzate sul secondo tratto di scarpata con pendenza 4:1.**



	NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE <b>PROGETTO PRELIMINARE</b>					
RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA <b>IA7X</b>	LOTTO 00 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 39 di 72

**Figura 7-13: superficie critica sul secondo tratto di scarpata con pendenza 4:1.**

Il fattore di sicurezza FS minimo, tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS_{\text{MIN}} = 2.274$$

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{\text{MIN}} \geq R_2 = 1.2$$

La verifica di stabilità globale in campo sismico risulta soddisfatta.

### 7.3 ANALISI STABILITÀ TRINCEA 2

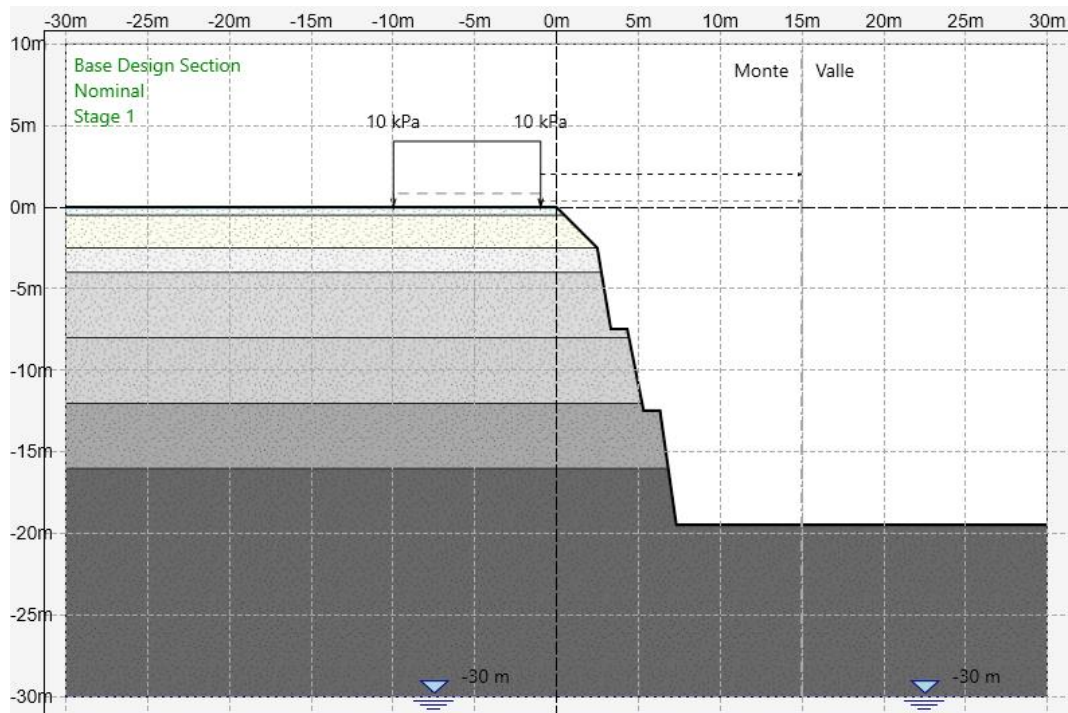


Figura 7-14: modello di calcolo.

Tabella 7-5: stratigrafia di analisi e parametri geotecnici.

U.G.	da (m)	a (m)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	GSI	$m_i$	D	$\sigma_{3max}$ (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)
TC	0.00	-0.50	-	-	-	-	-	19.0	5	28
CAL	-0.50	-2.50	-	-	-	-	-	20.0	5	35
C1a	-2.50	-4.00	40	30	9	0.7	0.090	24.0	43	43
	-4.00	-8.00					0.170		60	43
C2	-8.00	-12.00	70	35	9	0.7	0.260	24.0	122	43
	-12.00	-16.00					0.340		140	43
	-16.00	-					0.400		152	43



### 7.3.1 Analisi in condizioni statiche

Nelle figure seguenti vengono riportate le varie superfici analizzate in condizioni statiche e i relativi fattori di sicurezza minimi ottenuti.

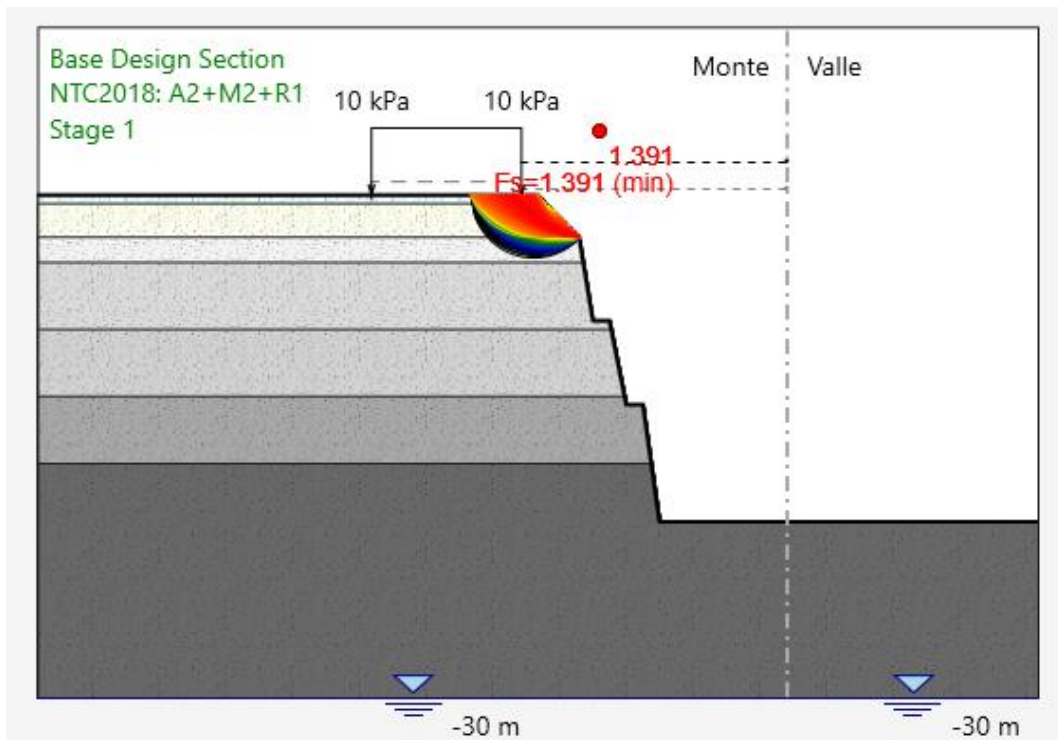


Figura 7-15: superfici analizzate su scarpata con pendenza 1:1.

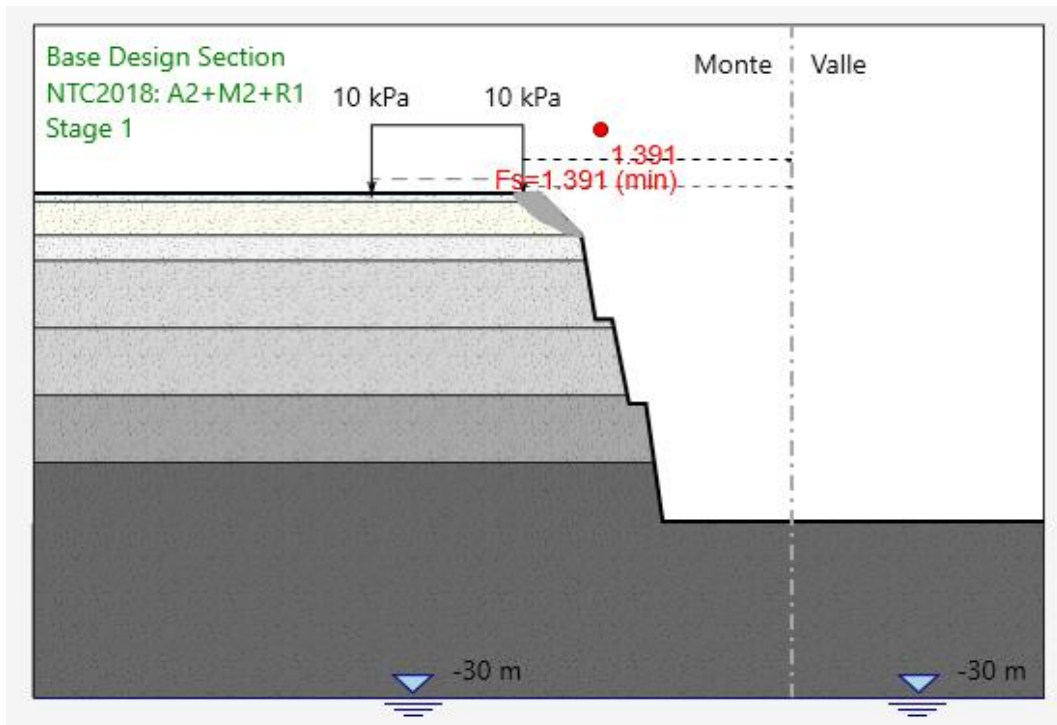
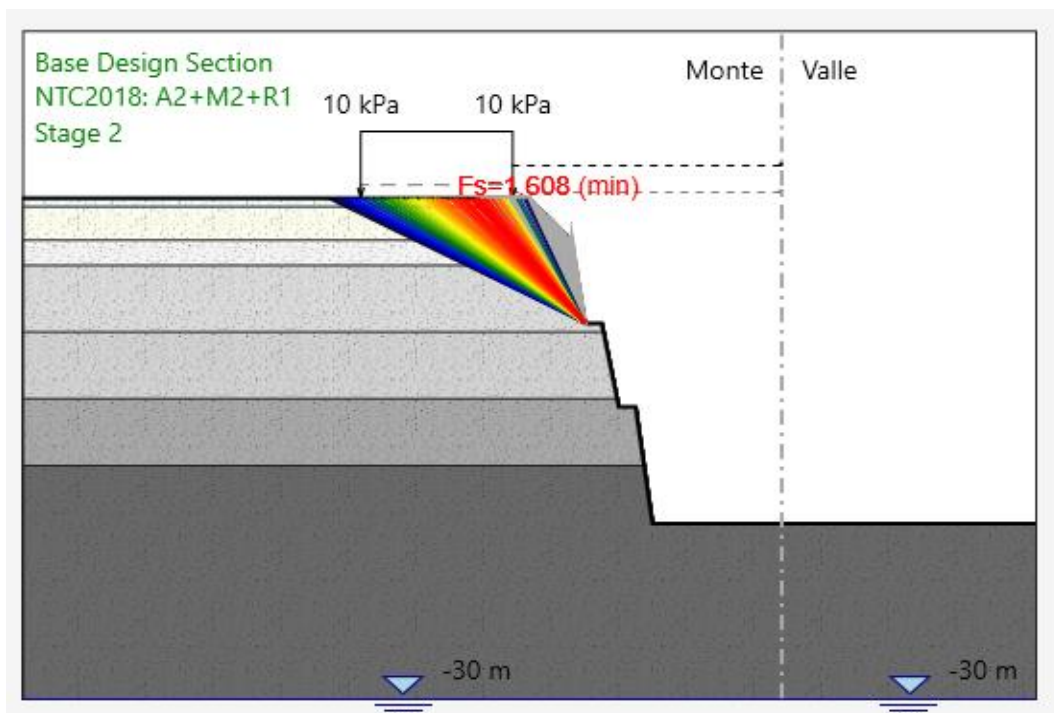
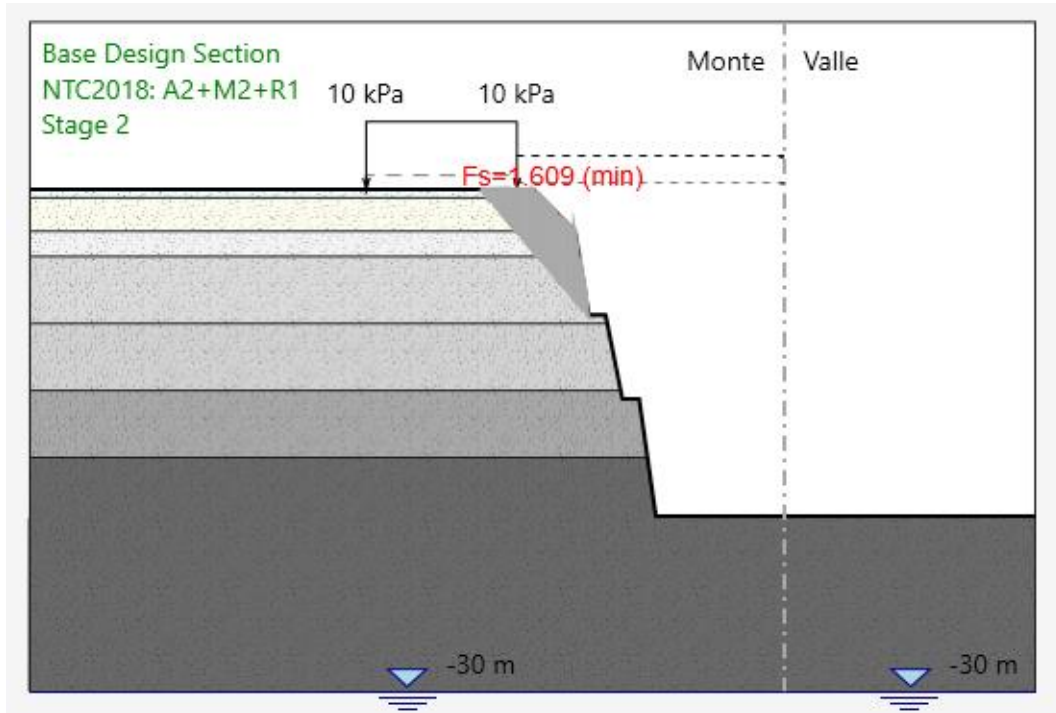


Figura 7-16: superficie critica su scarpata con pendenza 1:1.



**Figura 7-17: superfici analizzate sul primo tratto di scarpata con pendenza 6:1.**



**Figura 7-18: superficie critica sul primo tratto di scarpata con pendenza 6:1.**

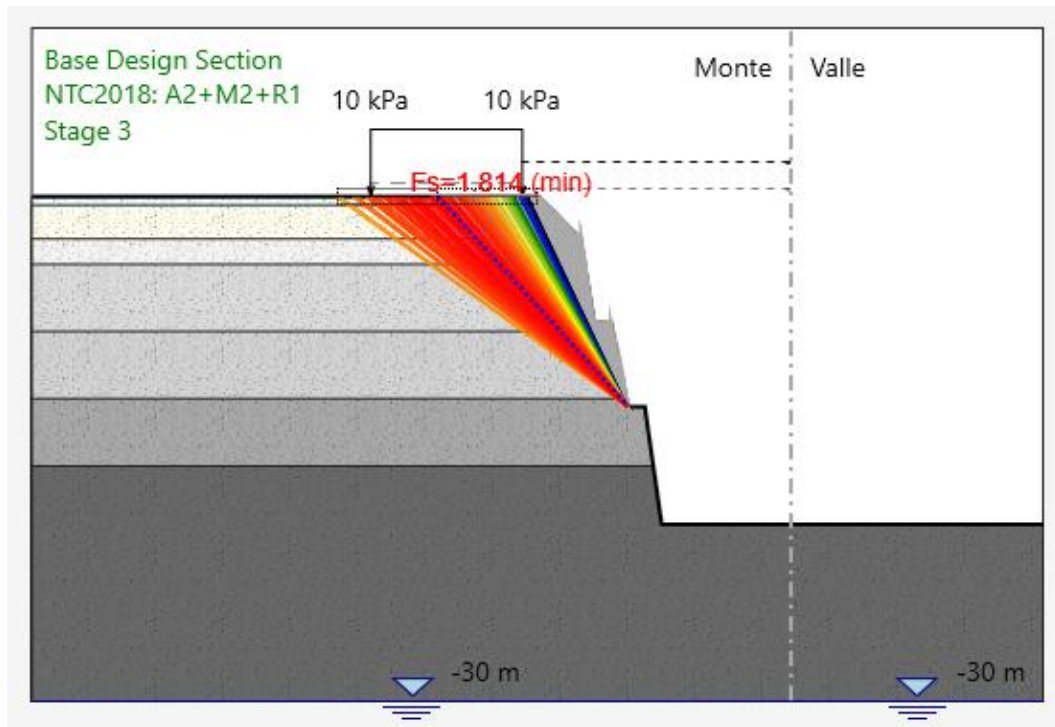


Figura 7-19: superfici analizzate sul secondo tratto di scarpata con pendenza 6:1.

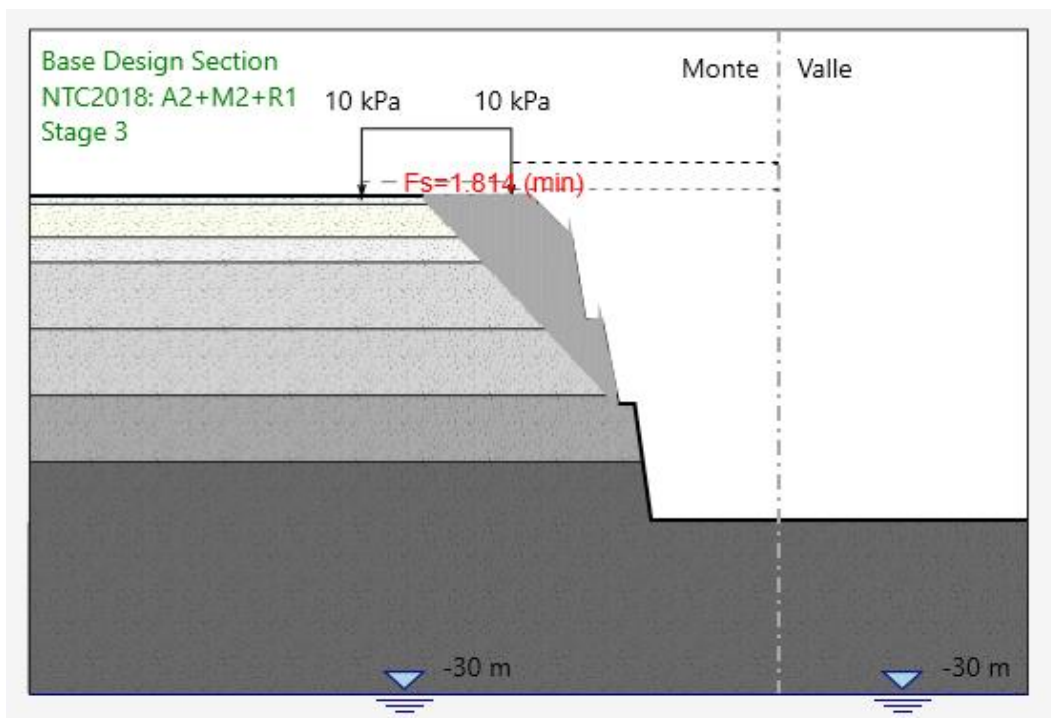


Figura 7-20: superficie critica sul secondo tratto di scarpata con pendenza 6:1.

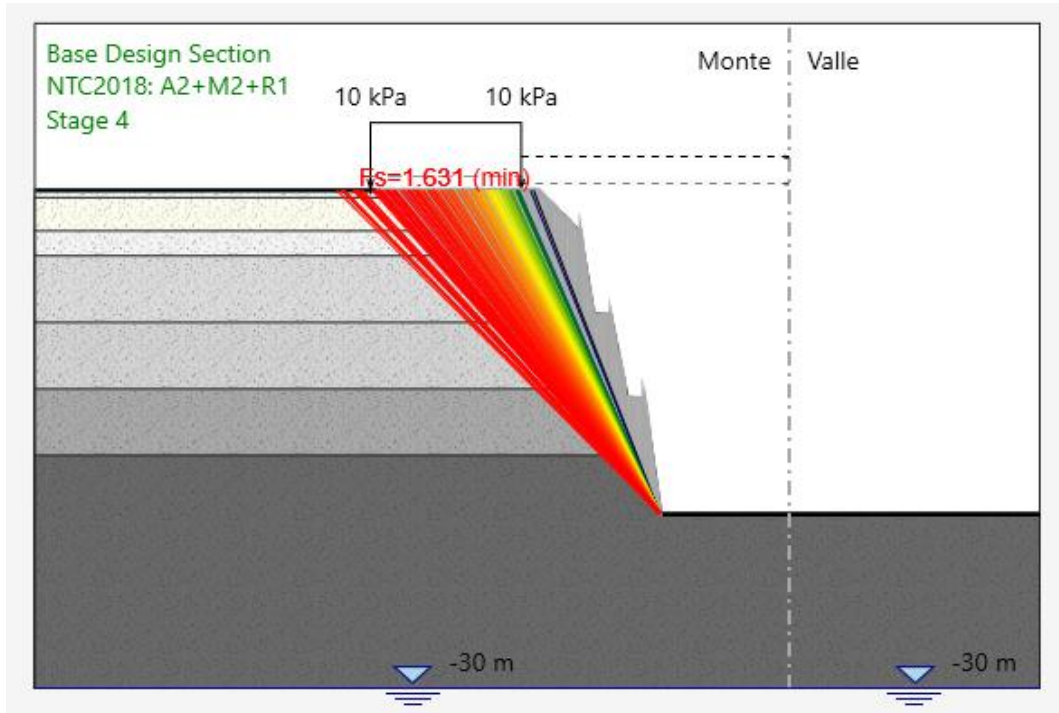
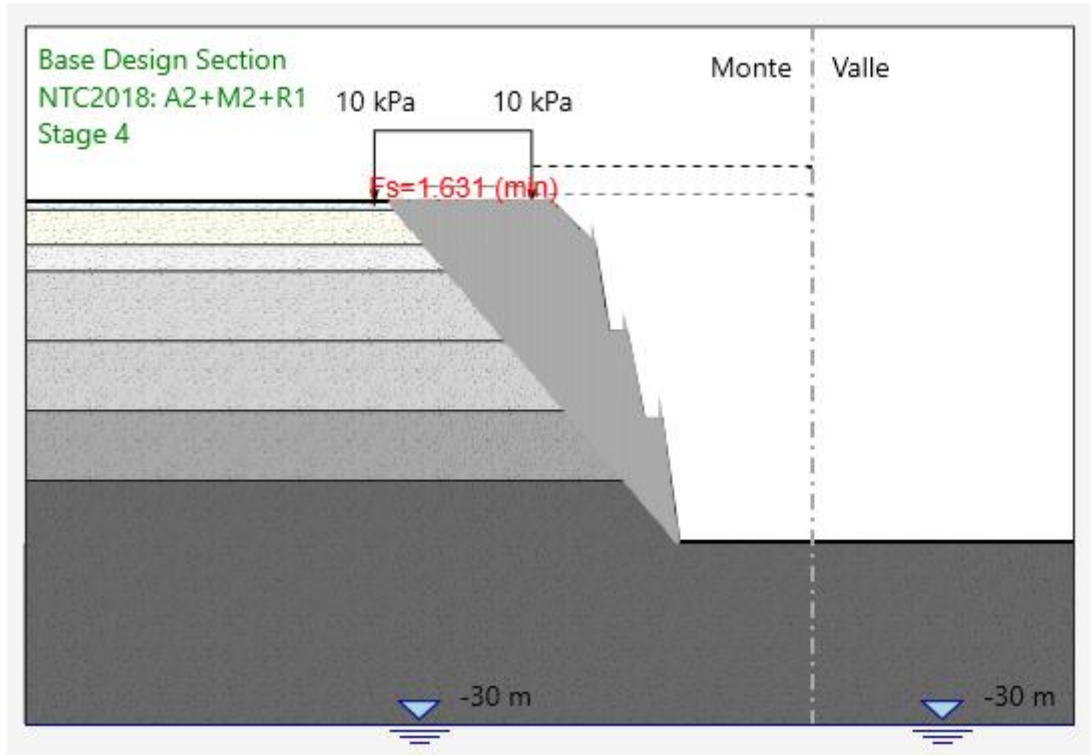


Figura 7-21: superfici analizzate sul terzo tratto di scarpata con pendenza 6:1.



**Figura 7-22: superficie critica sul terzo tratto di scarpata con pendenza 6:1.**

Il fattore di sicurezza FS minimo, tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS_{MIN} = 1.391$$

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$$

La verifica di stabilità globale in campo statico risulta soddisfatta.



## 7.4 ANALISI STABILITÀ TRINCEA 3



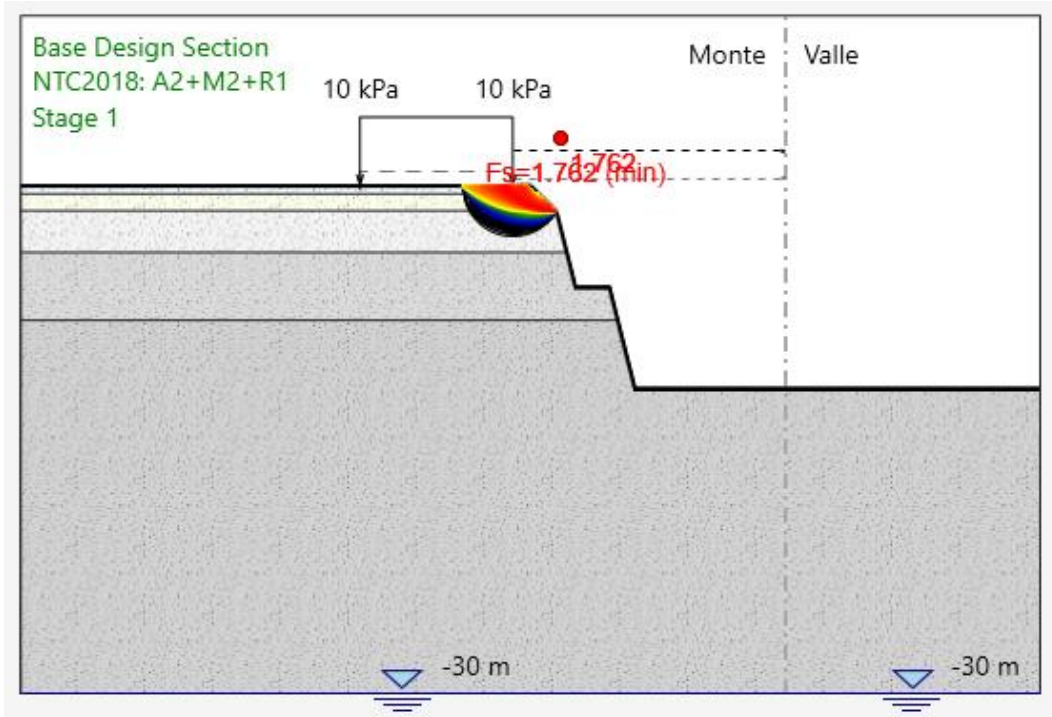
Figura 7-23: modello di calcolo.

Tabella 7-6: stratigrafia di analisi e parametri geotecnici.

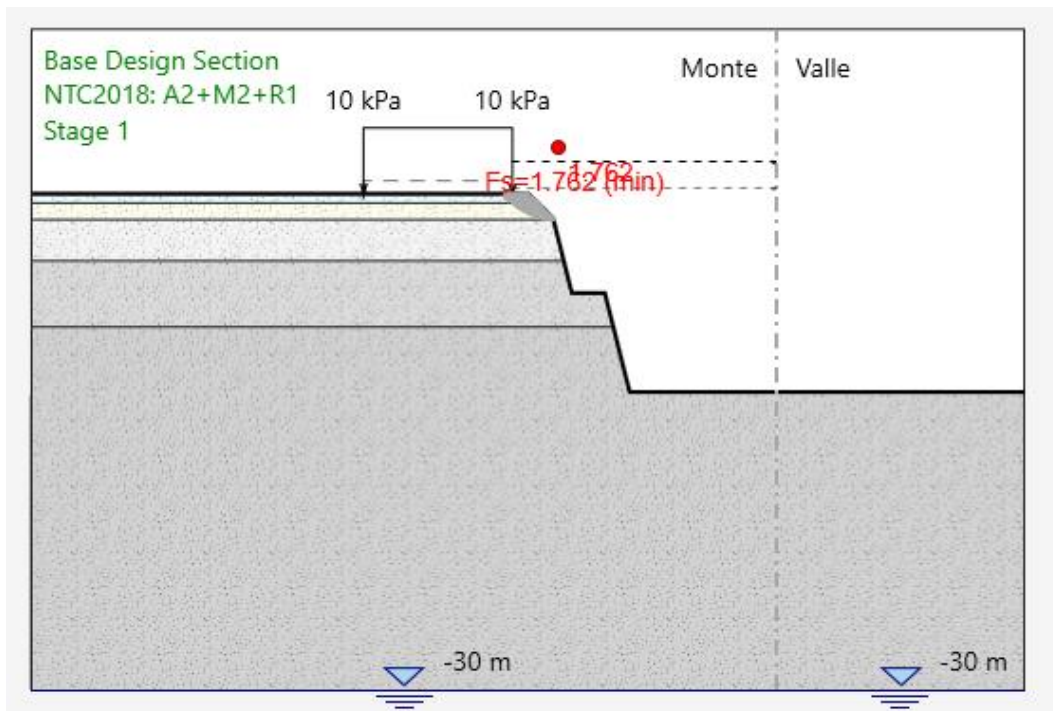
U.G.	da (m)	a (m)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	GSI	$m_i$	D	$\sigma_{3max}$ (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)
TC	0.00	-0.50	-	-	-	-	-	19.0	5	28
Calt	-0.50	-1.50	-	-	-	-	-	20.0	5	35
C1b	-1.50	-4.00	40	20	9	0.7	0.085	24.0	25	42
	-4.00	-8.00					0.160		37	37
C2	-8.00	-	70	35	9	0.7	0.260	24.0	122	43

### 7.4.1 Analisi in condizioni statiche

Nelle figure seguenti vengono riportate le varie superfici analizzate in condizioni statiche e i relativi fattori di sicurezza minimi ottenuti.



**Figura 7-24: superfici analizzate su scarpata con pendenza 1:1.**



**Figura 7-25: superficie critica su scarpata con pendenza 1:1.**



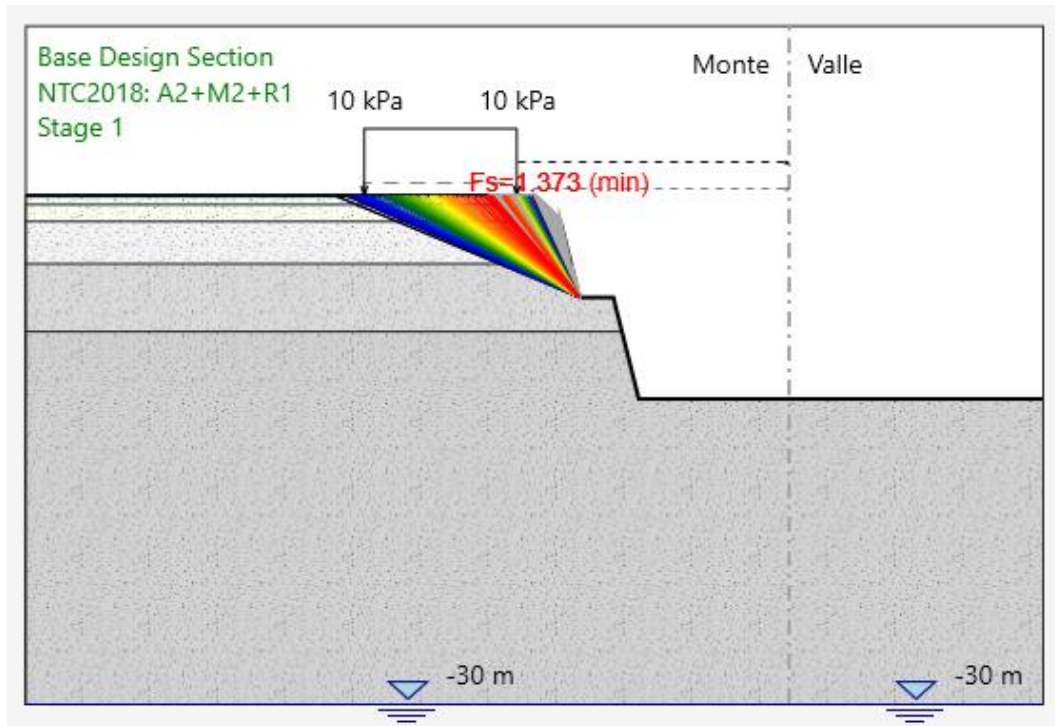
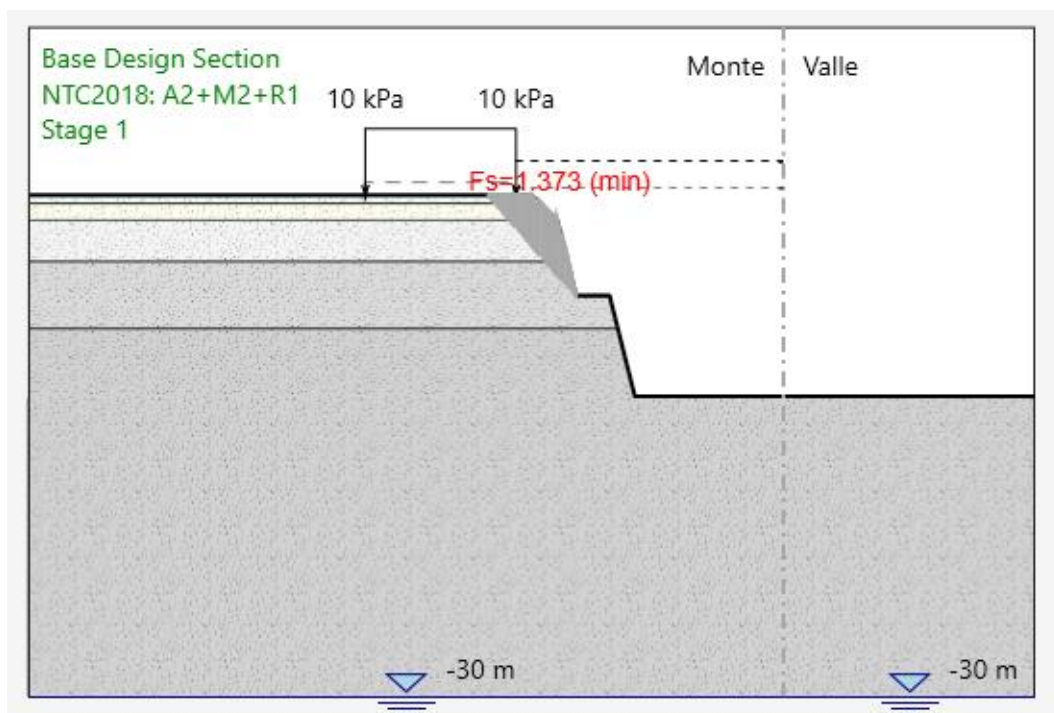
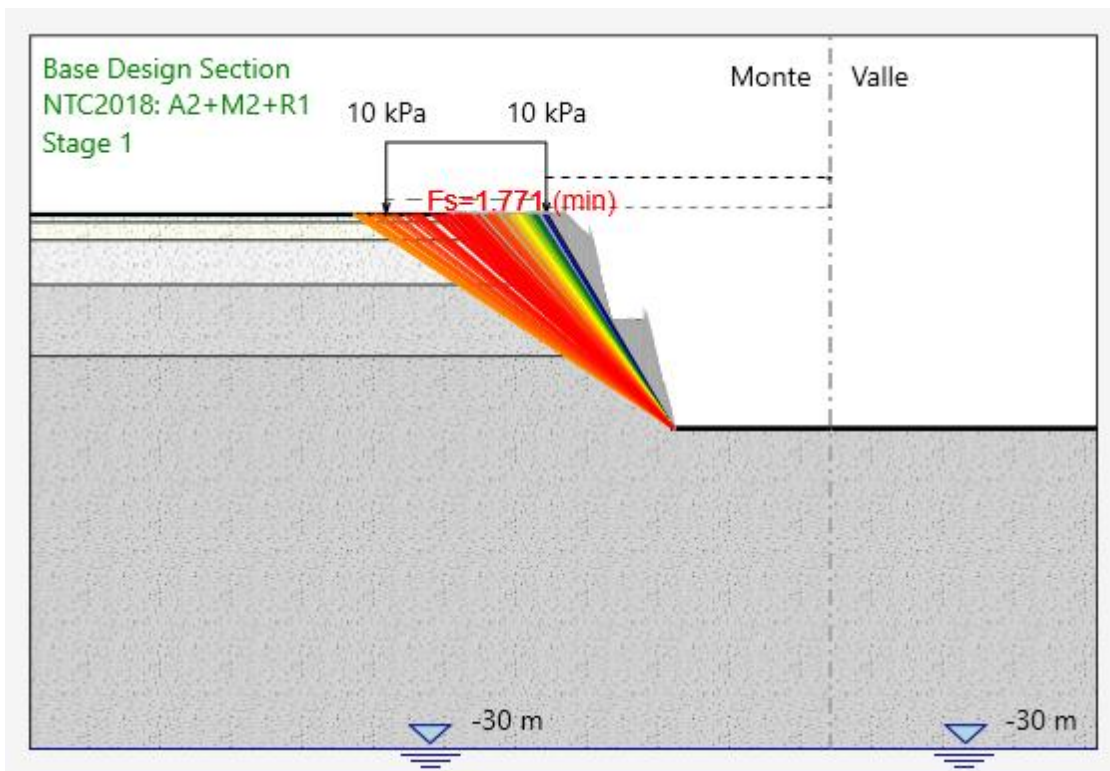


Figura 7-26: superfici analizzate sul primo tratto di scarpata con pendenza 4:1.

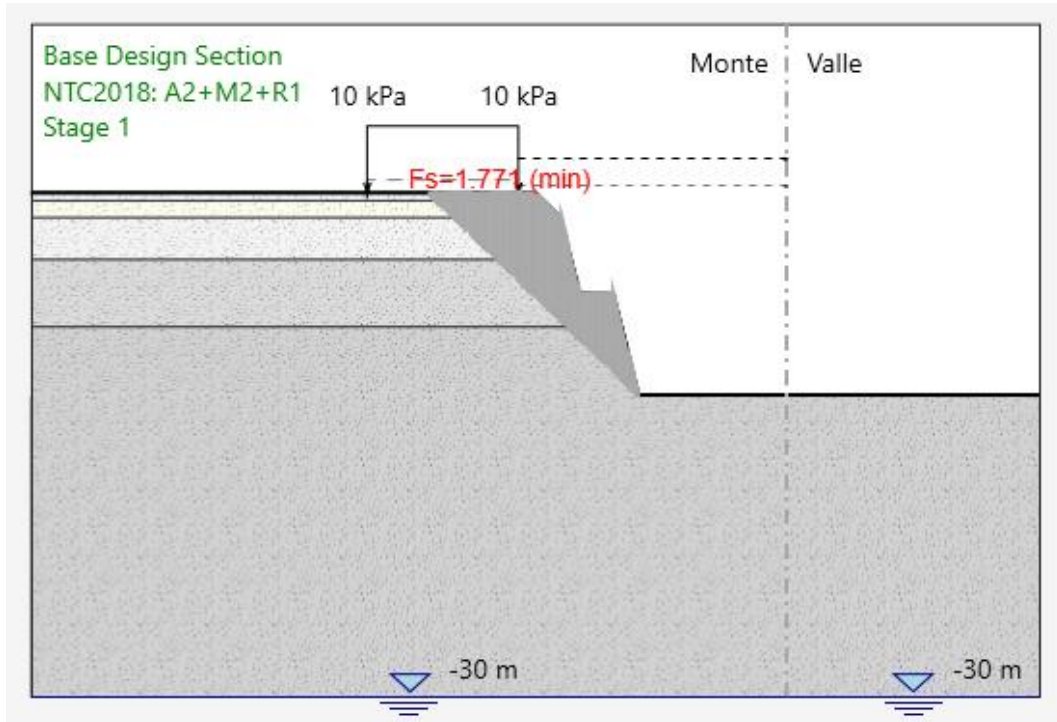


 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO</p>	<p>NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE</p> <p><b>PROGETTO PRELIMINARE</b></p>					
<p>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE</p>	<p>COMMESSA <b>IA7X</b></p>	<p>LOTTO 00 R 11</p>	<p>CODIFICA RH</p>	<p>DOCUMENTO GE 00 06 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 50 di 72</p>

**Figura 7-27: superficie critica sul primo tratto di scarpata con pendenza 4:1.**



**Figura 7-28: superfici analizzate sul secondo tratto di scarpata con pendenza 4:1.**



**Figura 7-29: superficie critica sul secondo tratto di scarpata con pendenza 4:1.**

Il fattore di sicurezza FS minimo, tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS_{MIN} = 1.373$$

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$$

La verifica di stabilità globale in campo statico risulta soddisfatta.

#### **7.4.2 Analisi in condizioni sismiche**

Nelle figure seguenti vengono riportate le varie superfici analizzate in condizioni statiche e i relativi fattori di sicurezza minimi ottenuti.

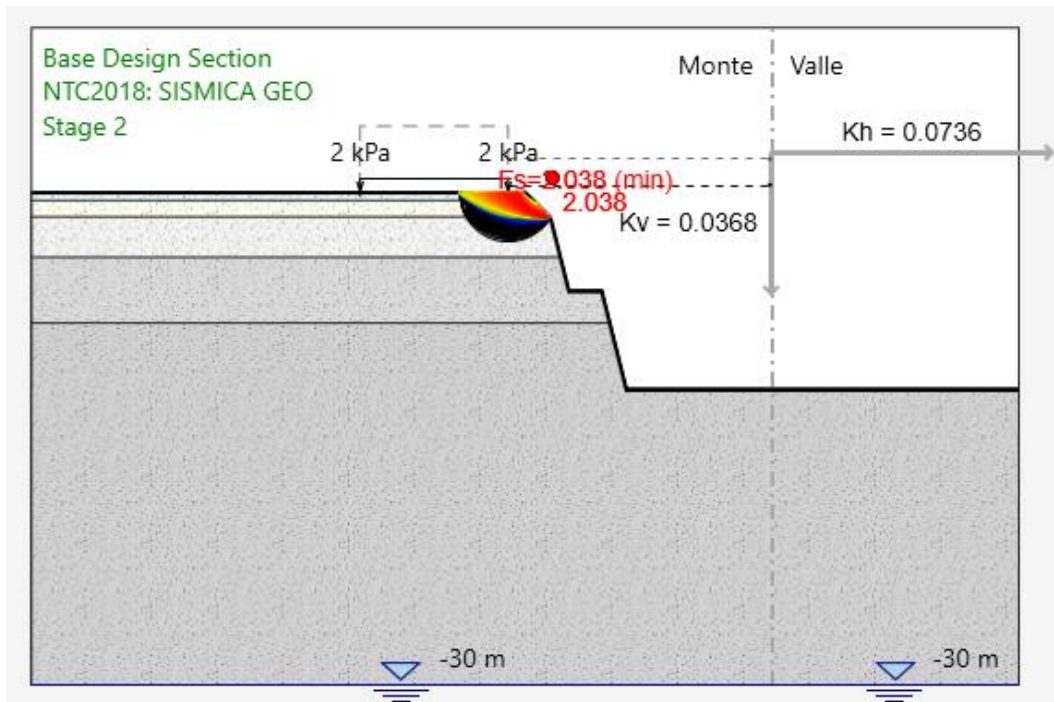


Figura 7-30: superfici analizzate su scarpata con pendenza 1:1.

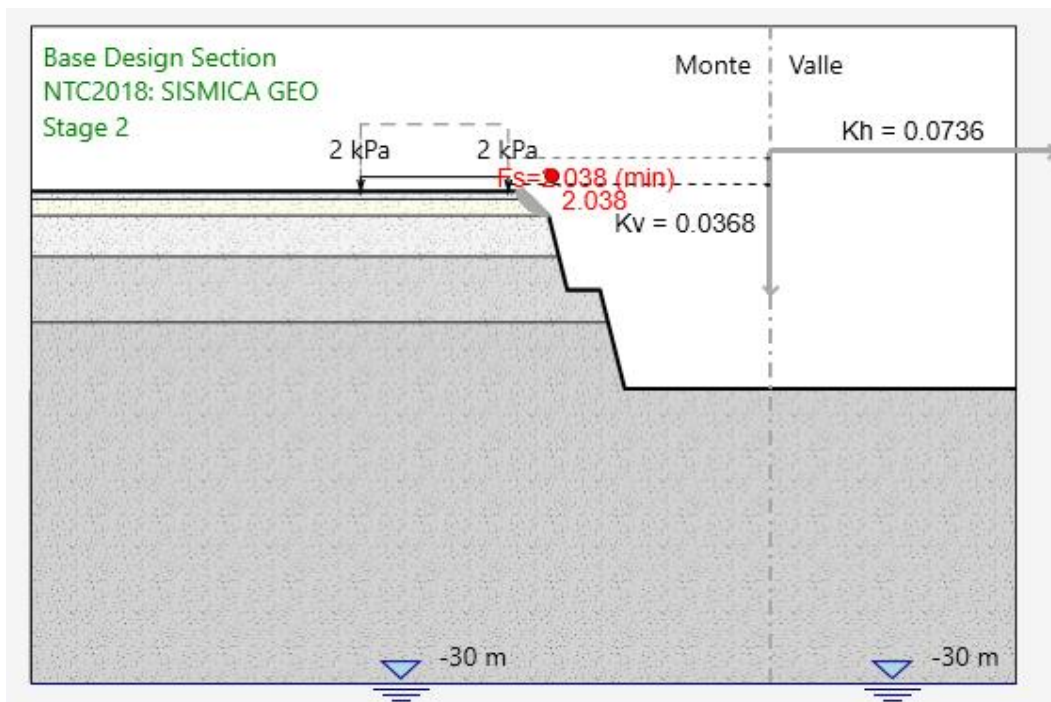


Figura 7-31: superficie critica su scarpata con pendenza 1:1.



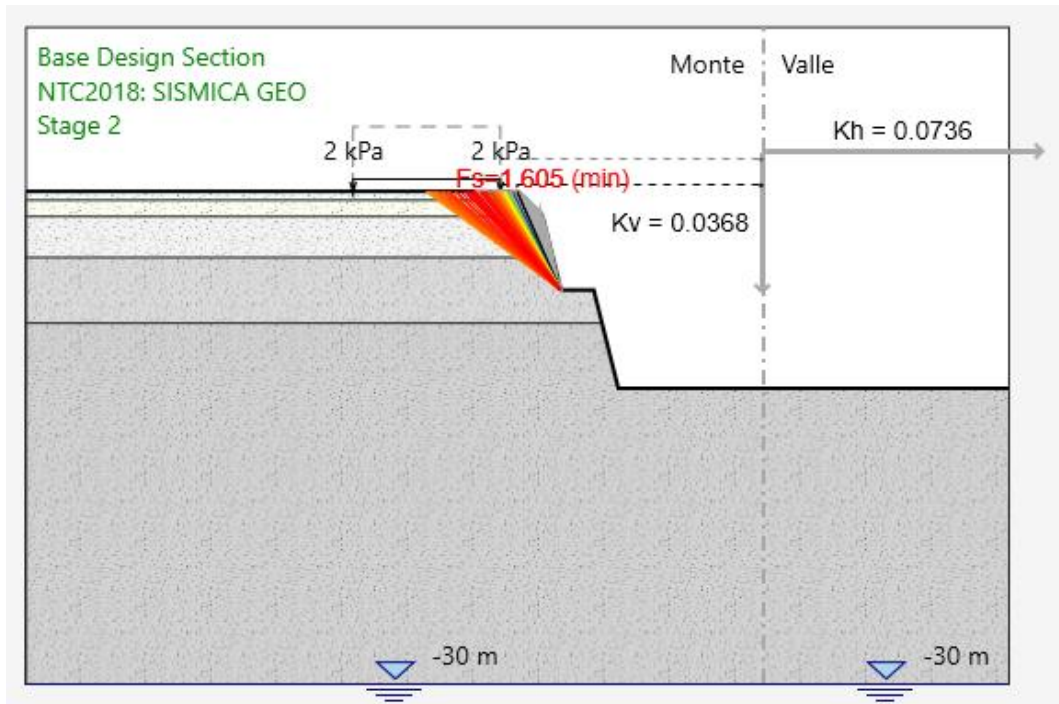


Figura 7-32: superfici analizzate sul primo tratto di scarpata con pendenza 4:1.

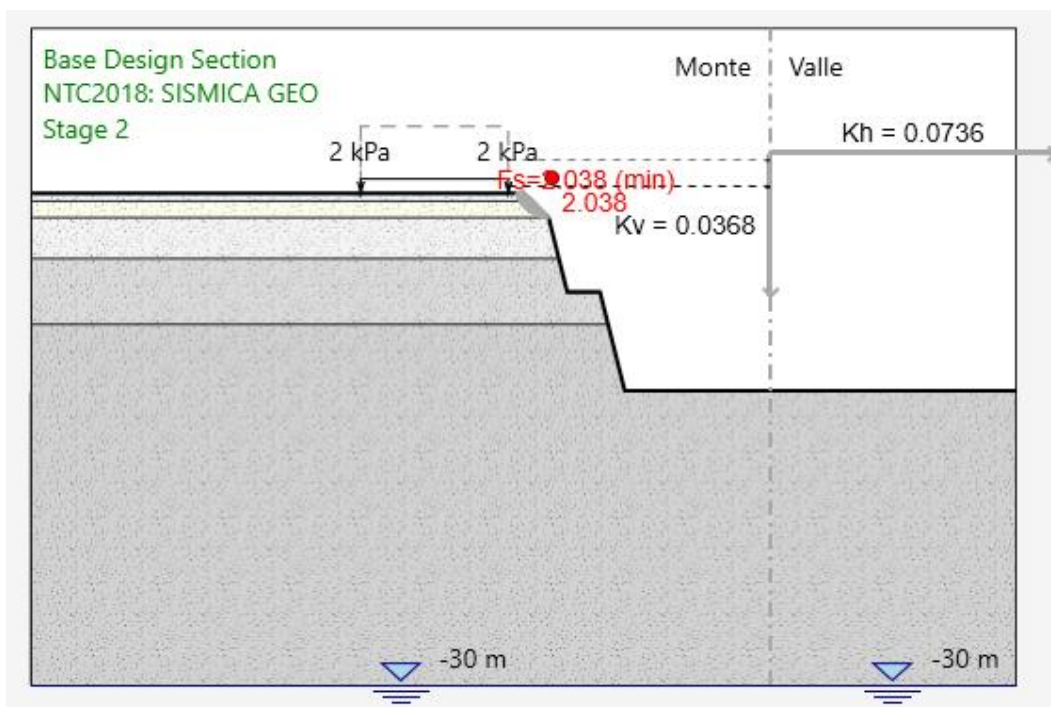
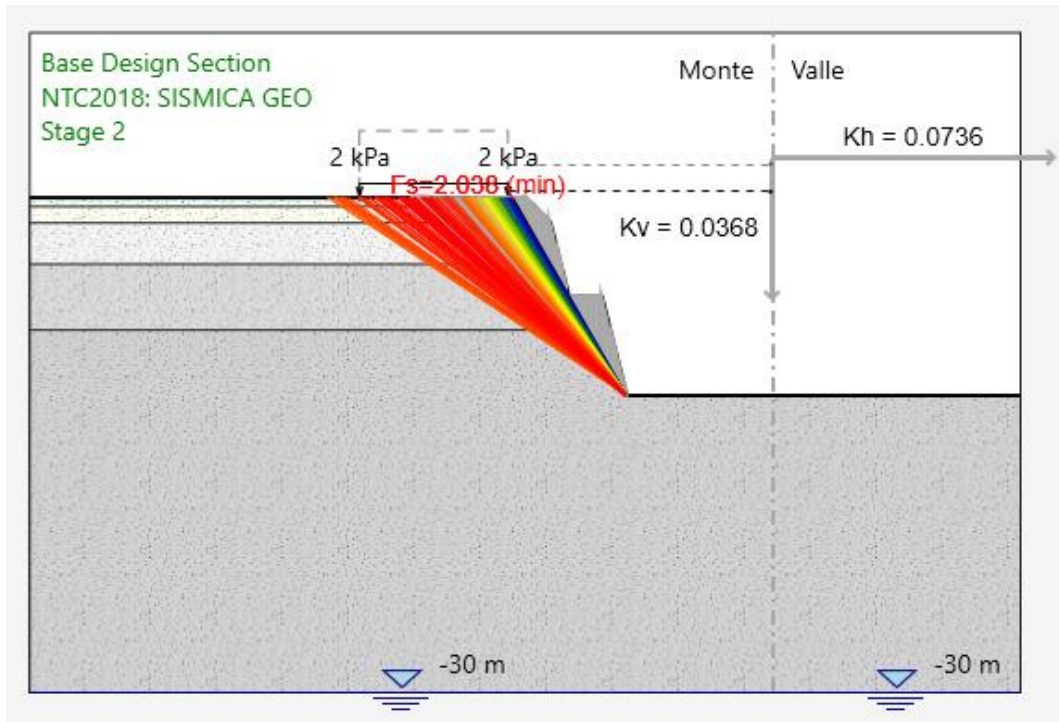
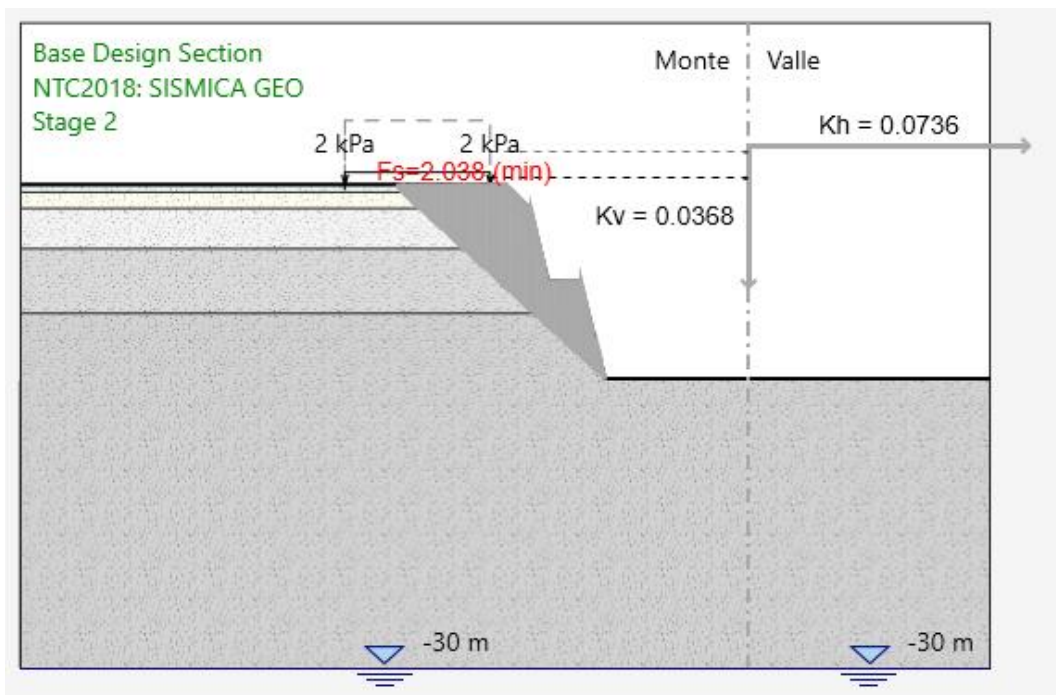


Figura 7-33: superficie critica su scarpata con pendenza 1:1.



**Figura 7-34: superfici analizzate sul secondo tratto di scarpata con pendenza 4:1.**



	NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE <b>PROGETTO PRELIMINARE</b>					
RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA <b>IA7X</b>	LOTTO 00 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A	FOGLIO 55 di 72

**Figura 7-35: superficie critica sul secondo tratto di scarpata con pendenza 4:1.**

Il fattore di sicurezza FS minimo, tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS_{\text{MIN}} = 1.605$$

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{\text{MIN}} \geq R2 = 1.2$$

La verifica di stabilità globale in campo sismico risulta soddisfatta.



## 7.5 ANALISI STABILITÀ TRINCEA 4

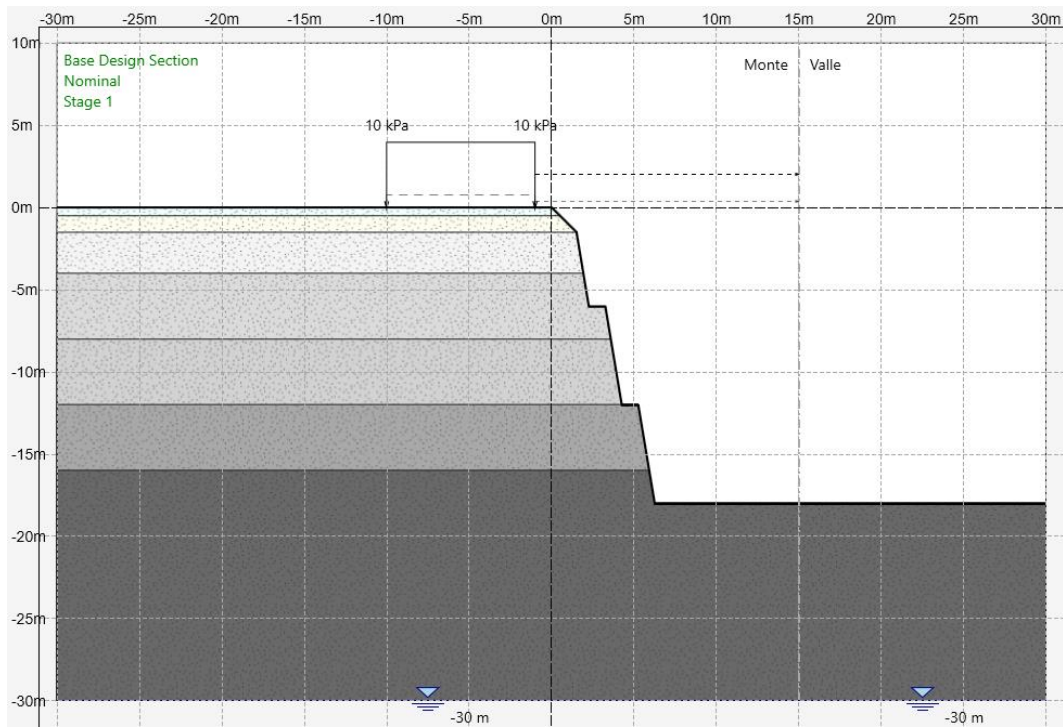


Figura 7-36: modello di calcolo.

Tabella 7-7: stratigrafia di analisi e parametri geotecnici.

U.G.	da (m)	a (m)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	GSI	$m_i$	D	$\sigma_{3max}$ (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)
TC	0.00	-0.50	-	-	-	-	-	19.0	5	28
Calt	-0.50	-1.50	-	-	-	-	-	20.0	5	35
C1b	-1.50	-4.00	40	20	9	0.7	0.085	24.0	25	42
	-4.00	-8.00					0.160		37	37
C2	-8.00	-12.00	70	35	9	0.7	0.260	24.0	122	43
	-12.00	-16.00					0.340		140	43
	-16.00	-					0.380		148	43

### 7.5.1 Analisi in condizioni statiche

Nelle figure seguenti vengono riportate le varie superfici analizzate in condizioni statiche e i relativi fattori di sicurezza minimi ottenuti.

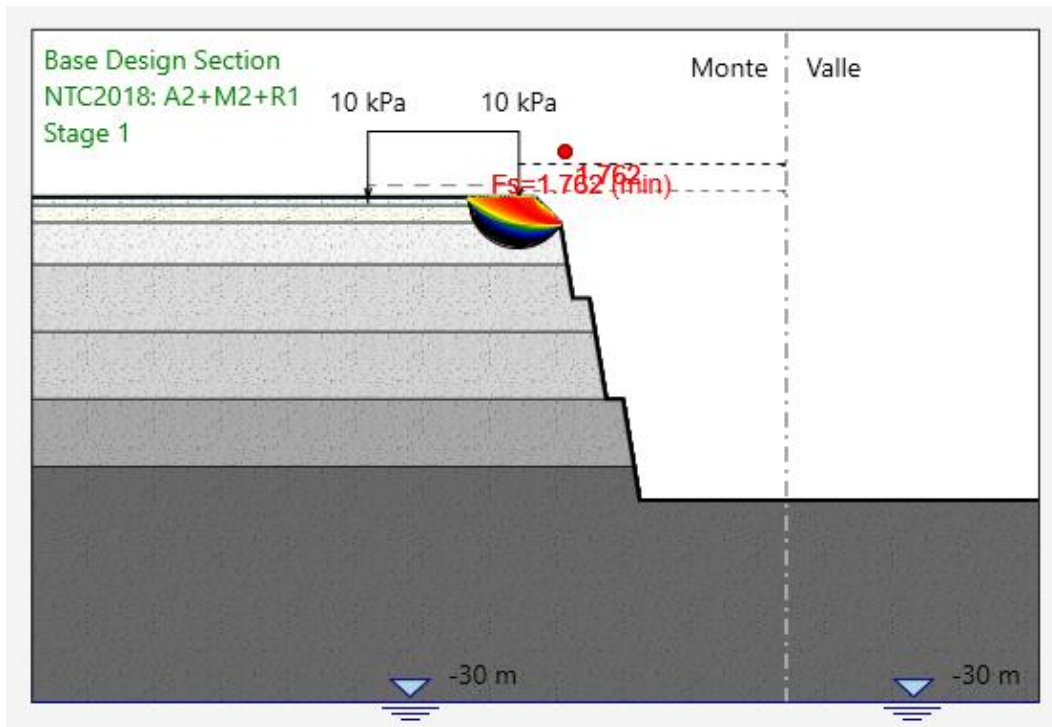


Figura 7-37: superfici analizzate su scarpata con pendenza 1:1.

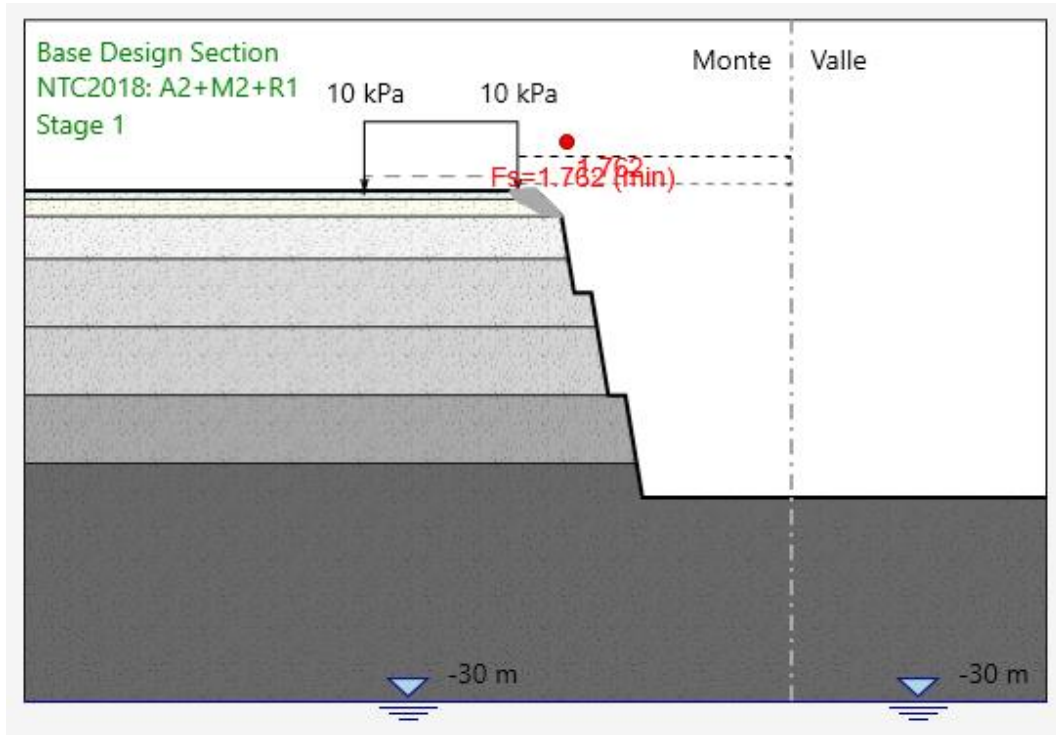


Figura 7-38: superficie critica su scarpata con pendenza 1:1.

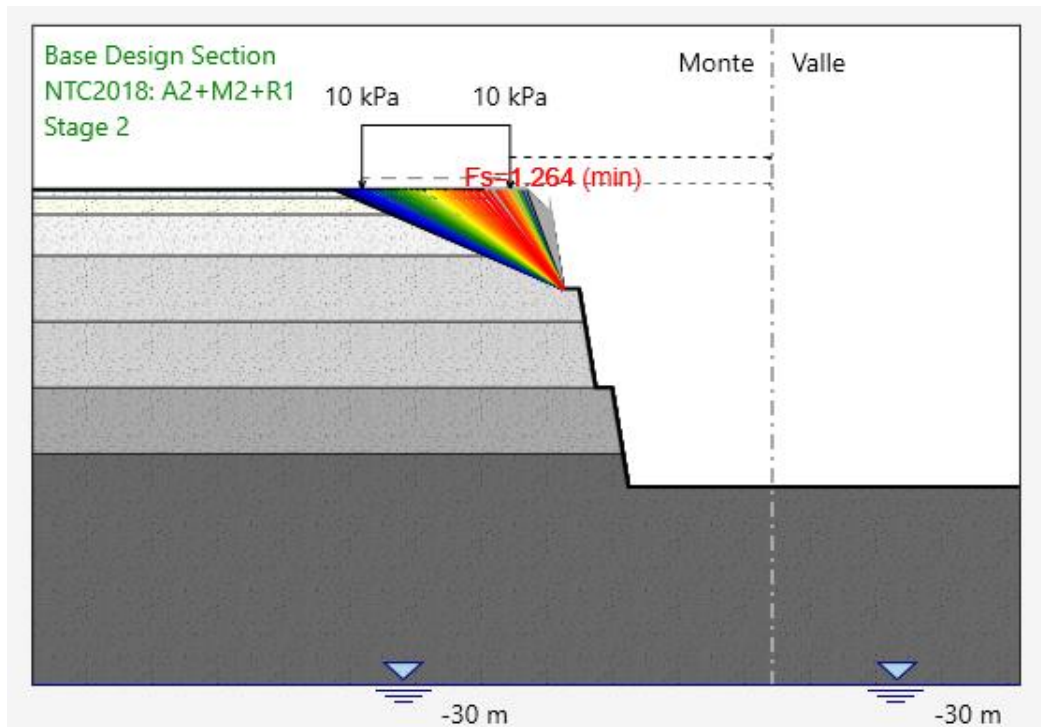


Figura 7-39: superfici analizzate sul primo tratto di scarpata con pendenza 6:1.

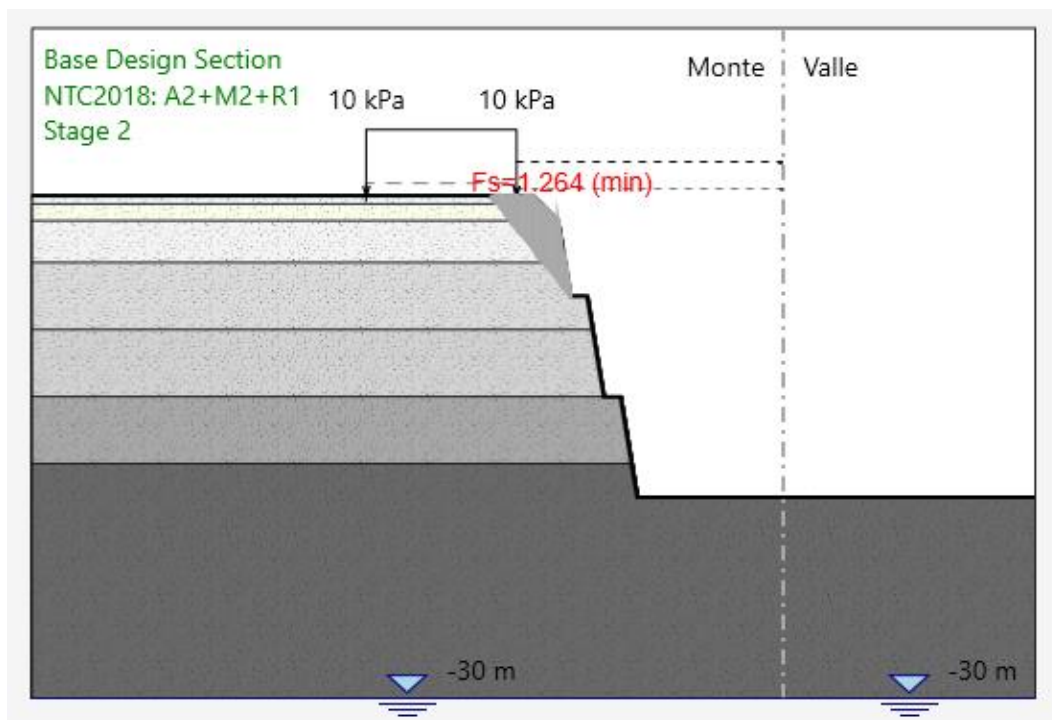


Figura 7-40: superficie critica sul primo tratto di scarpata con pendenza 6:1.

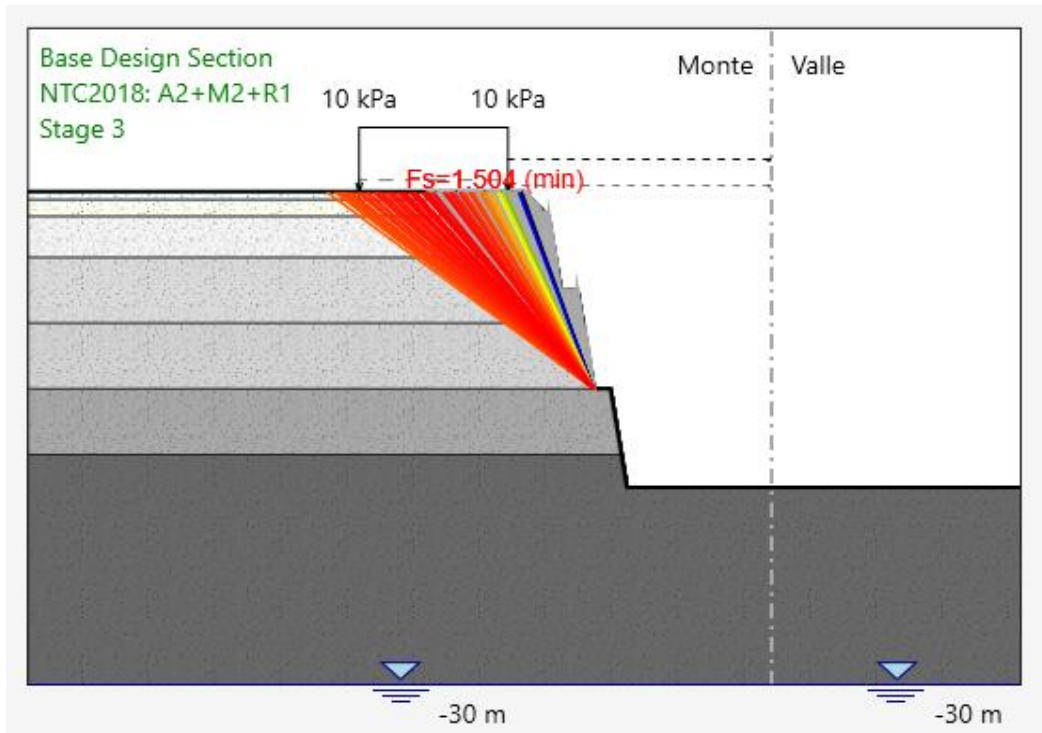
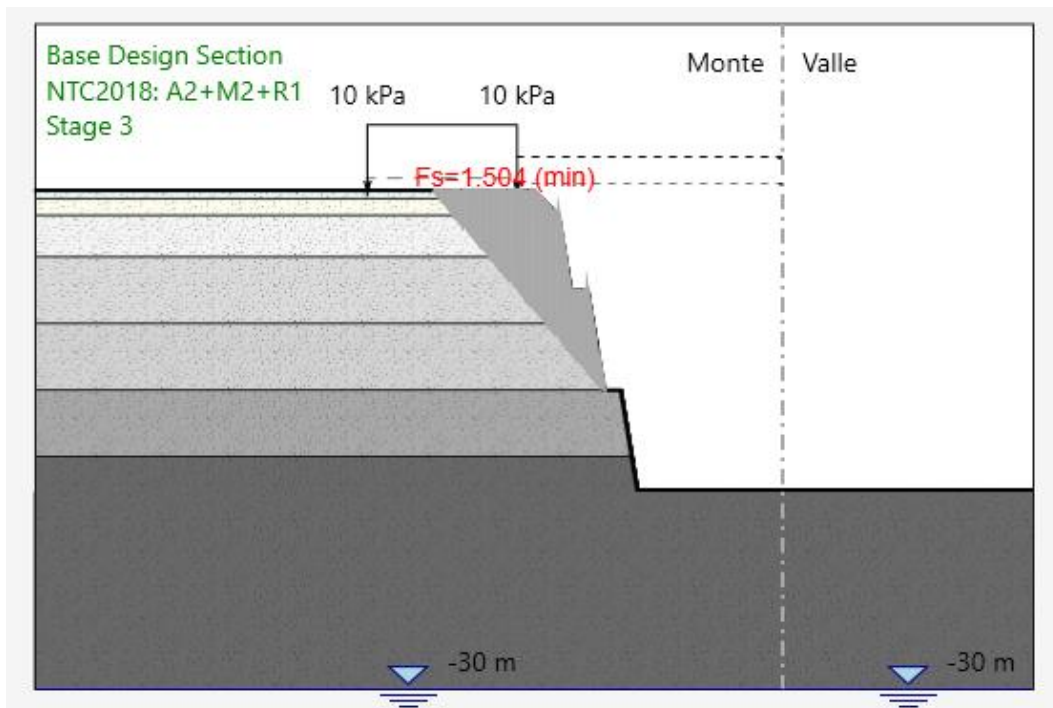
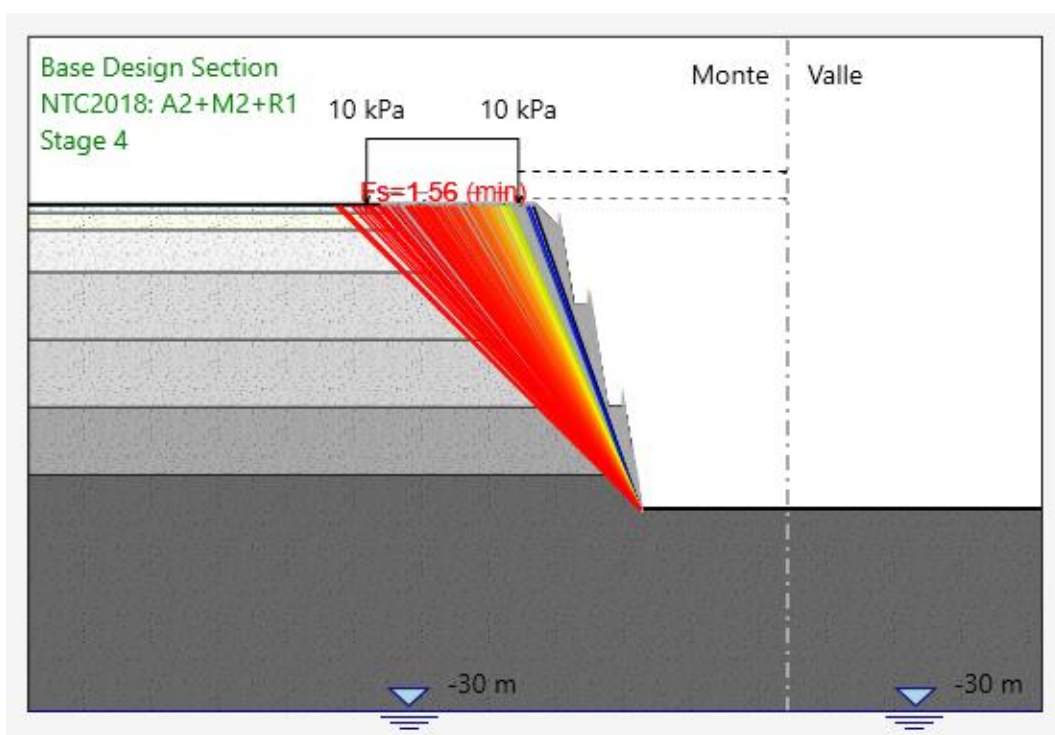


Figura 7-41: superfici analizzate sul secondo tratto di scarpata con pendenza 6:1.



	NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE <b>PROGETTO PRELIMINARE</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI E TRINCEE	COMMESSA <b>IA7X</b>	LOTTO 00 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO GE 00 06 001	REV. A

**Figura 7-42: superficie critica sul secondo tratto di scarpata con pendenza 6:1.**



**Figura 7-43: superfici analizzate sul terzo tratto di scarpata con pendenza 6:1.**

Il fattore di sicurezza FS minimo, tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS_{MIN} (A1C2) = 1.264$$

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$$

La verifica di stabilità globale in campo statico risulta soddisfatta.



## 7.6 ANALISI STABILITÀ TRINCEA 5

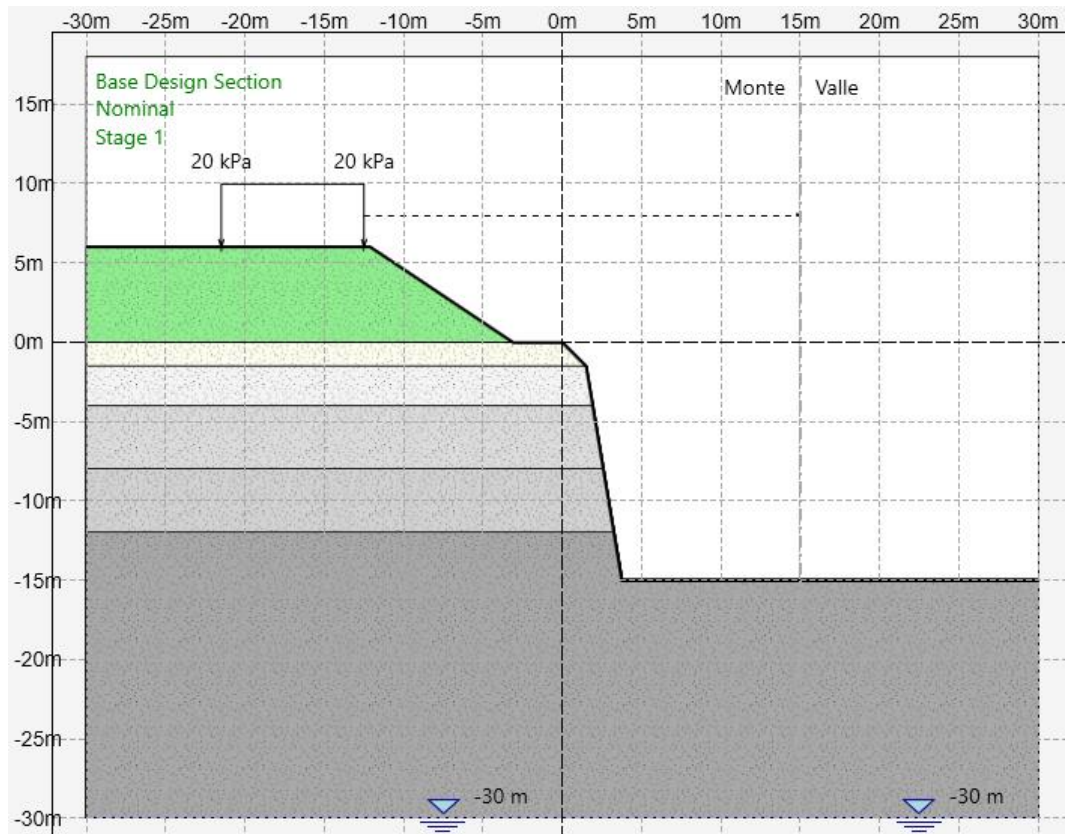


Figura 7-44: modello di calcolo.

Tabella 7-8: stratigrafia di analisi e parametri geotecnici.

U.G.	da (m)	a (m)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	GSI	$m_i$	D	$\sigma_{3max}$ (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)
Rilevato SS16	6.00	0.00	-	-	-	-	-	20.0	0	35
Calt	-0.50	-1.50	-	-	-	-	-	20.0	5	35
C1a	-1.50	-4.00	40	30	9	0.7	0.090	24.0	43	43
	-4.00	-8.00					0.170		60	43
C2	-8.00	-12.00	70	35	9	0.7	0.260		122	43
	-12.00	-					0.320		135	43



### 7.6.1 Analisi in condizioni statiche

Nelle figure seguenti vengono riportate le varie superfici analizzate in condizioni statiche e i relativi fattori di sicurezza minimi ottenuti.

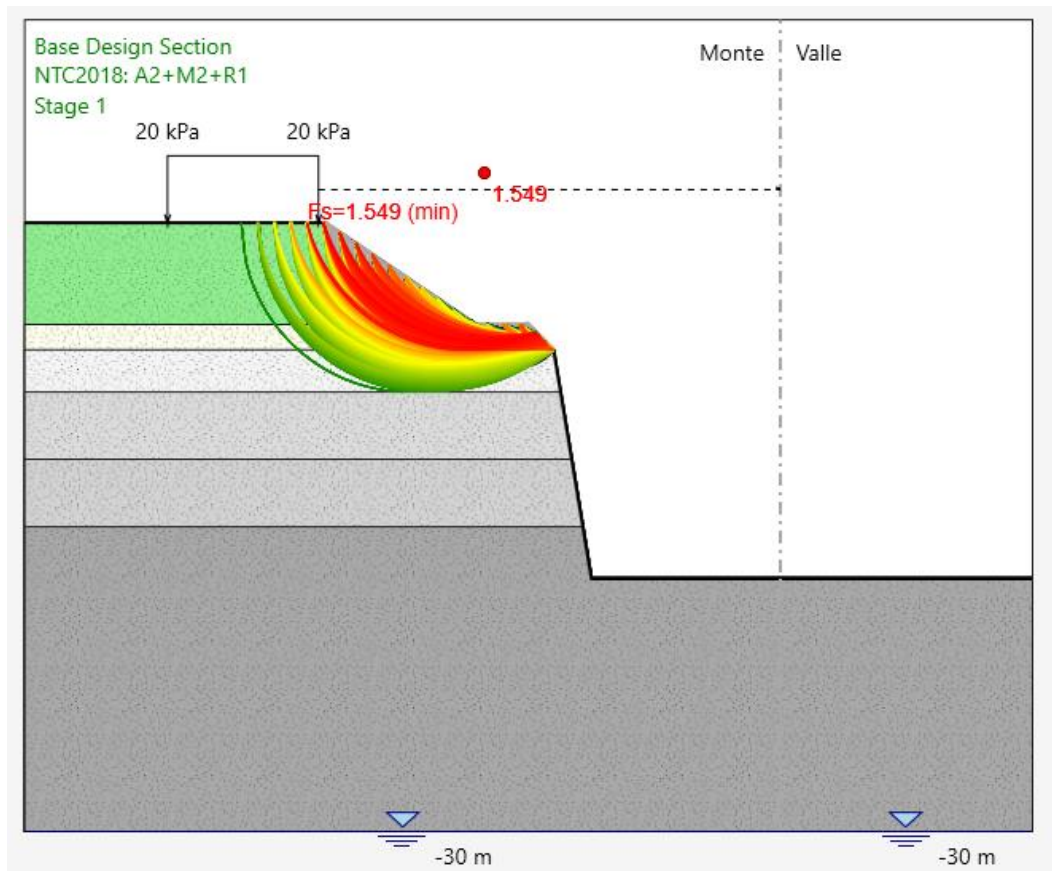


Figura 7-45: superfici analizzate su scarpata con pendenza 1:1.

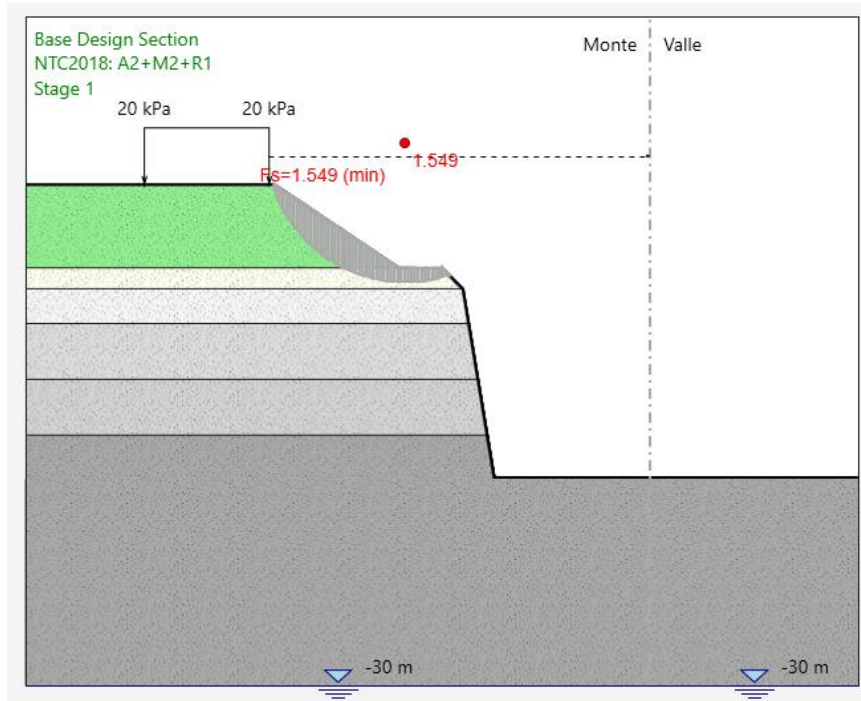


Figura 7-46: superficie critica su scarpata con pendenza 1:1.

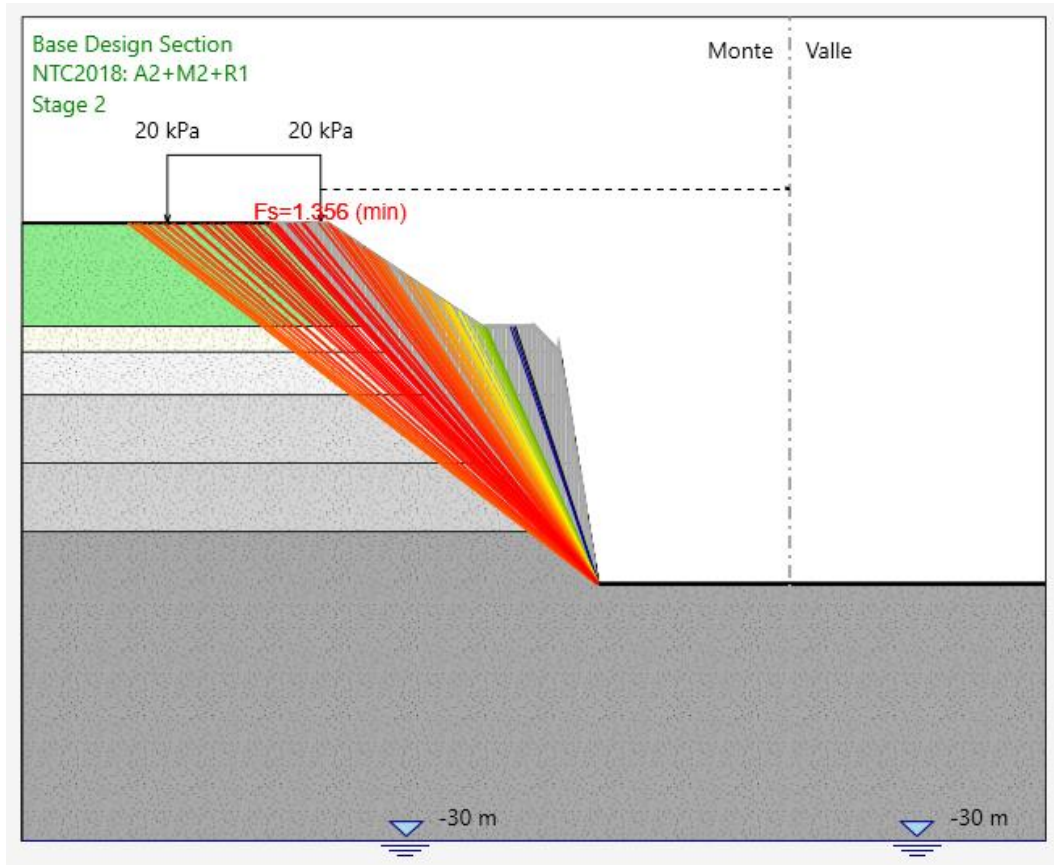
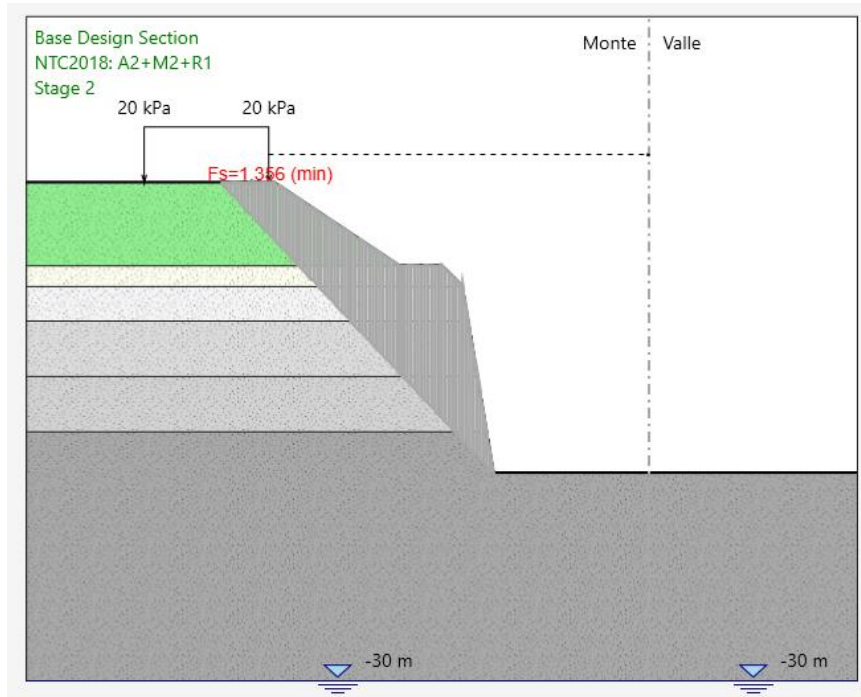


Figura 7-47: superfici analizzate sul scarpata con pendenza 6:1.



**Figura 7-48: superficie critica sul scarpata con pendenza 6:1.**

Il fattore di sicurezza FS minimo, tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS_{MIN} (A1C2) = 1.356$$

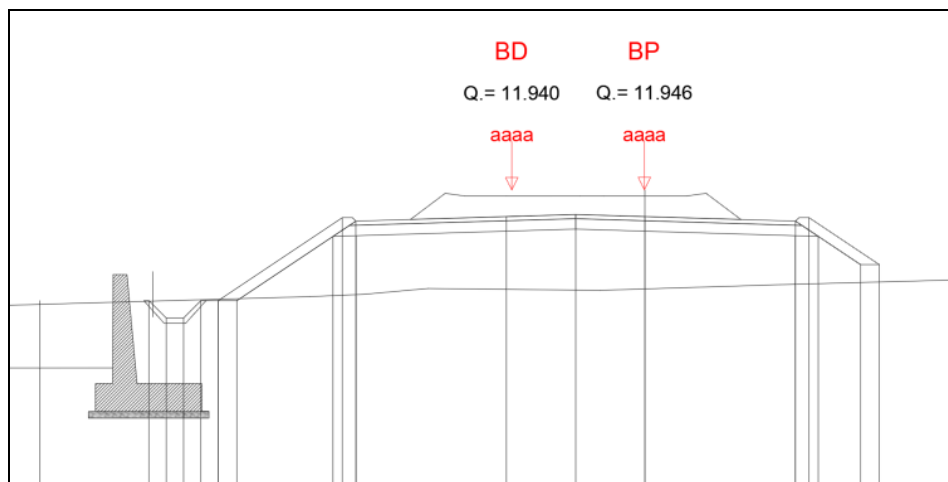
Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$$

La verifica di stabilità globale in campo statico risulta soddisfatta.

## 7.7 ANALISI RILEVATO

Il rilevato presenta un'altezza massima pari a circa 3.0 m ed è realizzato con scarpate di pendenza 2:3. In corrispondenza di tale rilevato è presente, lato mare, un muro di sostegno in C.A. per la realizzazione della vasca di laminazione, come in figura successiva. L'analisi verrà pertanto svolta lato monte, considerando quest'ultima come configurazione più gravosa rispetto alla scarpata lato valle, dove è presente il muro della vasca. .



**Figura 7-49 Sezione in rilevato**

Il modello geotecnico è rappresentato dalla successione stratigrafica caratterizzata dai parametri meccanici sintetizzati nella seguente tabella. La falda non influisce sulle analisi essendo posizionata a circa – 8 m rispetto al piano di campagna (0 m s.l.m.)

**Tabella 7-9: stratigrafia di analisi e parametri geotecnici.**

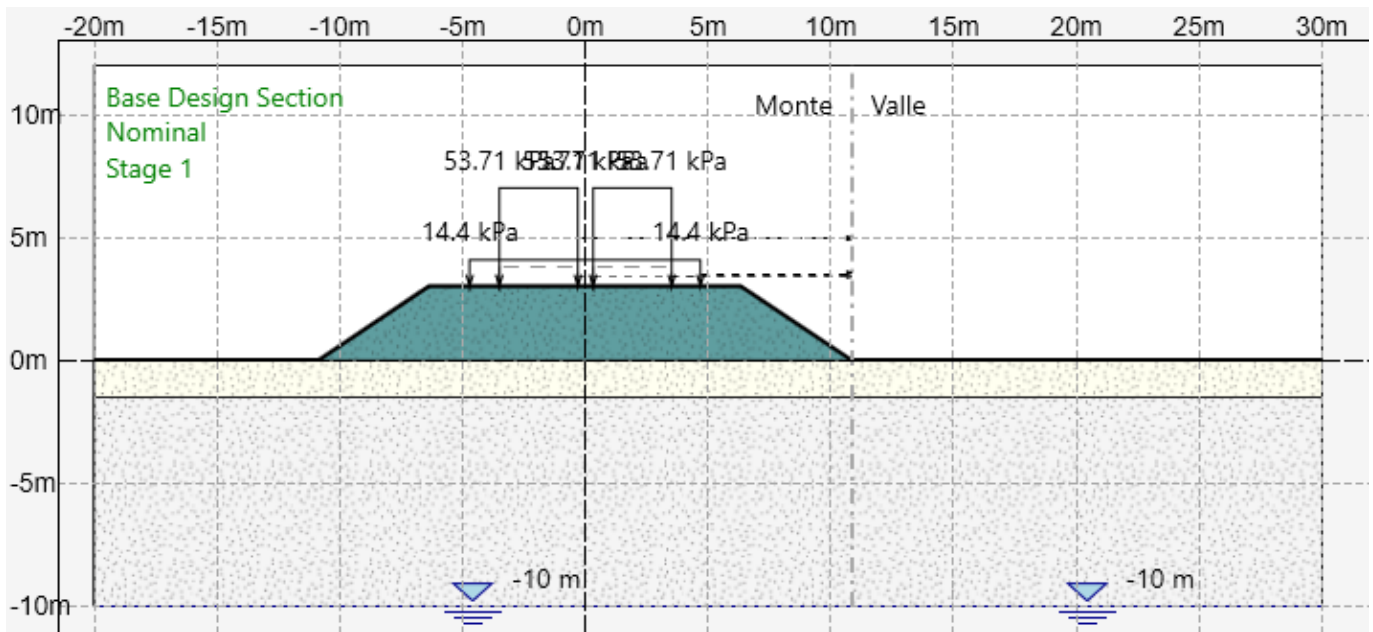
U.G.	da (m)	a (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\Phi'$ (°)	E' (MPa)	$\nu$ (-)
------	-----------	----------	----------------------------------	-------------	----------------	-------------	--------------

Rilevato SS16	3.00	0.00	20.0	0	38	30	0.25
Calt	0.00	-1.50	20.0	5	35	50	0.25
C1	-1.50	-	24.0	43	43	500	0.25

Per l'analisi dei carichi si rimanda al paragrafo 7.6

### 7.7.1 Analisi di stabilità in condizioni statiche e sismiche

In Figura 7-50 è riportata un'immagine del modello di calcolo.



**Figura 7-50: modello di calcolo.**

In Figura 7-51 e Figura 7-53 vengono riportate superfici analizzate e i fattori di sicurezza minimi ottenuti rispettivamente in condizioni statiche e sismiche.



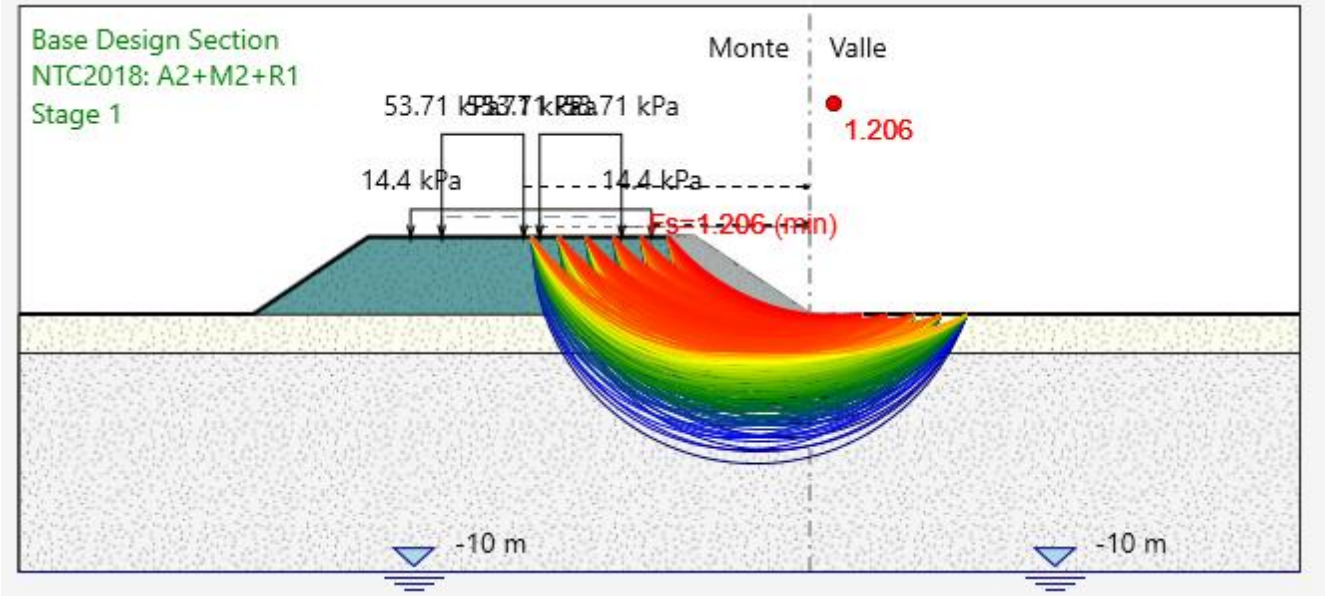


Figura 7-51: analisi di stabilità in condizioni statiche.

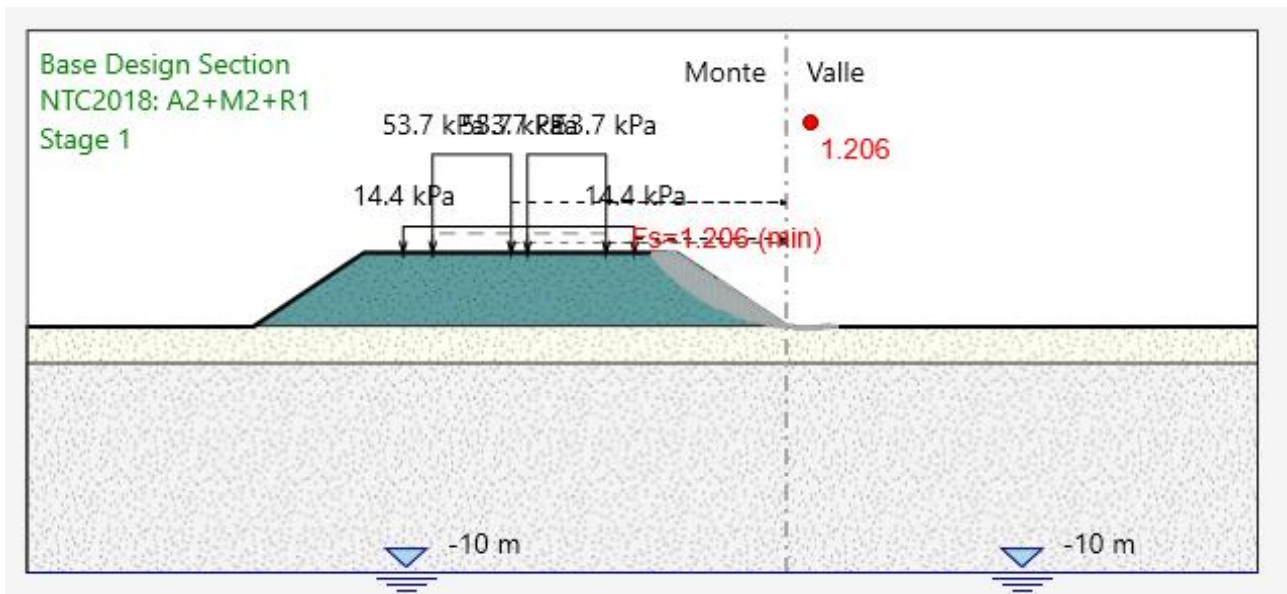


Figura 7-52: superficie critica in condizioni statiche.

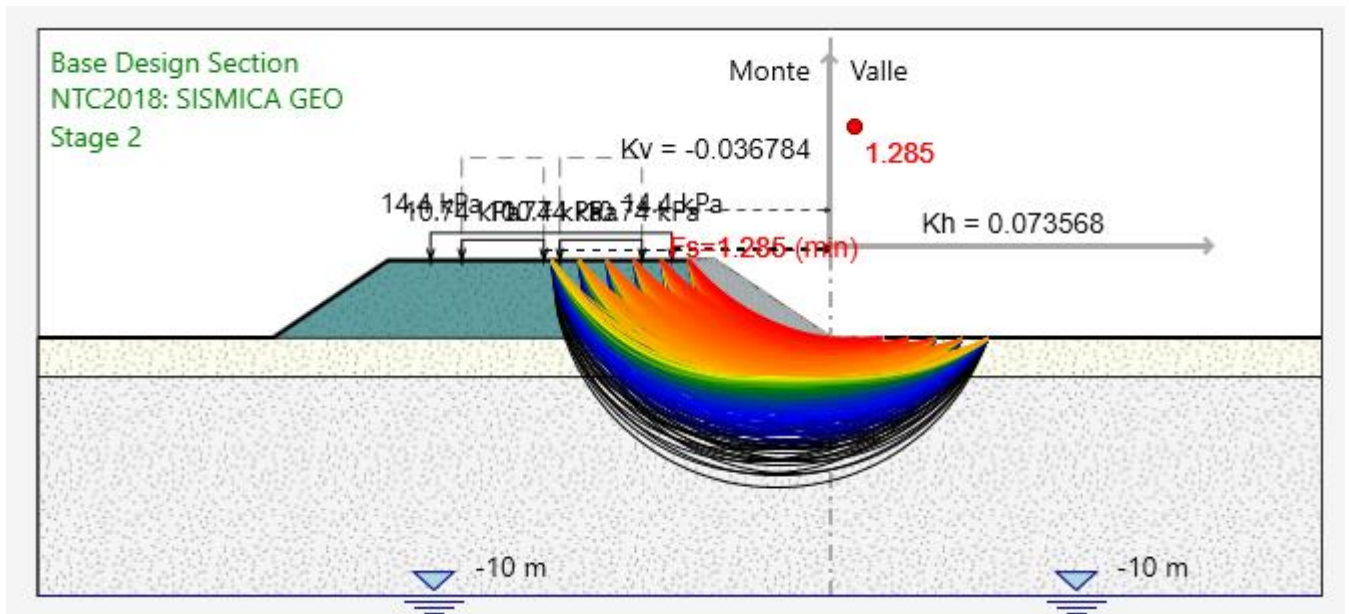


Figura 7-53: analisi di stabilità in condizioni sismiche.

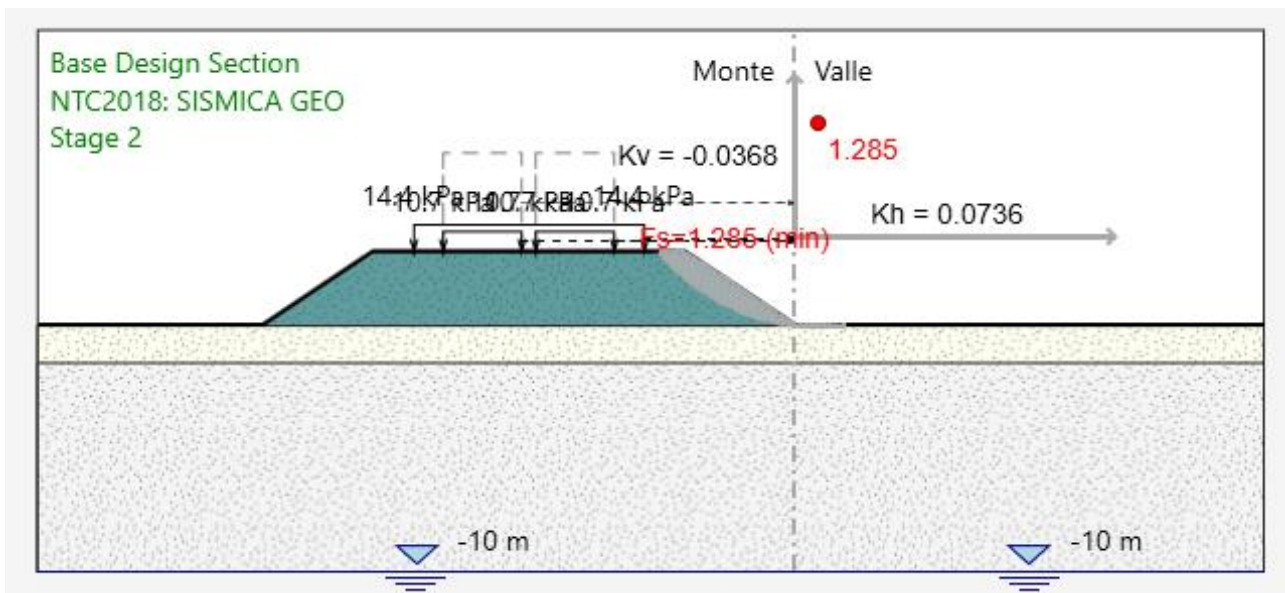


Figura 7-54: superficie critica in condizioni sismiche.

Il fattore di sicurezza FS minimo tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

- $FS_{MIN} (A1C2) = 1.206$  in condizioni statiche
- $FS_{MIN} (SIS) = 1.285$  in condizioni sismiche

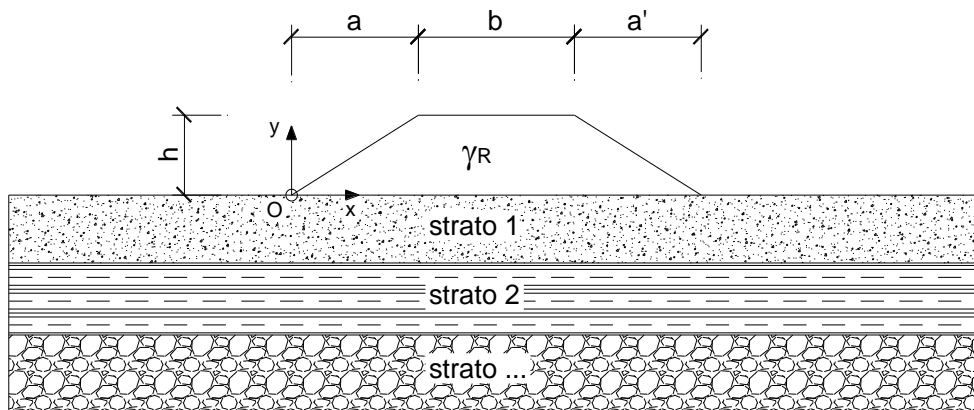
Essendo soddisfatte rispettivamente le relazioni:

- $FS_{MIN} \geq R2 = 1.1$  in condizioni statiche
- $FS_{MIN} \geq R2 = 1.2$  in condizioni sismiche

La verifica di stabilità globale risulta soddisfatta.

### 7.7.2 Verifica dei cedimenti

Di seguito il calcolo dei cedimenti del rilevato.



#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RILEVATO

h (altezza del rilevato):	3.00	(m)
a (larghezza scarpata sinistra):	4.50	(m)
a' (larghezza scarpata destra):	4.50	(m)
b (larghezza coronamento del rilevato):	12.70	(m)
$\gamma_R$ (peso di unità di volume del rilevato):	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )

**CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO**

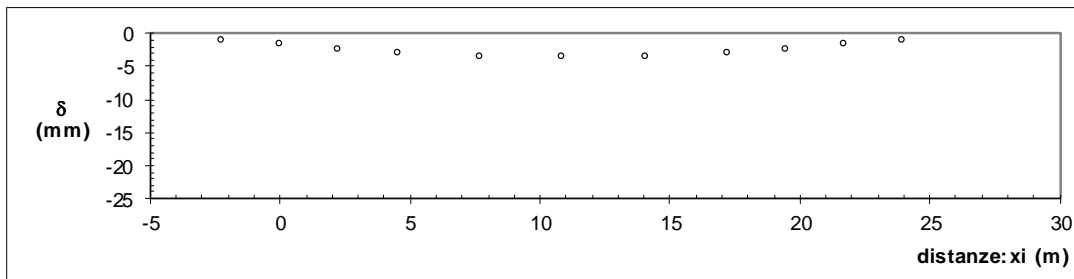
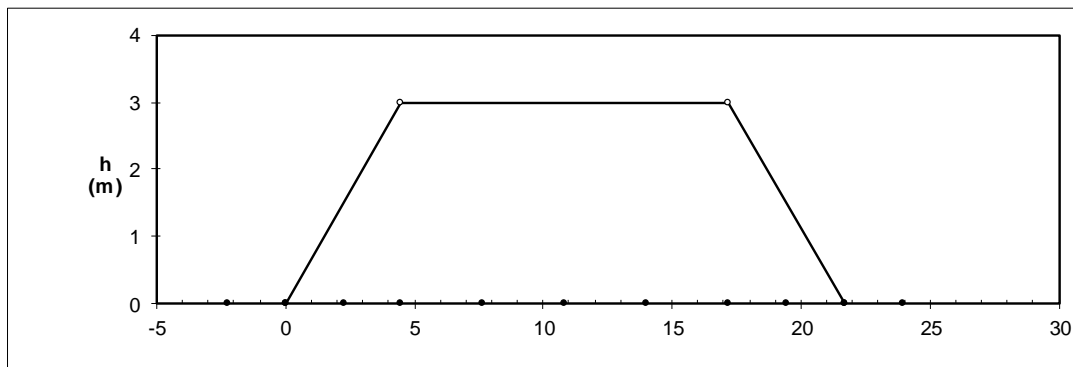
n (numero degli strati) (max 5): **2** (-)

$\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$ : **1** (%)

(Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)

Zw (Profondità della falda): **10.00** (m)

Strato	Z <sub>iniziale</sub>	Z <sub>finale</sub>	Spessore	$\Delta z_i$	E	v	$\phi'$	$\gamma$	terreno
(n)	(m)	(m)	(m)	(m)	(Mpa)	(-)	(°)	(kN/m <sup>3</sup> )	
1	0.00	1.50	1.50	1.0	50.0	0.25	35.0	20.00	Calcari alterati
2	1.50	100.00	98.50	1.0	500.0	0.25	43.0	24.00	Calcari



**ASCISSE DI CALCOLO**

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-2.25	0.00	2.25	4.50	7.68	10.85	14.03	17.20	19.45	21.70	23.95

**CEDIMENTI**

$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$	$\delta_5$	$\delta_6$	$\delta_7$	$\delta_8$	$\delta_9$	$\delta_{10}$	$\delta_{11}$
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
-0.11	-0.15	-0.23	-0.31	-0.34	-0.35	-0.34	-0.31	-0.23	-0.15	-0.11

Il cedimento massimo, di carattere istantaneo, risulta pari a 0.35 cm in asse, e risulta pertanto compatibile con il requisito dei 5 cm richiesto dal Manuale di progettazione.