

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte"
con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 1 - Dallo svincolo n. 1 sulla S.S. 115 (compreso) allo svincolo n. 3 sulla S.P. 5 (escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA895**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

 Sintagma

Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. L. Nani

Dott. Ing. M. Abram
Dott. Ing. F. Pambianco
Dott. Ing. M. Briganti Botta
Dott. Ing. L. Gagliardini
Dott. Geol. G. Cerquiglini

MANDANTI:

 **GPI INGEGNERIA**
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA s.r.l.

Dott. Ing. G. Guiducci
Dott. Ing. A. Signorelli
Dott. Ing. E. Moscatelli
Dott. Ing. A. Belà

Dott. Ing. G. Lucibello
Dott. Arch. G. Guastella
Dott. Geol. M. Leonardi
Dott. Ing. G. Parente

 **COOPROGETTI**

Dott. Arch. E. A. E. Crimi
Dott. Ing. M. Panfili
Dott. Arch. P. Ghirelli
Dott. Ing. D. Pelle

Dott. Ing. L. Ragnacci
Dott. Arch. A. Strati
Archeol. M. G. Liseno

 **GEOTECHNICAL DESIGN GROUP**

Dott. Ing. D. Carlacchini
Dott. Ing. S. Sacconi
Dott. Ing. C. Consorti

Dott. Ing. F. Aloe
Dott. Ing. A. Salvemini

 **ICARIA**
società di ingegneria

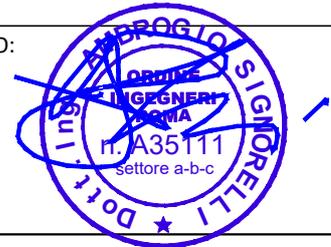
Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. F. Macchioni

Dott. Ing. G. Verini Supplizi
Dott. Ing. V. Piunno
Geom. C. Sugaroni

 **OMNISERVICE**
ENGINEERING

Dott. Ing. P. Agnello

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco Leonardi

Ordine dei Geologi della Regione Lazio n° 1541

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Ambrogio Signorelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A35111

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

GEOTECNICA

Relazione geotecnica di calcolo: rilevati e fronti di scavo

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T01GE00GETRE03B		
L O 4 0 8 Z	E	2 1 0 1	CODICE ELAB. T 0 1 G E 0 0 G E T R E 0 3	B	—
D					
C					
B	Revisione a seguito di Rapporto di Verifica		Novembre 2021	F. Latini	A. Signorelli N. Granieri
A	EMISSIONE		Settembre 2021	F. Latini	A. Belà N. Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E RIFERIMENTI	5
2.1	SOFTWARE UTILIZZATI	5
3	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
5	MODELLO GEOTECNICO	9
6	REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI	1
7	VERIFICHE DI STABILITÀ	3
7.1	CRITERI DI STABILITÀ	3
7.2	CONDIZIONI DI CARICO	6
7.3	RILEVATI – VERIFICHE DI STABILITÀ DEL CORPO DEL RILEVATO	6
	7.3.1 Sezioni tipologiche	7
7.4	RILEVATI – VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALI	22
7.5	FRONTI DI SCAVO – RISULTATI DELLE VERIFICHE	26
	7.5.1 Litotipi formazione Ragusa (Ocm, Mcm, Mc)	27
	7.5.2 Litotipo Terrazzo Palustre pk. 5+450÷5+590	31
	7.5.3 Formazione Qm tra le pk. 11+355÷12+625	33
	7.5.4 Formazione Qm tra le pk. 12+895÷14+555	34
	7.5.5 Formazione Mm tra le pk. 14+555÷14+775.....	35
	7.5.6 Formazione Mcm tra le pk. 14+775÷15+135.....	36
	7.5.7 Formazione Conoide-Qm pk. 15+555÷16+635	37
	7.5.8 Formazione Qm tra le pk. 16+635÷17+195	39

7.5.9	Formazione Qcs pk. 17+195÷17+901.....	40
7.5.10	Tabelle riassuntive pendenza delle scarpate.....	42
8	FRONTI DI SCAVO IN ROCCIA.....	54
8.1	METODI DI ANALISI.....	54
8.1.1	Analisi di stabilità per scivolamento planare.....	54
8.1.2	Analisi di stabilità per scivolamento di cunei.....	56
8.1.3	Verifica a trazione della rete.....	58
8.1.4	Verifica della chiodatura.....	58
8.2	VERIFICHE DI STABILITÀ FRONTI SCAVO IN ROCCIA ASSE PRINCIPALE	59
8.2.1	Verifiche di stabilità da pk 2+900 a 3+050.....	59
8.2.2	Verifiche di stabilità da pk 6+750 a 7+050.....	71
8.2.3	Verifiche di stabilità da pk 9+680 a 10+400.....	81
8.2.4	Verifiche di stabilità da pk 14+786 a 15+151.....	84
8.3	VERIFICHE DI STABILITÀ FRONTI SCAVO IN ROCCIA VIABILITÀ SECONDARIA	93
8.3.1	Verifiche di stabilità Secondaria 6	93
8.4	VERIFICHE A TRAZIONE DELLA RETE	98
8.5	VERIFICHE DELLE CHIODATURE	99
8.6	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	100
9	RILEVATI - ANALISI DEI CEDIMENTI.....	101
9.1	CRITERI DI VERIFICA	101
9.2	RISULTATI VERIFICHE DEI CEDIMENTI	105
9.2.1	Rilevato Sez. L1_pk 4+300	106
9.2.2	Rilevato Sez. L1_pk 6+140	109

9.2.3 Rilevato Sez. L1_pk 11+240	112
9.2.4 Rilevato Sez. L1_pk 12+781	115
9.2.5 Rilevato Sez. L1_pk 14+241	119
9.2.6 Rilevato Sez. L1_pk 15+201	122
9.2.7 Rilevato Sez. L1_pk 16+141	126
10 VERIFICHE DI STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO PROVVISORIALI	130

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto le verifiche geotecniche del corpo stradale per la progettazione del lotto 1 del "Collegamento autostradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della s.s. 514 "di Chiaromonte" e della s.s. 194 ragusana dallo svincolo con la s.s. 115 allo svincolo con la s.s. 114".

Nella presente Relazione Geotecnica di calcolo si presenteranno le verifiche di stabilità globale degli scavi a cielo aperto, sia per i terreni granulari che per i terreni rocciosi, le verifiche di stabilità globale dei rilevati ed il calcolo dei cedimenti.

2 NORMATIVA E RIFERIMENTI

La normativa cui viene fatto riferimento, nelle fasi di calcolo e progettazione, è la seguente:

- D.M. 14 gennaio 2008 – pubblicato su S.O. n.30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29 – “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare n.ro 617 del 2 febbraio 2009 – “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11/03/1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”
- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 del 24/09/1988 – D.M. 11.3.88. “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”

2.1 SOFTWARE UTILIZZATI

Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo brevemente descritti di seguito.

- Swedge 5.0 (Rocscience); per le analisi di stabilità dei fronti di scavo in roccia;
- Slope/W (geostudio) per le verifiche di stabilità globale;
- Codici di calcolo interni: codici di calcolo in Excel e Visual Basic, per la valutazione dei cedimenti dei rilevati e per l’analisi degli scivolamenti planari.

3 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è classificabile, secondo il DM 2008, come "Opera ordinaria, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per la quale viene prevista una vita nominale ≥ 50 anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione è definita di Classe IV, ossia afferente a "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica."

Per il dimensionamento delle opere pertanto sono stati considerati i seguenti parametri di progettazione:

- Vita nominale opera V_N : 50 anni (opera di importanza ordinaria)
- Classe d'uso Opera: IV
- Coefficiente d'uso: $C_U = 2$
- Vita di riferimento: $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni
- Stato limite di riferimento per l'azione sismica: SLV (salvaguardia della vita)
- Probabilità di superamento P_{VR} : 10%
- Tempo di ritorno T_R determinato con la seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.10)} = 949 \text{ anni}$$

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Materiale di riempimento dei rilevati

Tabella 4-1: Parametri geotecnici rilevato

Litotipo	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
Rilevato di nuova realizzazione compattato (materiale di riempimento)	20.50	35	0

Geogriglie

Geogriglie a struttura piana orientata in poliestere o polietilene o polipropilene di diverse resistenze a trazione nominale:

- 20 kN/m
- 30 kN/m
- 60 kN/m
- 90 kN/m
- 150 kN/m

Chiodi da roccia

Barre tipo Gewi – Dywidag o equivalente \varnothing 20

- Modulo elastico: $E_s = 200000$ MPa;
- resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} \geq 500$ MPa;

Reti in aderenza:

Rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale 8 x 10, avente diametro minimo del filo $\varnothing = 3$ mm.

- Carico a rottura: $f_{tk} = 550$ MPa;
- Allungamento ≥ 9 %;

Funi di orditura:

Trefoli in fili di acciaio di diametro $\varnothing 12$ e $\varnothing 16$ mm, classe di resistenza del filo pari a 1770 N/mm², prodotte conformemente alle norme DIN 3060;

Reticolo di rinforzo:

Trefoli in fili di acciaio di diametro $\varnothing 12$, classe di resistenza del filo pari a 1770 N/mm², prodotte conformemente alle norme DIN 3060;

Ancoraggi funi:

Ancoraggio in barra con golfare zincato acciaio B450c di diametro $\varnothing 20$;

Morsetti serrafune:

Morsetti serrafune in acciaio zincato a norma DIN1142;

Piastra di ripartizione:

Piastra zincata quadrata lato 150 mm con spessore 8 mm acciaio S235;

Miscela per ancoraggio chiodi

- Resistenza a compressione a 28 gg di maturazione: C 20/25;
- Cemento Portland II/B – LL 32.5;
- Rapporto acqua/cemento: A/C = 0.45;
- Additivo superfluidificante: 1 – 3 % sul peso di cemento.

5 MODELLO GEOTECNICO

Per la caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni in oggetto si fa riferimento agli elaborati:

- T01GE00GETRE01 – Relazione geotecnica generale;
- T01GE03GEORE01 – Relazione sismica.

6 REGIME DELLE PRESSIONI INTERSTIZIALI

Durante l'attuale fase progettuale sono stati misurati, nel mese di Febbraio 2021, i livelli piezometrici degli strumenti installati nelle fasi progettuali precedenti. Alcuni punti non sono stati trovati o sono stati trovati segni di demolizione dello strumento o si trovavano in aree non accessibili all'atto del sopralluogo. Sono stati inoltre aggiunti ulteriori n°3 piezometri: SE06, SE07 e SE12; i primi due strumentati con piezometro di Casagrande, il terzo con piezometro a tubo aperto. Tutti i nuovi strumenti sia in fase di installazione che nelle due misure successive eseguite a metà settembre e nei primi giorni del mese di ottobre 2021 risultano asciutti. Nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono riportati i dettagli:

Tabella 6-1 misure piezometriche mese di febbraio

Sondaggio	Profondità	Data di installazione	Misura Febbraio 2021
S2	20	22/02/2013	assente
S6Bis	20	22/02/2013	Non trovato
S07	20	29/01/2013	assente
S10	20	12/01/2013	assente
S13	30	07/02/2013	Non trovato
S14	30	16/12/2012	Non trovato
S18	15	14/02/2013	5,77
S21	20	14/01/2013	Non trovato
S22	30	04/02/2013	assente
S24	20	23/02/2013	assente
S29	30	01/02/2013	assente
S31	20	15/02/2013	Non trovato
S32	20	21/02/2013	Cementato
S35	15	23/02/2013	Non Accessibile
S37	20	11/01/2013	Non trovato
S39	15	10/01/2013	Non trovato
S42	20	15/02/2013	assente
S43	20	21/01/2013	assente
S46	20	09/01/2013	Non trovato
S48	35	14/01/2013	Demolito

RELAZIONE GEOTECNICA

Sondaggio	Profondità	Data di installazione	Misura Febbraio 2021
S49	20	15/02/2013	Assente
S53	35	27/01/2013	demolito
S54	20	26/02/2013	assente
S56	20	27/02/2013	Non trovato
S60	35	01/03/2013	28,06
S61	20	03/03/2013	6,24
S64	20	12/12/2012	assente
S65	30	14/12/2012	Non trovato

Tabella 6-2 misure piezometriche degli strumenti installati nel 2021

Sondaggio	Profondità	Data di installazione	Misura 17 settembre	Misura 4/5 ottobre
SE06	20	12/07/21	assente	assente
SE07	30	08/07/21	assente	assente
SE12	30	28/06/21	assente	assente

Il livello di progetto della falda lungo l'intero tracciato stradale è riportato nell'elaborato "Profilo geotecnico longitudinale" (T01GE00GETFG01-16).

7 VERIFICHE DI STABILITÀ

7.1 CRITERI DI STABILITÀ

In aderenza alle prescrizioni della normativa vigente ("Norme Tecniche delle costruzioni" del 14/01/2008 [NTC08]) le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove con E_d si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con R_d il valore di progetto delle resistenze.

La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Le azioni di progetto, o gli effetti delle azioni, E_d sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali γ_F i valori specificati nella seguente tabella (Tabella 6.2.I delle NTC08).

Tabella 7-1: Coefficienti parziali per le azioni o gli effetti delle azioni [Tab. 6.2.I delle NTC08].

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Le resistenze di progetto R_d si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali γ_M specificati nella seguente tabella (Tabella 6.2.II delle NTC08) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R , specifici per ciascun tipo di opera.

Tabella 7-2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [Tab. 6.2.II delle NTC08].

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Nel caso dei rilevati e delle trincee, le verifiche di sicurezza vengono effettuate nei confronti dei meccanismi di instabilità globale (verifiche di stabilità); in particolare, deve risultare rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici secondo l'Approccio 1 Combinazione 2: A2+M2+R2, tenendo conto di quanto riportato nella seguente tabella (Tabella 6.8.I delle NTC08).

Tabella 7-3: Coefficiente parziale per la verifica di stabilità globale per opere di materiali sciolti [Tab. 6.2.II delle NTC08].

Tabella 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

Si osserva che i coefficienti parziali di sicurezza del gruppo M2 sono stati cautelativamente applicati anche per le caratteristiche geotecniche del rilevato, eseguendo di fatto le analisi con un valore di progetto dell'angolo di attrito ($\varphi_d' = 29.3^\circ$) inferiore al valore caratteristico ($\varphi_k' = 35^\circ$) pur risultando quest'ultimo una prescrizione di progetto e non una stima ragionata e cautelativa del parametro.

Le analisi in presenza di sisma possono essere effettuate adottando il metodo pseudo-statico, in cui l'azione sismica è rappresentata da una azione statica equivalente proporzionale al peso W del volume di terreno instabile; le componenti orizzontali e verticali di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h W$ e $F_v = k_v W$, dove il coefficiente k_h è legato all'accelerazione di picco dalla relazione:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \beta_m \cdot \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g}, \quad k_v = \pm 0.5 k_h$$

con

- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento;
- β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- S_S = coefficiente che tiene conto della amplificazione stratigrafica;
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito può essere scelto in base ai valori indicati nella seguente tab. 7.11.I delle NTC08.

Tabella 7-4: Coefficiente parziale per la verifica di stabilità globale per opere di materiali sciolti [Tab. 7.11.I delle NTC08].

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tutte le analisi di stabilità sono state eseguite nell'ipotesi di problema piano con i tradizionali metodi dell'equilibrio limite globale, schematizzando il terreno come un mezzo rigido-plastico e adottando il criterio di rottura di *Mohr-Coulomb*. In particolare, è stato utilizzato il metodo delle strisce, nel quale la porzione di terreno delimitato dalla generica superficie *S* e dalla superficie topografica è suddivisa in settori verticali in modo da valutare, seppur in modo approssimato e discreto, la distribuzione della tensione efficace normale e della corrispondente resistenza a taglio lungo la superficie di scorrimento; in dettaglio, si è utilizzato il metodo di Morgerstern & Price. Tutte le analisi sono state effettuate con il codice di calcolo numerico SLOPE/W di Geostudio.

Per i litotipi a grana fine, le analisi di stabilità in condizioni statiche sono state eseguite sia in condizioni drenate (parametri definiti in tensioni efficaci) che non drenate (parametri definiti in tensioni totali), mentre in condizioni sismiche le analisi sono state eseguite solo in condizioni non drenate.

Le verifiche di stabilità sono state condotte con riferimento a 2 meccanismi di rottura:

- Rottura del corpo del rilevato;
- Rottura generale.

Le verifiche del meccanismo di rottura del rilevato, condotte lungo superfici che attraversano il solo corpo del rilevato, sono state condotte al fine di dimensionare gli interventi di rinforzo necessari a garantire la stabilità dell'opera in condizioni sismiche (particolarmente gravose lungo il tracciato in oggetto).

7.2 CONDIZIONI DI CARICO

Per i rilevati stradali in condizioni statiche è stato considerato un valore caratteristico del sovraccarico stradale $q_k = 20$ kPa uniformemente ripartito sulla sede stradale, al quale è stato applicato il coefficiente parziale sui carichi variabili $\gamma_Q = 1.3$, ottenendo quindi un valore di progetto $q_{d,(stat)} = 26$ kPa; in condizioni sismiche, applicando un fattore di combinazione $\psi = 0.2$ ed un fattore amplificativo unitario ($\gamma_Q = 1.0$), il valore di progetto del sovraccarico stradale risulta $q_{d,(sism)} = 4$ kPa.

7.3 RILEVATI – VERIFICHE DI STABILITÀ DEL CORPO DEL RILEVATO

Nella tabella seguente sono riepilogati i risultati delle verifiche di stabilità in condizioni sismiche, nei confronti dei meccanismi di rottura che interessano il solo corpo dei rilevati, effettuate per il dimensionamento degli interventi di rinforzo; i risultati sono espressi in termini di coefficienti di sicurezza minimi ($FS = R_d / E_d$).

Nello specifico, sono stati individuati degli interventi tipologici definiti in funzione dell'altezza del rilevato e delle azioni sismiche determinate lungo il tracciato (Elaborato grafico T01PS00TRAST18).

Per le azioni sismiche è stato generalmente utilizzato un valore del coefficiente di intensità sismica orizzontale $k_h = 0.12$, eccetto per la tipologia di sezioni ricadenti nei tratti nei quali sono state effettuate analisi di risposta sismica locale (RSL). In questo ultimo caso, per il calcolo sono stati adottati i valori massimi di k_h ottenuti dalle RSL.

Il valore del coefficiente di intensità sismica $k_h = 0.12$ è stato valutato assumendo per i parametri sismici i valori più gravosi lungo l'intero tracciato riportati nella tabella seguente:

Stato limite	Vita Nominale V_N [anni]	Classe d'uso [-]	CU [-]	a_g/g [-]	Cat. suolo [-]	S_T [-]	S_S [-]	a_{max}/g [-]	β [-]	k_h [-]	k_v [-]
SLV	50	IV	2	0.352	C	1.000	1.202	0.423	0.28	0.120	± 0.060

Le sezioni n* rappresentano i rilevati che in virtù dei valori più severi di input sismici da fronteggiare (derivati da analisi di risposta sismica locale), a parità di altezza per sezione tipologica, presentano delle geogriglie con resistenze a trazione e lunghezze opportunamente maggiorate.

Tabella 7-5 Riepilogo dei coefficienti di sicurezza ($FS = R_d / F_d$) ottenuti dalle verifiche di stabilità effettuate per il corpo dei rilevati.

Sezione tipo	H_{ril} (m)	H_{cal} (m)	k_h	k_v	FS_{min} sismico
1	2.5 ÷ 3.5	3.5	0.1200	- 0.0600 (↑)	1.140
1*	2.5 ÷ 3.5	3.5	0.1848	- 0.0924 (↑)	1.144
2	3.6 ÷ 6.0	6.0	0.1200	- 0.0600 (↑)	1.130
2*	3.6 ÷ 6.0	6.0	0.1848	- 0.0924 (↑)	1.103
3	6.1 ÷ 9.0	9.0	0.1200	- 0.0600 (↑)	1.155

Sezione tipo	H _{ril} (m)	H _{cal} (m)	kh	kv	FS _{min} sismico
3*	6.1 ÷ 9.0	9.0	0.1848	- 0.0924 (↑)	1.127
4	9.1 ÷ 11.0	11.0	0.1200	- 0.0600 (↑)	1.149
4*	9.1 ÷ 11.0	11.0	0.1512	- 0.0756 (↑)	1.125
5	11.1 ÷ 13.0	13.0	0.1200	- 0.0600 (↑)	1.127
5*	11.1 ÷ 13.0	13.0	0.1512	- 0.0756 (↑)	1.108
6	13.1 ÷ 15.0	15.0	0.1200	- 0.0600 (↑)	1.109
7	15.1 ÷ 17.0	17.0	0.1200	- 0.0600 (↑)	1.110
8	17.1 ÷ 20	20.0	0.1200	- 0.0600 (↑)	1.110

7.3.1 Sezioni tipologiche

Tipologico 1 – altezza del rilevato H = 2.5 ÷ 3.5 m, altezza di calcolo H_{cal} = 3.5 m

Sezione corrente – Kh = 0.12, Kv = -0.06 (sisma verso l'alto): (R_d / F_d)_{min} = 1.14 > 1.1

È stato considerato 1 livello di geogriglie aventi le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza L = 4 m;
- Resistenza a trazione nominale R_{t, nom} ≥ 20 kN/m;
- Resistenza a trazione di calcolo (a lungo termine) R_{t, cal} = 10 kN/m;

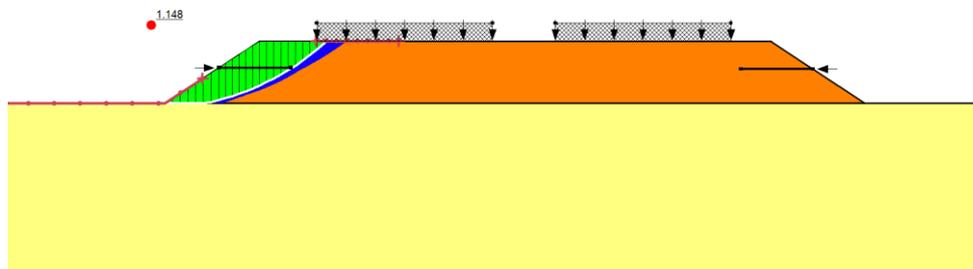


Figura 7-1: Corpo del rilevato – Tipologico 1: analisi in condizioni sismiche.

Tipologico 2 – altezza del rilevato H = 3.6 ÷ 6.0 m, altezza di calcolo H_{cal} = 6.0 m

Sezione corrente – Kh = 0.12, Kv = -0.06 (sisma verso l'alto): (R_d / F_d)_{min} = 1.13 > 1.1

Sono stati considerati 2 livelli di geogriglie aventi le seguenti caratteristiche:

Lunghezza L = 6 m;

Resistenza a trazione nominale R_{t, nom} ≥ 30 kN/m;

Resistenza a trazione di calcolo (a lungo termine) R_{t, cal} = 15 kN/m

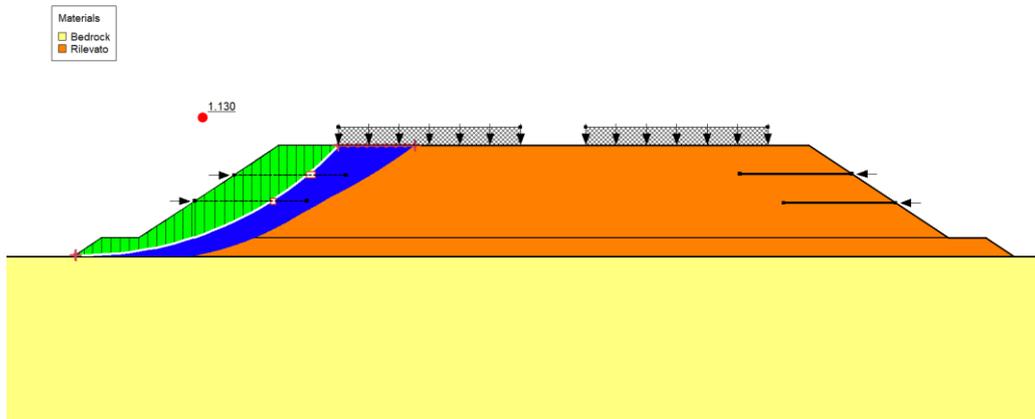


Figura 7-2: Corpo del rilevato – Tipologico 2: analisi in condizioni sismiche.

Tipologico 3 – altezza del rilevato $H = 6.1 \div 9.0$ m, altezza di calcolo $H_{cal} = 9.0$ m

Sezione corrente – $K_h = 0.12$, $K_v = -0.06$ (sisma verso l'alto): $(R_d / F_d)_{min} = 1.155 > 1.1$

Sono stati considerati i seguenti livelli di geogriglie:

- per la banca superiore: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 8$ m;
- per la banca inferiore: 1 livello di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 10$ m.

Per tutte le geogriglie:

- Resistenza a trazione nominale $R_{t_{nom}} \geq 60$ kN/m;
- Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t_{cal}} = 30$ kN/m.

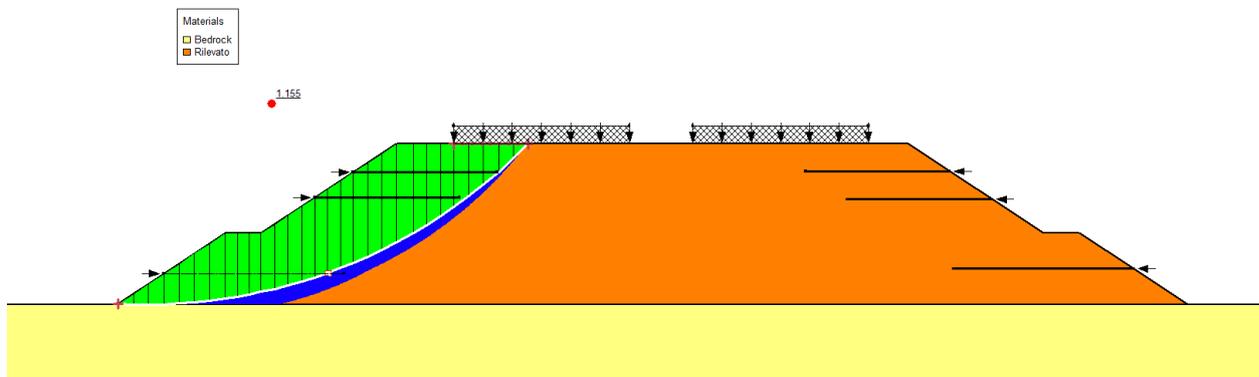


Figura 7-3: Corpo del rilevato – Tipologico 3: analisi in condizioni sismiche.

Tipologico 4 – altezza del rilevato $H = 9.1 \div 11.0$ m, altezza di calcolo $H_{cal} = 11.0$ m

Sezione corrente – $K_h = 0.12$, $K_v = -0.06$ (sisma verso l'alto): $(R_d / F_d)_{min} = 1.149 > 1.1$

Per entrambe le banche sono stati considerati 2 livelli di geogriglie aventi le seguenti caratteristiche:

Lunghezza di calcolo $L = 10$ m.

Per tutte le geogriglie:

Resistenza a trazione nominale $R_{t_{nom}} \geq 60$ kN/m;

Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t_{cal}} = 30 \text{ kN/m}$.

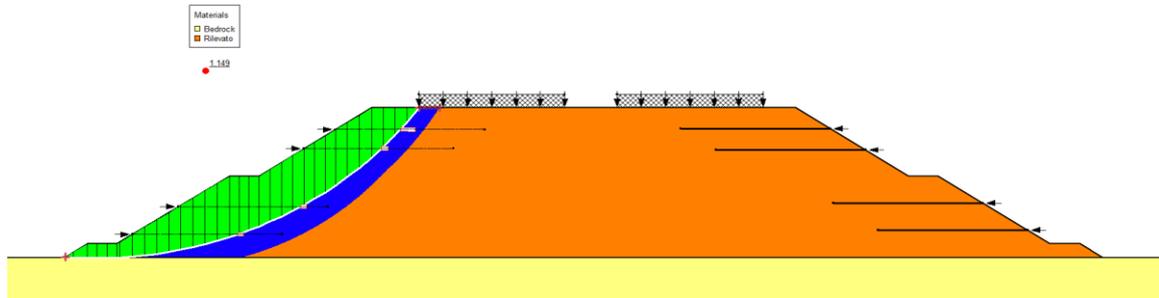


Figura 7-4: Corpo del rilevato – Tipologico 4: analisi in condizioni sismiche.

Tipologico 5 – altezza del rilevato $H = 11.1 \div 13.0$ m, altezza di calcolo $H_{cal} = 13.0$ m

Sezione corrente – $K_h = 0.12$, $K_v = -0.06$ (sisma verso l'alto): $(R_d / F_d)_{min} = 1.127 > 1.1$

Sono stati considerati i seguenti livelli di geogriglie:

- per la banca superiore: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 8$ m;
- per la banca intermedia: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 12$ m;
- per la banca inferiore: 1 livello di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 13$ m.

Per tutte le geogriglie:

Resistenza a trazione nominale $R_{t_{nom}} \geq 60$ kN/m;

Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t_{cal}} = 30$ kN/m.

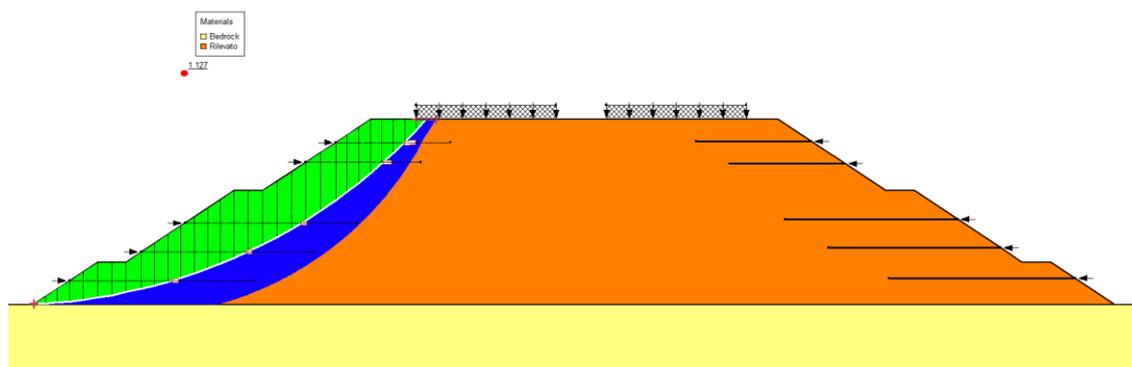


Figura 7-5 Corpo del rilevato – Tipologico 5: analisi in condizioni sismiche.

Tipologico 6 – altezza del rilevato H = 13.1 ÷ 15 m, altezza di calcolo Hcal = 15.0 m

Sezione corrente – $K_h = 0.12$, $K_v = -0.06$ (sisma verso l'alto): $(R_d / F_d)_{\min} = 1.109 > 1.1$

Sono stati considerati i seguenti livelli di geogriglie:

- per la banca superiore: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 10$ m;
- per la banca intermedia: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 12$ m;
- per la banca inferiore: 2 livello di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 13$ m.

Per tutte le geogriglie:

Resistenza a trazione nominale $R_{t_{\text{nom}}} \geq 60$ kN/m;

Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t_{\text{cal}}} = 30$ kN/m.

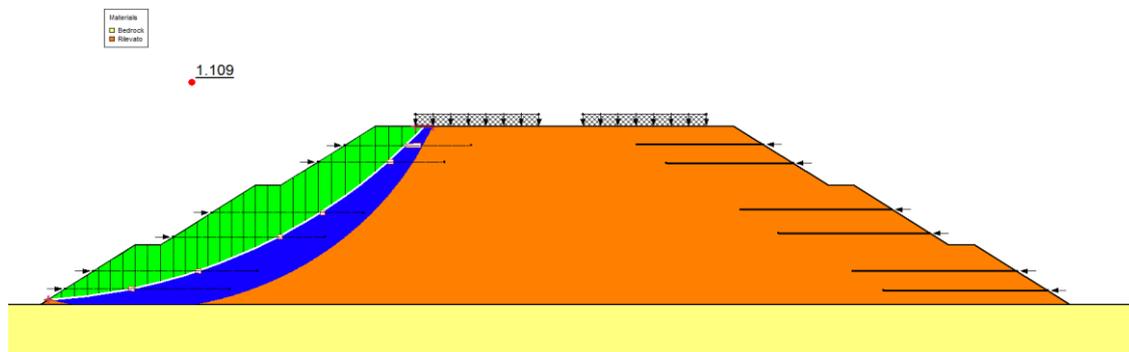


Figura 7-6: Corpo del rilevato – Tipologico 6: analisi in condizioni sismiche.

Tipologico 7 – altezza del rilevato H = 15.1 ÷ 17 m, altezza di calcolo Hcal = 17.0 m

Sezione corrente – $K_h = 0.102$, $K_v = -0.051$ (sisma verso l'alto): $(R_d / F_d)_{\min} = 1.110 > 1.1$

Sono stati considerati i seguenti livelli di geogriglie:

- per la banca superiore: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 10$ m;
- per la seconda banca: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 12$ m;
- per la terza banca: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 13$ m;
- per la banca inferiore: 1 livello di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 15$ m.

Per le geogriglie delle tre banche superiori:

Resistenza a trazione nominale $R_{t_{\text{nom}}} \geq 60$ kN/m;

Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t_{\text{cal}}} = 30$ kN/m.

Per le geogriglie della banca inferiore:

Resistenza a trazione nominale $R_{t_{\text{nom}}} \geq 90$ kN/m;

Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t_{\text{cal}}} = 45$ kN/m.

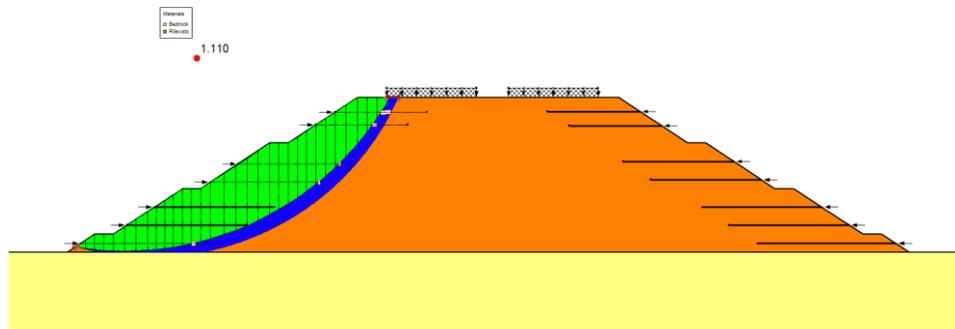


Figura 7-7: Corpo del rilevato – Tipologico 7: analisi in condizioni sismiche.

Tipologico 8 – altezza del rilevato $H = 17.1 \div 20$ m, altezza di calcolo $H_{cal} = 20.0$ m

Sezione corrente – $K_h = 0.12$, $K_v = -0.06$ (sisma verso l'alto): $(R_d / F_d)_{min} = 1.110 > 1.1$

Sono stati considerati i seguenti livelli di geogriglie:

- per la banca superiore: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 10$ m;
- per la seconda banca: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 15$ m;
- per la terza banca: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 15$ m;
- per la banca inferiore: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 16$ m.

Per le geogriglie della banca superiore e della seconda banca:

Resistenza a trazione nominale $R_{t,nom} \geq 60$ kN/m;

Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t,cal} = 30$ kN/m.

Per le geogriglie della terza banca:

Resistenza a trazione nominale $R_{t,nom} \geq 90$ kN/m;

Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t,cal} = 45$ kN/m.

Per le geogriglie della banca inferiore:

Resistenza a trazione nominale $R_{t,nom} \geq 150$ kN/m;

Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t,cal} = 75$ kN/m.

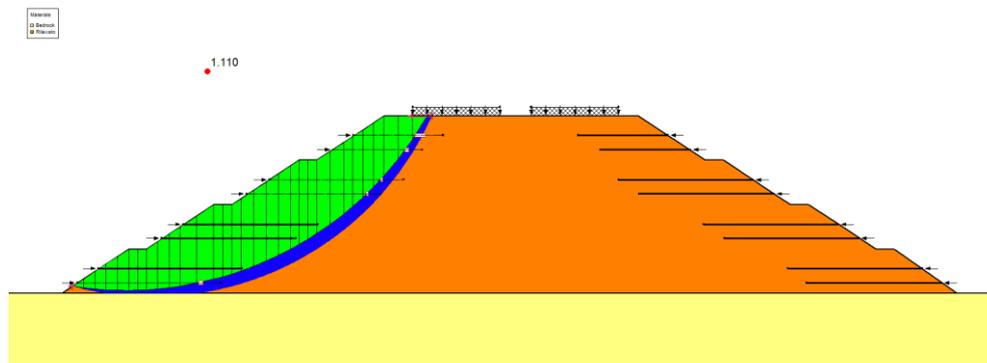


Figura 7-8: Corpo del rilevato – Tipologico 8: analisi in condizioni sismiche.

Tipologico 1* – altezza del rilevato $H = 2.5 \div 3.5$ m, altezza di calcolo $H_{cal} = 3.5$ m

Sezione corrente – $K_h = 0.1848$, $K_v = -0.0924$ (sisma verso l'alto): $(R_d / F_d)_{min} = 1.144 > 1.1$

È stato considerato 1 livello di geogriglie aventi le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza $L = 6$ m;
- Resistenza a trazione nominale $R_{t_{nom}} \geq 60$ kN/m;
- Resistenza a trazione di calcolo (a lungo termine) $R_{t_{cal}} = 30$ kN/m;

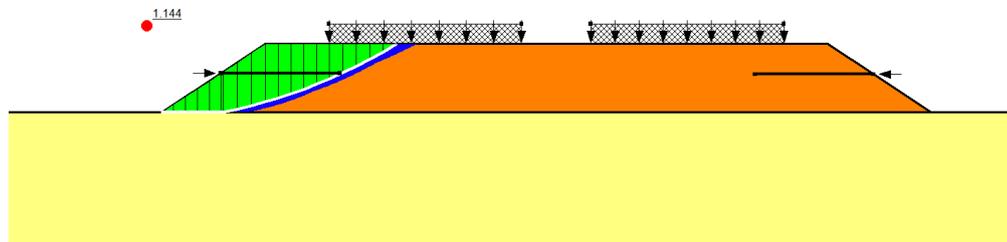


Figura 7-9: Corpo del rilevato – Tipologico 1*: analisi in condizioni sismiche.

Tipologico 2* – altezza del rilevato $H = 3.6 \div 6.0$ m, altezza di calcolo $H_{cal} = 6.0$ m

Sezione corrente – $K_h = 0.1848$, $K_v = -0.0924$ (sisma verso l'alto): $(R_d / F_d)_{min} = 1.103 > 1.1$

Sono stati considerati 2 livelli di geogriglie aventi le seguenti caratteristiche:

Lunghezza $L = 9$ m;

Resistenza a trazione nominale $R_{t_{nom}} \geq 60$ kN/m;

Resistenza a trazione di calcolo (a lungo termine) $R_{t_{cal}} = 30$ kN/m

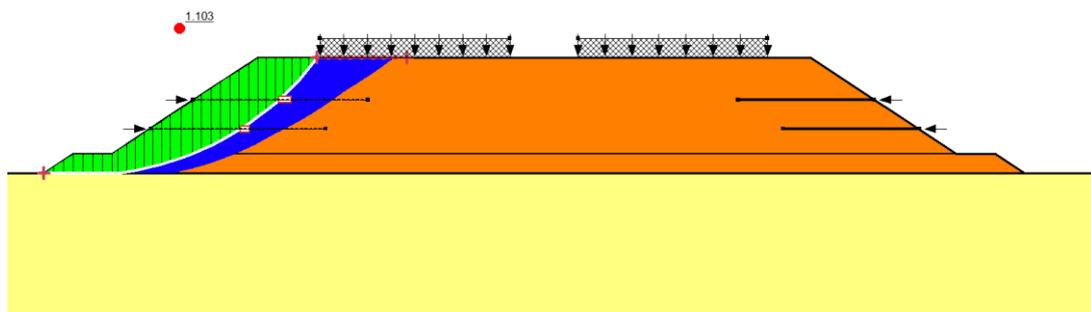


Figura 7-10: Corpo del rilevato – Tipologico 2*: analisi in condizioni sismiche.

Tipologico 3* – altezza del rilevato H = 6.1 ÷ 9.0 m, altezza di calcolo Hcal = 9.0 m

Sezione corrente – Kh = 0.1848, Kv = -0.0924 (sisma verso l'alto): $(R_d / F_d)_{\min} = 1.127 > 1.1$

Sono stati considerati i seguenti livelli di geogriglie:

- per la banca superiore: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo L = 10 m;
- per la banca inferiore: 1 livello di geogriglie di lunghezza di calcolo L = 11 m.

Per le geogriglie della banca superiore:

Resistenza a trazione nominale $R_{t, \text{nom}} \geq 60 \text{ kN/m}$;

Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t, \text{cal}} = 30 \text{ kN/m}$.

Per le geogriglie della banca inferiore:

Resistenza a trazione nominale $R_{t, \text{nom}} \geq 150 \text{ kN/m}$;

Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t, \text{cal}} = 75 \text{ kN/m}$.

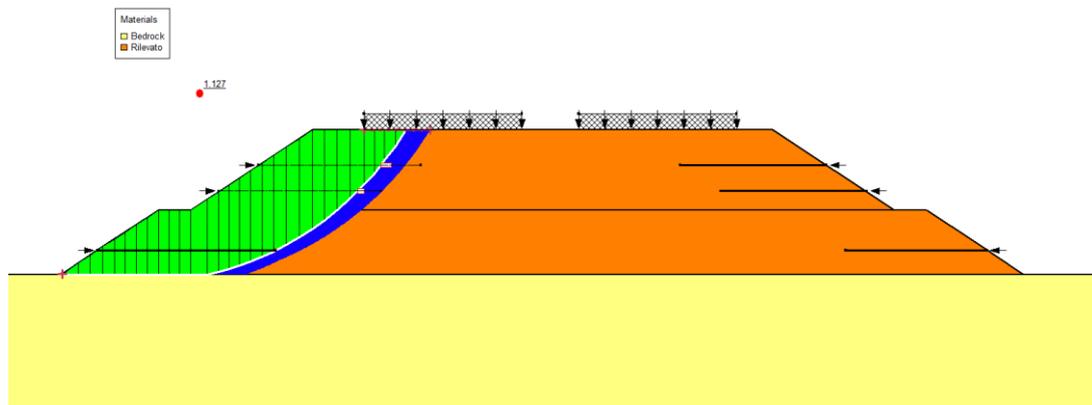


Figura 7-11: Corpo del rilevato – Tipologico 3***: analisi in condizioni sismiche.

Tipologico 4* – altezza del rilevato H = 9.1 ÷ 11.0 m, altezza di calcolo Hcal = 11.0 m

Sezione corrente – Kh = 0.1512, Kv = -0.0756 (sisma verso l'alto): $(R_d / F_d)_{\min} = 1.125 > 1.1$

Sono stati considerati i seguenti livelli di geogriglie:

- per la banca superiore: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo L = 8 m;
- per la banca inferiore: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo L = 11 m.

Per le geogriglie della banca superiore:

Resistenza a trazione nominale $R_{t, \text{nom}} \geq 60 \text{ kN/m}$;

Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t, \text{cal}} = 30 \text{ kN/m}$.

Per le geogriglie della banca inferiore:

Resistenza a trazione nominale $R_{t, \text{nom}} \geq 90 \text{ kN/m}$;

Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t, \text{cal}} = 45 \text{ kN/m}$.

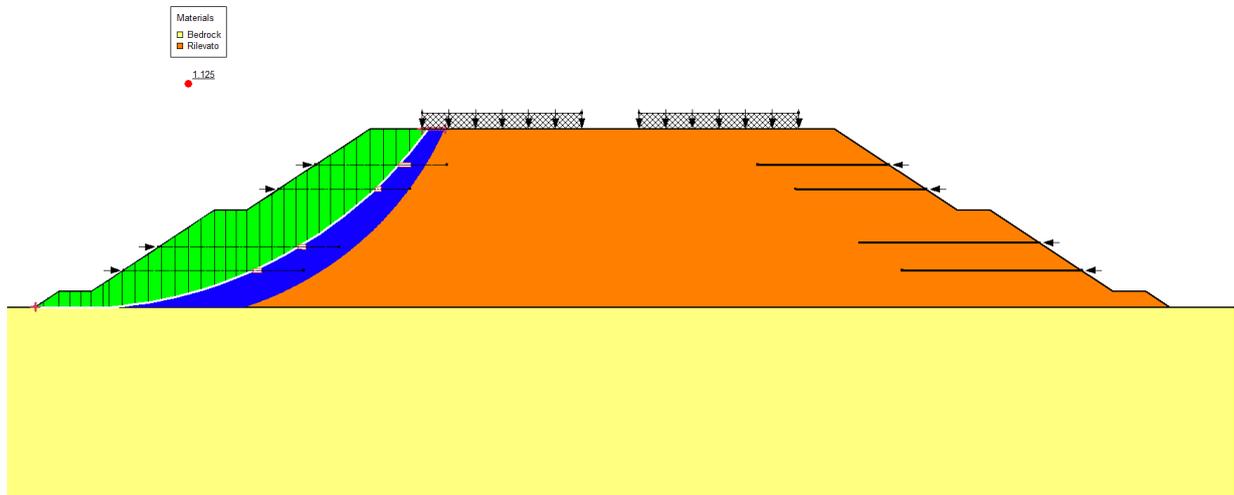


Figura 7-12: Corpo del rilevato – Tipologico 4*: analisi in condizioni sismiche.

Tipologico 5* – altezza del rilevato $H = 11.1 \div 13.0$ m, altezza di calcolo $H_{cal} = 13.0$ m

Sezione corrente – $K_h = 0.1512$, $K_v = -0.0756$ (sisma verso l'alto): $(R_d / F_d)_{min} = 1.108 > 1.1$

Sono stati considerati i seguenti livelli di geogriglie:

- per la banca superiore: 2 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 8$ m;
- per la banca inferiore: 3 livelli di geogriglie di lunghezza di calcolo $L = 12$ m.

Per le geogriglie della banca superiore:

Resistenza a trazione nominale $R_{t,nom} \geq 60$ kN/m;

Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t,cal} = 30$ kN/m.

Per le geogriglie della banca inferiore:

Resistenza a trazione nominale $R_{t,nom} \geq 90$ kN/m;

Resistenza a trazione di calcolo a lungo termine $R_{t,cal} = 45$ kN/m.

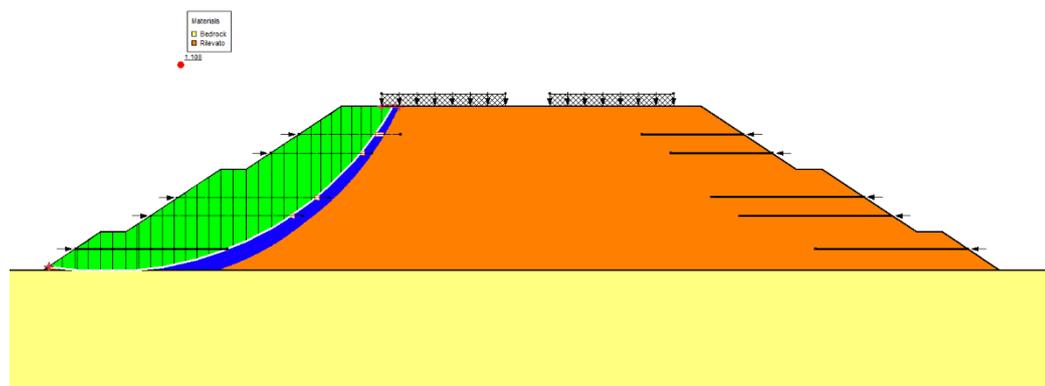


Figura 7-13: Corpo del rilevato – Tipologico 5*: analisi in condizioni sismiche.

RELAZIONE GEOTECNICA

Nelle seguenti tabelle si riportano, per ogni tratta, le sezioni tipologiche adottate.

Tabella 7-6: Asse sx - Sezioni tipologiche suddivise per tratte.

Lotto 1 asse sx		
prog. iniziale	prog. finale	Sezione tipo
0+040	0+065	Tipo 3
0+065	0+8348	Tipo 2
0+8348	0+779.33	-
0+779.33	0+854.46	Tipo 2
0+854.46	1+833.66	-
1+833.66	1+858.95	Tipo 1
1+858.95	1+884.20	Tipo 2
1+884.20	1+909.37	Tipo 2
1+909.37	1+935.49	Tipo 2
1+935.49	1+984.54	Tipo 3
1+984.54	2+009.47	Tipo 3
2+009.47	2+657.72	Tipo 4
2+657.72	2+711.49	Tipo 3
2+711.49	2+880.14	Tipo 2
2+880.14	3+405.24	-
3+405.24	3+505.24	Tipo 1
3+455.24	3+480.24	-
3+480.24	3+505.24	Tipo 1
3+505.24	3+517.92	Tipo 1
3+517.92	3+815.90	Tipo 4
3+815.90	3+832.30	Tipo 3
3+832.30	3+964.68	-
3+964.68	3+990.23	Tipo 1
3+990.23	4+009.69	Tipo 3
4+009.69	4+021.53	Tipo 4
4+021.53	4+041.19	Tipo 6
4+041.19	4+072.27	Tipo 7
4+072.27	4+079.98	Tipo 6
4+079.98	4+104.52	Tipo 3
4+104.52	4+153.57	Tipo 3
4+153.57	4+287.08	Tipo 8
4+287.08	4+340.44	Tipo 4

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

Lotto 1 asse sx		
prog. iniziale	prog. finale	Sezione tipo
4+340.44	6+592.67	-
6+592.67	6+665.01	Tipo 2
6+665.01	7+039.89	-
7+039.89	7+374.93	Tipo 2
7+374.93	7+462.54	-
7+462.54	7+481.53	Tipo 2
7+481.53	7+970.67	-
7+970.67	8+023.57	Tipo 2
8+023.57	8+054.92	Tipo 3
8+054.92	8+301	Tipo 4
8+301	8+322.29	Tipo 3
8+322.29	8+735.68	-
8+735.68	8+780.10	Tipo 2
8+780.10	9+089.03	-
9+089.03	9+116.52	Tipo 2
9+116.52	9+167.11	Tipo 1
9+167.11	9+392.80	-
9+392.80	9+417.64	Tipo 1*
9+417.64	9+452.58	Tipo 3*
9+452.58	9+491.94	-
9+491.94	9+516.70	Tipo 2*
9+516.70	9+541.46	Tipo 3*
9+541.46	9+566.22	Tipo 4*
9+566.22	9+615.75	Tipo 5*
9+615.75	9+640.51	Tipo 3*
9+640.51	9+665.27	Tipo 2*
9+665.27	10+544.46	-
10+544.46	10+594.47	Tipo 1*
10+594.47	10+619.47	Tipo 2*
10+619.47	10+894.47	Tipo 2*
10+894.47	11+176.01	-
11+176.01	11+194.44	Tipo 1*
11+194.44	11+253.17	Tipo 2*
11+253.17	11+470.55	Tipo 3*
11+470.55	11+653.72	-

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

Lotto 1 asse sx		
prog. iniziale	prog. finale	Sezione tipo
11+653.72	11+662.14	Tipo 3*
11+662.14	11+669.44	Tipo 2*
11+669.44	11+694	Tipo 1*
11+694	12+619.04	-
12+619.04	12+644.03	Tipo 2*
12+644.03	12+721.21	Tipo 3*
12+721.21	12+770.77	-
12+770.77	12+843.98	Tipo 4*
12+843.98	12+868.98	Tipo 2*
12+868.98	13+544.11	-
13+544.11	13+636.53	Tipo 1*
13+636.53	14+118.08	-
14+118.08	14+143.03	Tipo 1
14+143.03	14+192.97	Tipo 2
14+192.97	14+342.96	Tipo 3
14+342.96	14+515.11	Tipo 2
14+505.16	15+072.15	-
15+072.15	15+097.53	Tipo 2
15+097.53	15+373.18	Tipo 3
15+373.18	15+448.18	Tipo 2
15+448.18	15+479.68	Tipo 1
15+479.68	15+623.18	-
15+623.18	15+673.18	Tipo 1
15+673.18	15+698.18	Tipo 3*
15+698.18	16+045.08	-
16+045.08	16+069.72	Tipo 2*
16+069.72	16+097.50	Tipo 3*
16+097.50	16+119.04	Tipo 1*
16+119.04	17+901.56	-

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

Tabella 7-7 Asse dx – Sezioni tipologiche suddivise per tratte.

Lotto 1 asse dx		
prog. iniziale	prog. finale	Sezione tipo
0+040	0+083.48	Tipo 2
0+083.48	0+0105	Tipo 1
0+0105	4+067.15	-
4+067.15	4+100	Tipo 1
4+100	4+125	Tipo 2
4+125	4+173.07	Tipo 3
4+173.07	4+300	Tipo 4
4+300	4+354.77	Tipo 3
4+354.77	4+664.49	-
4+664.49	4+677.35	Tipo 2
4+677.35	6+057.50	-
6+057.50	6+077.5	Tipo 3
6+077.5	6+101.64	Tipo 5
6+101.64	6+125	Tipo 7
6+125	6+150	Tipo 5
6+150	6+525	-
6+525	6+550	Tipo 1
6+550	6+728.30	-
6+728.30	6+750	Tipo 3
6+750	6+775	Tipo 5
6+775	6+800	Tipo 3
6+800	6+823.53	Tipo 2
6+823.53	7+057.50	-
7+057.50	7+077.50	Tipo 3
7+077.50	7+125	Tipo 7
7+125	7+162.17	Tipo 8
7+162.17	8+040.49	-
8+040.49	8+058.5	Tipo 1
8+058.5	8+200	Tipo 2
8+200	8+761.90	-
8+761.90	8+878.50	Tipo 2
8+878.50	9+375	-
9+375	9+400	Tipo 1*
9+400	9+425	Tipo 2*

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

Lotto 1 asse dx		
prog. iniziale	prog. finale	Sezione tipo
9+425	9+450	Tipo 1*
9+450	9+475	-
9+475	9+500	Tipo 1*
9+500	9+550	Tipo 3*
9+550	9+650	Tipo 5*
9+650	9+675	Tipo 3*
9+675	9+700	Tipo 2*
9+700	10+528.08	-
10+528.08	10+550	Tipo 2*
10+550	10+623	-
10+623	10+650	Tipo 2*
10+600	10+850	Tipo 3*
10+850	10+875	Tipo 2*
10+875	10+900	Tipo 1*
10+900	11+200	-
11+275	11+550	Tipo 2*
11+550	11+625.00	-
11+625.00	11+675	Tipo 2*
11+675	12+625	-
12+625	12+675	Tipo 2*
12+675	12+850	Tipo 3*
12+850	12+875	Tipo 1*
12+875	14+000	-
14+000	14+025	Tipo 1
14+025	14+125	-
14+125	14+150	Tipo 1
14+150	14+250	Tipo 2
14+250	14+350	Tipo 3
14+350	14+450	Tipo 2
14+450	14+475	Tipo 1
14+475	15+675	-
15+675	15+700	Tipo 2*
15+700	15+725	Tipo 1*
15+725	16+025	-
16+025	16+103.17	Tipo 2*

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

Lotto 1 asse dx		
prog. iniziale	prog. finale	Sezione tipo
16+103.17	16+125	Tipo 3*
16+125	16+150	Tipo 2*
16+150	16+175	Tipo 1*
16+175	17+911.00	-

MANDATARIA:

MANDANTI:



ICARIA
società di ingegneria



7.4 RILEVATI – VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALI

Le verifiche sono state eseguite con riferimento alle sezioni a prog. 6+764.37 e a prog. 10+783.5.

Sezione L1 Geo 7 – prg 6+746.37

Condizioni statiche – analisi in tensioni efficaci: $(R_d / F_d)_{\min} = 1.419 > 1.1$.

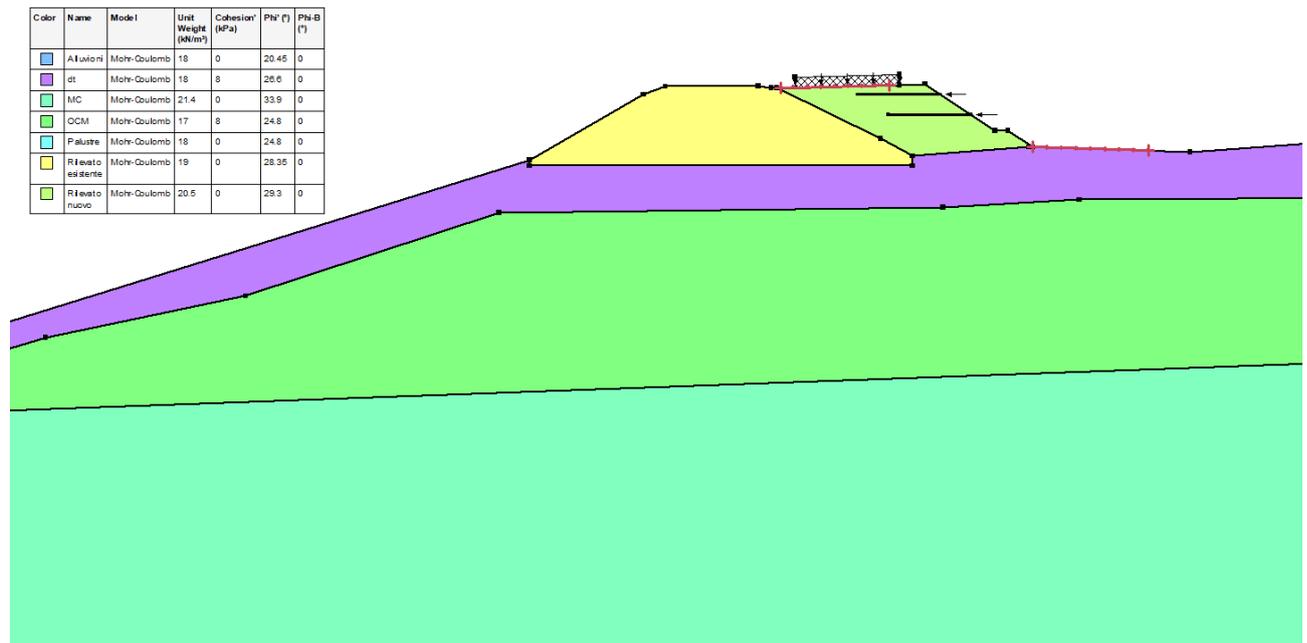


Figura 7-14: Sez. L1 Geo 7 – prg.6+746 _ in DX _ Condizioni statiche – analisi in tensioni efficaci.

Condizioni sismiche – analisi in tensioni efficaci: $(R_d / F_d)_{\min} = 1.187 > 1.1$ (sisma verso l'alto ↑).

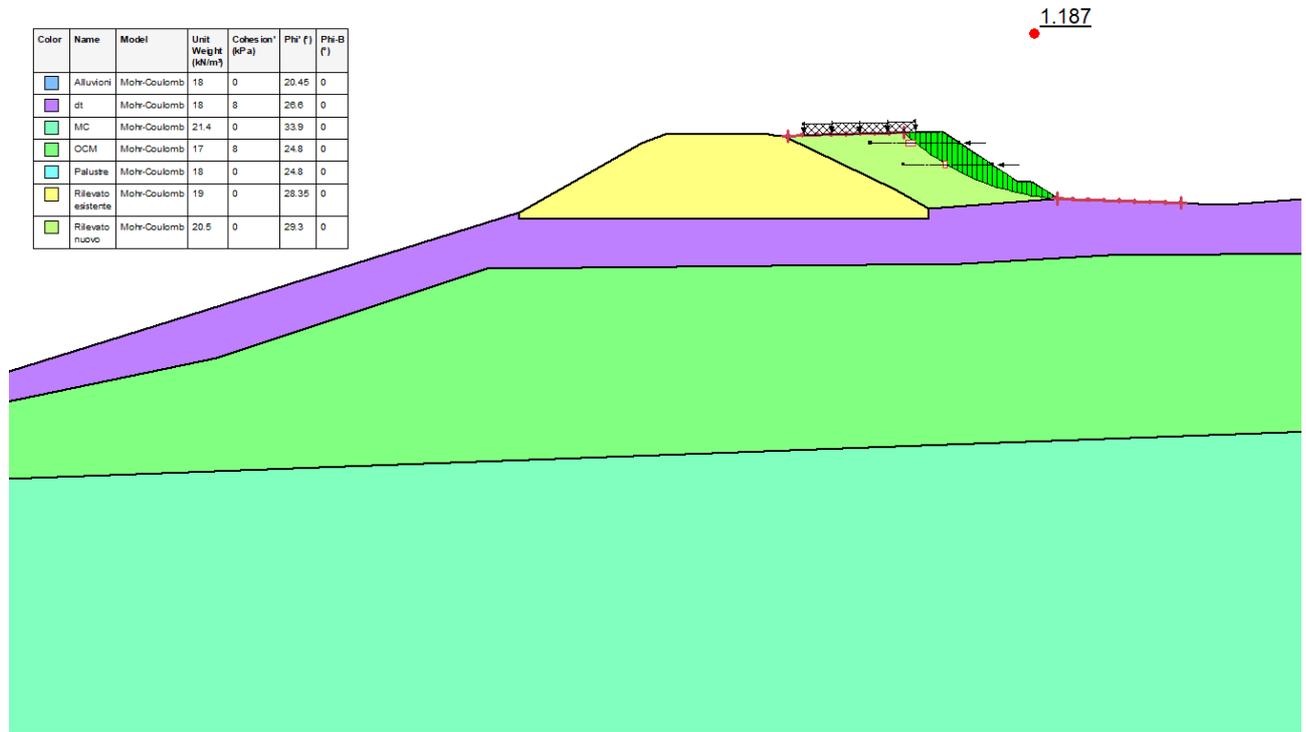


Figura 7-15: Sez. L1 Geo 7 – prg.6+746_in DX _ Condizioni sismiche – analisi in tensioni efficaci.

Sezione L1 Geo 14 – prg 10+783.50

Condizioni statiche – analisi in tensioni efficaci: $(R_d / F_d)_{min} = 1.512 > 1.1$.

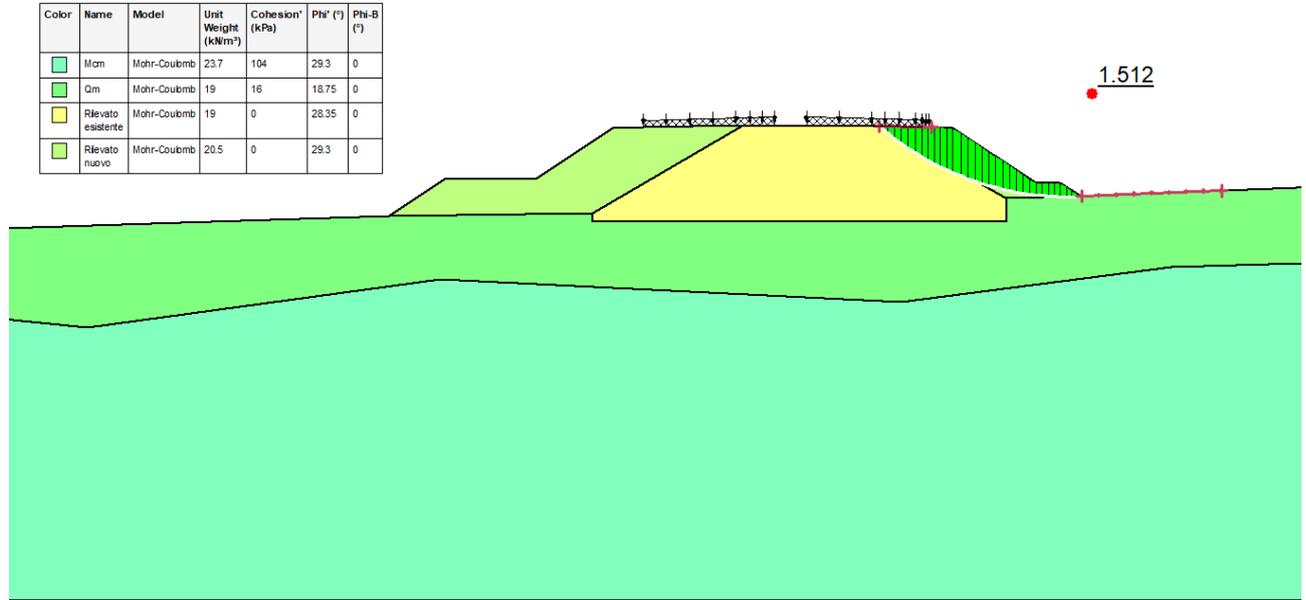


Figura 7-16: Sez. L1 Geo 14 – prg. 10+783.50_in DX _ Condizioni statiche – analisi in tensioni efficaci.

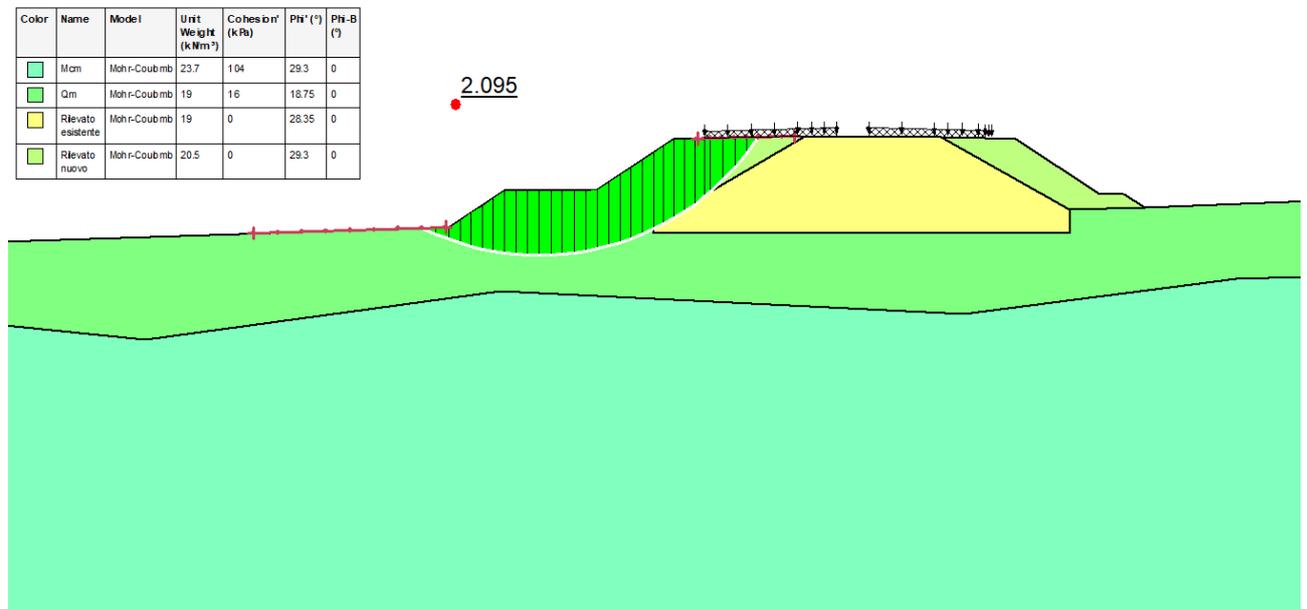


Figura 7-17: Sez. L1 Geo 14 – prg. 10+783.50_in SX _ Condizioni statiche – analisi in tensioni efficaci.

Condizioni sismiche – analisi in tensioni totali: $(R_d / F_d)_{\min} = 1.239 > 1.1$.

Color	Name	Model	Unit Weight (kNm ⁻³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
■	Mcm	Mohr-Coulomb	237	104	29.3	0
■	Qm	Mohr-Coulomb	19	16	18.75	0
■	Rilevato esistente	Mohr-Coulomb	19	0	28.35	0
■	Rilevato nuovo	Mohr-Coulomb	205	0	29.3	0

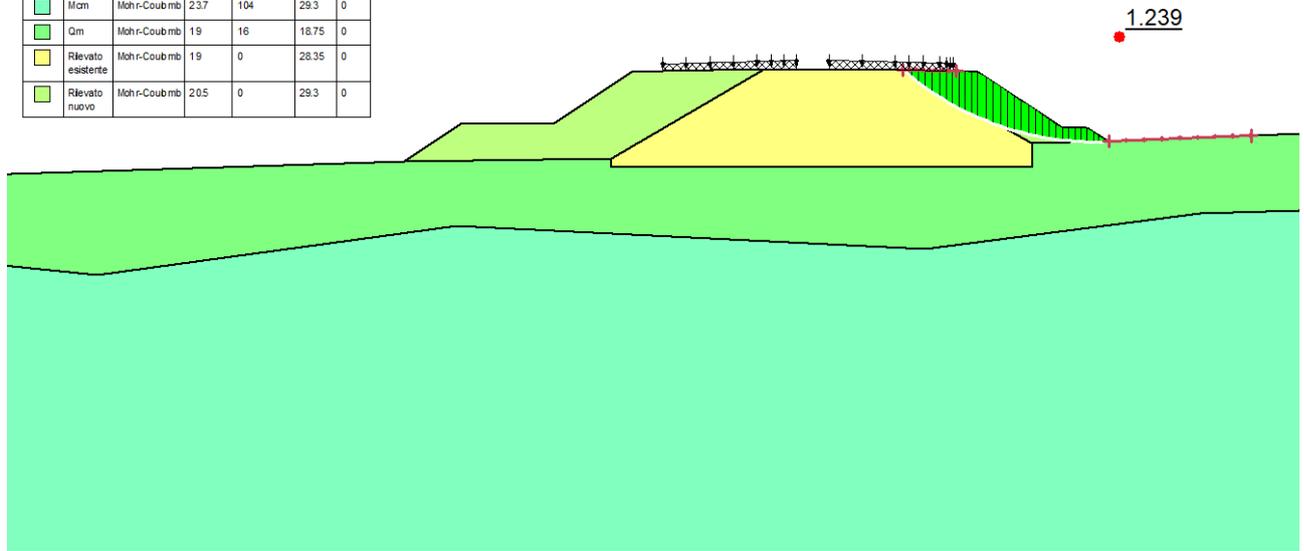


Figura 7-18: Sez. L1 Geo 14 – prg. 10+783.50_ in DX_ Condizioni sismiche – analisi in tensioni totali.

Color	Name	Model	Unit Weight (kNm ⁻³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
■	Mcm	Mohr-Coulomb	237	104	29.3	0
■	Qm	Mohr-Coulomb	19	16	18.75	0
■	Rilevato esistente	Mohr-Coulomb	19	0	28.35	0
■	Rilevato nuovo	Mohr-Coulomb	205	0	29.3	0

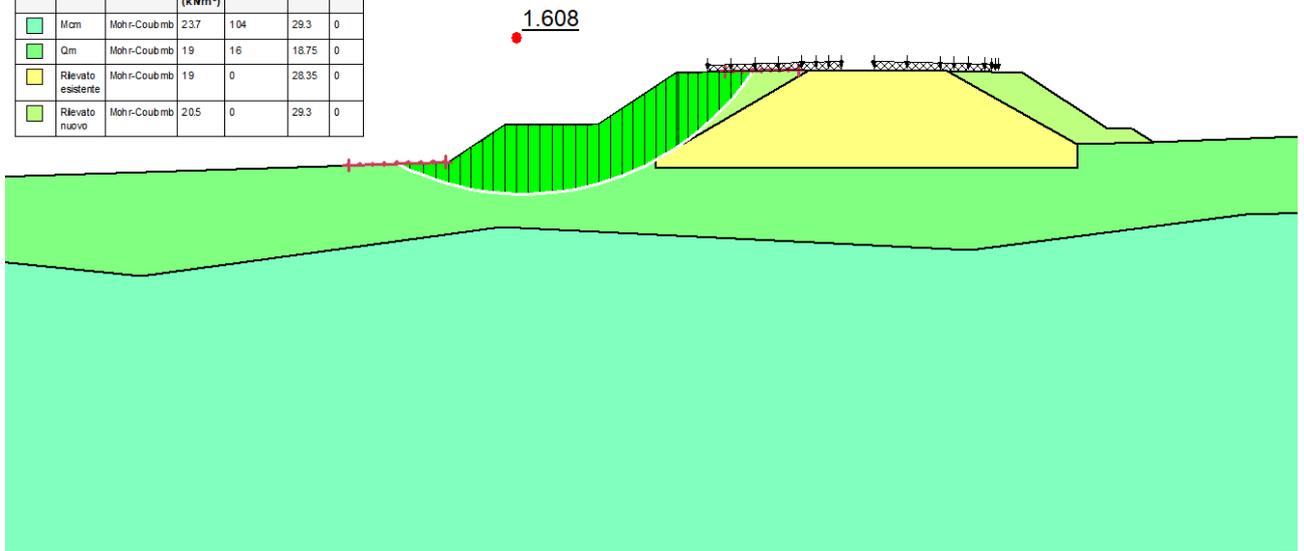


Figura 7-19: Sez. L1 Geo 14 – prg. 10+783.50_ in SX_ Condizioni sismiche – analisi in tensioni totali.

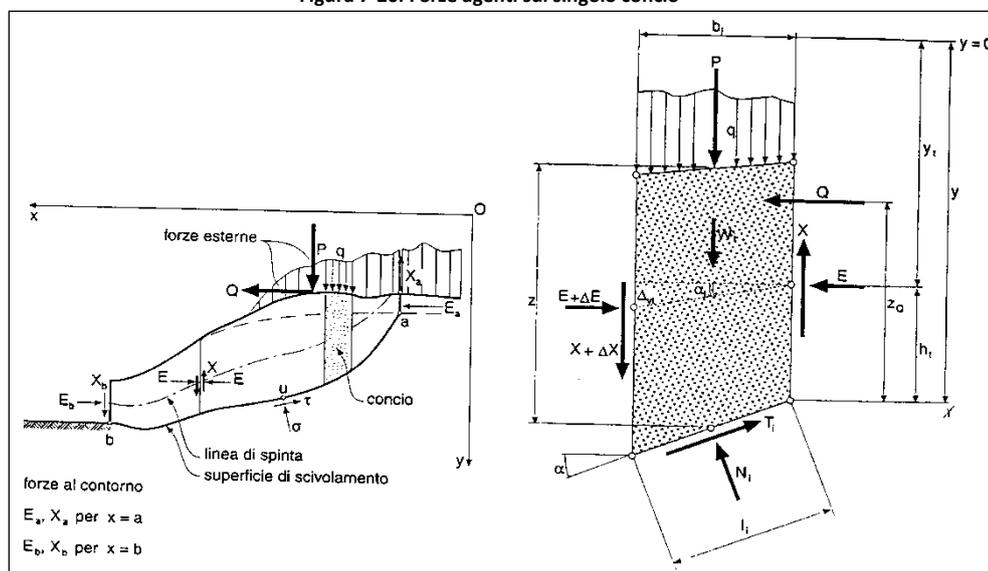
7.5 FRONTI DI SCAVO – RISULTATI DELLE VERIFICHE

Le verifiche di stabilità degli scavi a cielo aperto consentono di accertare che la geometria delle sezioni esaminate lungo il corpo stradale, in relazione alle caratteristiche di resistenza al taglio del materiale impiegato, assicuri un sufficiente fattore di sicurezza nei confronti della rottura.

L'analisi di stabilità è stata condotta secondo il principio dell'equilibrio limite globale; come è noto tale verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio.

Scelta quindi una superficie di rottura, si suddivide in conci la parte instabile, si studia poi l'equilibrio della singola striscia e infine si passa alla stabilità globale; qui di seguito sono riportate schematicamente le azioni agenti su di un singolo concio.

Figura 7-20: Forze agenti sul singolo concio



Per ogni concio sono disponibili per la risoluzione del sistema le tre equazioni della statica (equilibrio traslazione verticale, orizzontale ed equilibrio dei momenti), quindi per n conci si avranno 3n equazioni linearmente indipendenti.

Per l'analisi di stabilità è stato utilizzato il metodo di calcolo di Bishop, che permette di determinare il coefficiente di sicurezza alla rottura.

Le analisi sono state condotte utilizzando superfici di rottura circolari; come prescritto dalla normativa la verifica viene effettuata secondo la "Combinazione 2": (A2+M2+R2) in condizioni statiche e (M2+R2+Sisma) in condizioni sismiche.

Il fattore di sicurezza minimo del versante è stato assunto pari a 1.10 così come indicato dalle Norme Tecniche e più precisamente al punto 6.8.2 del DM 14/01/2008. Tale fattore di sicurezza viene applicato sia per il caso statico che per il caso sismico.

Il lotto in oggetto è stato suddiviso in tratte geotecnicamente omogenee; tutte le tratte sono state esaminate; tuttavia, all'interno della presente relazione si riportano solo quelle più significative.

I risultati delle verifiche saranno presentati mediante schede sintetiche per ognuna delle formazioni evidenziate.

All'interno di ogni singola scheda si riportano:

- Altezza massima piede scarpata;
- Parametri geotecnici utilizzati;
- Parametri sismici utilizzati;
- Pendenza della scarpata verificata nel modello;
- Fattori di sicurezza delle analisi di stabilità in condizione statica e in condizione sismica.

All'interno di ogni singola scheda è altresì inserito l'output in forma grafica delle analisi di stabilità per la combinazione sismica, risultante sempre la più gravosa.

La categoria di suolo è stata scelta, in base ad una valutazione del sedime di fondazione del singolo tratto.

Nella presente relazione si forniscono pertanto i risultati delle verifiche di stabilità delle formazioni litoidi della formazione Ragusa (Ocm, Mcm e Mc), con i parametri meccanici minimi riscontrabili per le formazioni in oggetto e dei litotipi terrigeni.

Nel caso dei litoidi della formazione Ragusa, si è tenuto conto anche della cinematica dei possibili blocchi generati dalle famiglie di discontinuità presenti negli ammassi rocciosi; per tali analisi si rimanda al relativo capitolo.

7.5.1 Litotipi formazione Ragusa (Ocm, Mcm, Mc)

Per la caratterizzazione geotecnica di questa formazione, sono stati considerati i dati derivanti dall'elaborazione delle stazioni geomeccaniche e le risultanze dei sondaggi. La verifica di stabilità, condotta sia in condizione statica che in condizione sismica, interessa la trincea più alta del lotto 1; i parametri meccanici indicati nella scheda sintetica risultano i peggiori di tutte le formazioni rocciose presenti nel lotto; in particolare è stata presa a riferimento la stazione geomeccanica SG048.

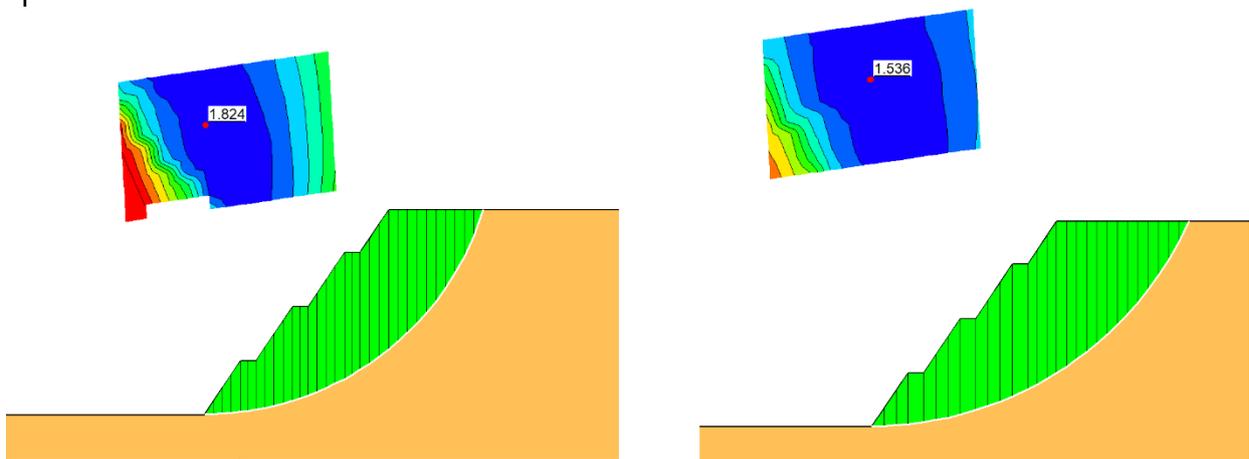
La pendenza di progetto delle scarpate per i tratti interessati dalle formazioni in oggetto risulta pari a 3/2 (V/H), con la realizzazione di una banca di larghezza pari a 2 m, ogni 7 m di altezza.

I risultati delle verifiche in condizioni statiche e in condizioni sismiche risultano pari rispettivamente a 1.824 e 1.536, superiori al limite previsto dalla normativa pari a 1.100.

Nella figura seguente si riporta la scheda con la sintesi dei parametri di input, pendenza di progetto e fattori di sicurezza.

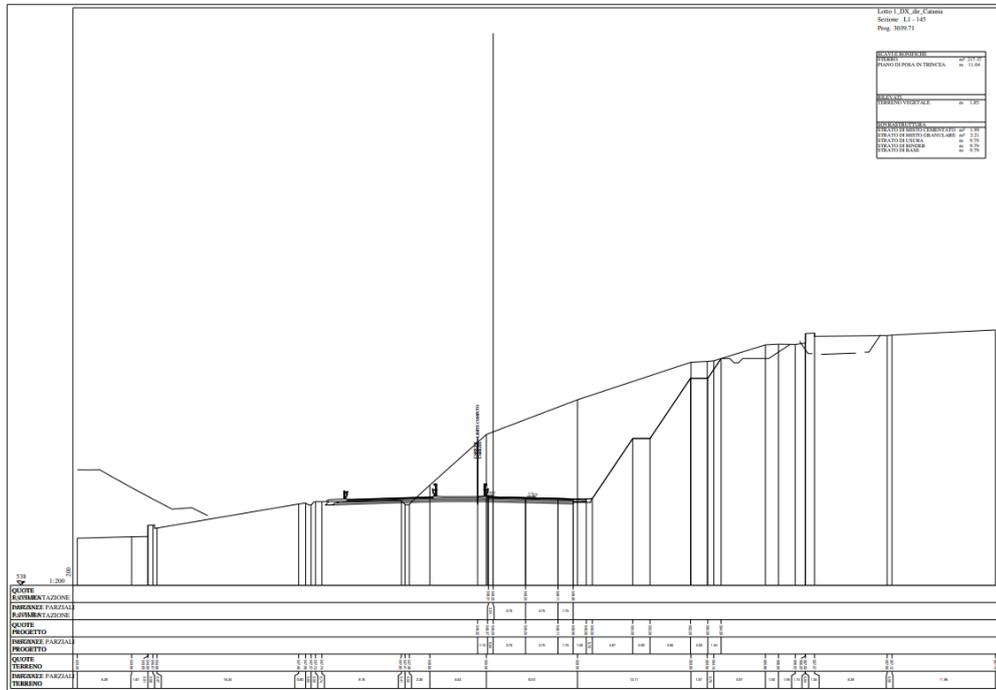
Figura 7-21: Scheda di verifica di sicurezza della sezione in trincea di massima altezza. Materiale Ocm (Calcistiti marne e calcari marnosi).
Pendenza della sponda (V/H): 3/2.

Litologia: <i>Formazione Ragusa (Ocm, Mcm, Mc)</i>			
Altezza massima piede scarpata		26.5	m
Parametri geotecnici:			
γ	=	23	kN/m ³
c	=	160	kPa
φ	=	21	°
Parametri sismici:			
Categoria di suolo	=	B	
a_g/g	=	0.32	
Ss	=	1.098	
St	=	1	
a_{max}/g	=	0.35	
β	=	0.28	
kh	=	0.10	
kv	=	0.05	
Pendenza Verificata (V/H):		3/2	
Passo Banca:	7	m	
Verifica di stabilità			
<i>Fs statico:</i>	1.824		
<i>Fs sismico:</i>	1.536		



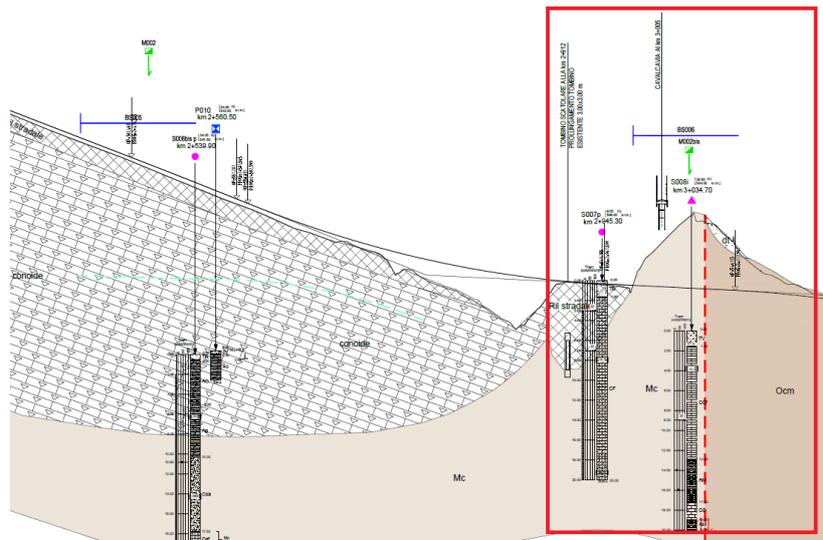
E' stata inoltre analizzata la sezione trasversale L1-144 alla progressiva 3+020, $h_{max} = 16.67$ m, di seguito riportata.

Figura 7-22: sezione trasversale L1-144, progressiva 3+020, $h_{max} = 16.67$ m

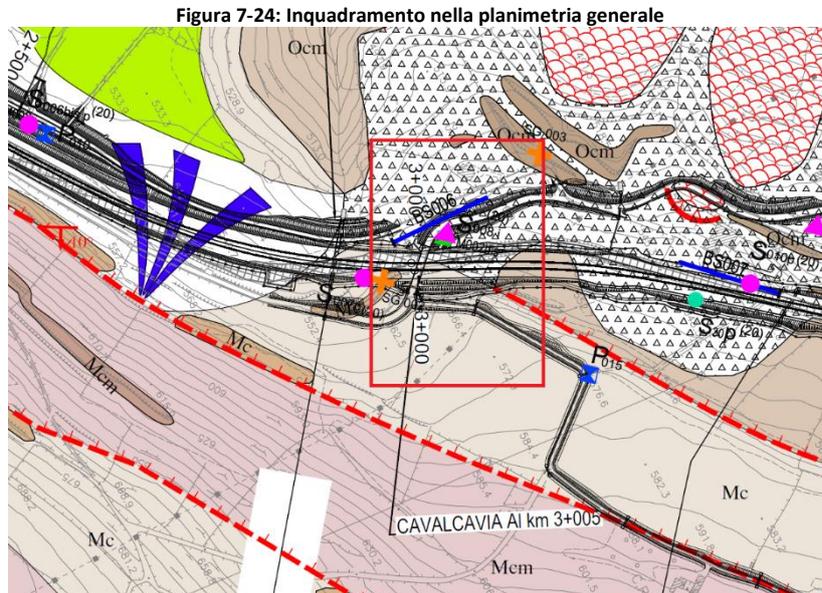


Dal profilo longitudinale si osserva che la sezione ricade nel litotipo Mc (Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose).

Figura 7-23: Inquadramento nel profilo longitudinale



Per i parametri fisico meccanici si è fatto riferimento ai risultati della stazione geomeccanica SG02 e del sondaggio S007.



In particolare, tramite l'indice RQD = 35%, ed alla pressione di rottura $\sigma_r = 14.26$ MPa del campione S007 CL1, risulta un indice BMR = 37, quindi, si determinano i seguenti parametri fisico-meccanici:

Parametri fisico-meccanici	
γ [kN/m ³]	25,9
c' [kPa]	185
φ' [°]	23,5

Tali parametri sono stati ridotti secondo le indicazioni delle NTC08.

Parametri fisico-meccanici	
γ [kN/m ³]	25,9
c' [kPa]	148
φ' [°]	19.2

Le analisi sono state svolte in condizioni sia statiche sia sismiche.

Per le analisi in condizioni sismiche sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Parametri sismici	
k_h	0.100

k_v	0.050
-------	-------

In condizioni statiche il coefficiente di sicurezza risulta pari a $FoS = 2.621$. In condizioni sismiche il coefficiente di sicurezza risulta pari a $FoS = 2.169$.

Figura 7-25: Verifiche di sicurezza in condizioni statiche - sezione trasversale L1-147, progressiva 3+025, $h_{max} = 16.67$ m. Pendenza 3/2.

2.621

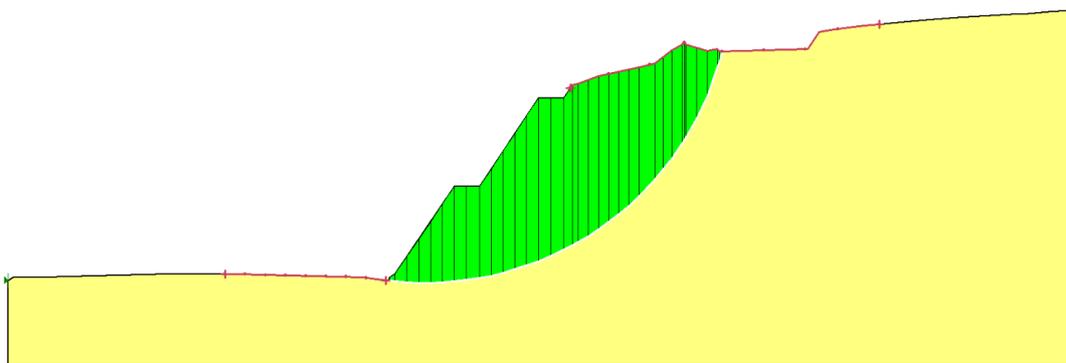
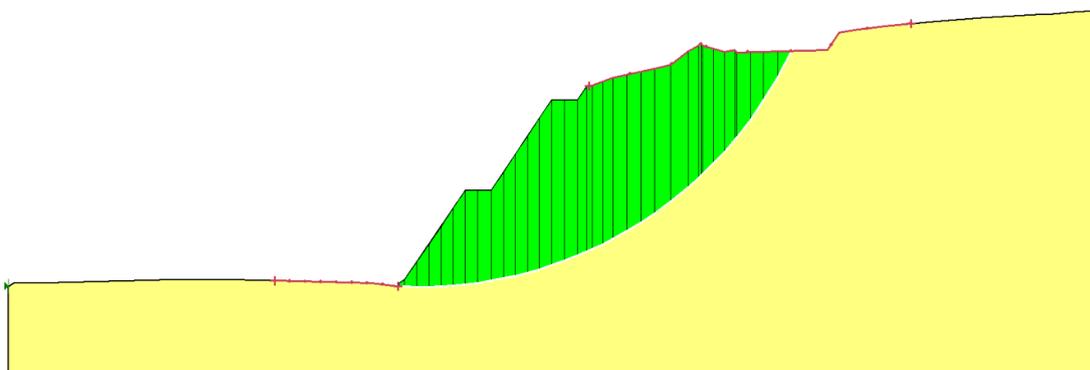


Figura 7-26: Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche - sezione trasversale L1-147, progressiva 3+025, $h_{max} = 16.67$ m. Pendenza 3/2.

2.169



7.5.2 Litotipo Terrazzo Palustre pk. 5+450÷5+590

Il litotipo in oggetto è stato caratterizzato con le risultanze del sondaggio S017. La verifica di stabilità è stata condotta per un'altezza massima di 14 m.

Dalle verifiche effettuate, la pendenza di progetto delle scarpate per il tratto in oggetto risulta pari a 1/2 (V/H), con la realizzazione di una banca di larghezza pari a 2 m, ogni 5 m di altezza.

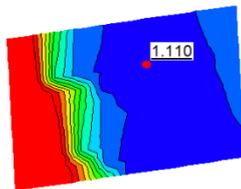
I risultati delle verifiche in condizioni statiche e in condizioni sismiche risultano pari rispettivamente a 1.285 e 1.111, superiori al limite previsto dalla normativa pari a 1.100.

Nelle figure seguenti si riportano la scheda con la sintesi dei parametri di input, pendenza di progetto, le indicazioni progettuali dovute all'intervento superficiale e gli output grafici delle verifiche di stabilità globale, in condizione statica e in condizione sismica.

Figura 7-27: Parametri di input modello e risultati delle verifiche

Litologia: Terrazzo palustre pk. 5+450÷5+590			
Altezza massima piede scarpata		14	m
Parametri geotecnici:			
γ	=	18.6	kN/m ³
c	=	5	kPa
ϕ	=	30	°
Parametri sismici:			
Categoria di suolo	=	B	
a_d/g	=	0.32	
Ss	=	1.098	
St	=	1	
a_{max}/g	=	0.35	
β	=	0.28	
kh	=	0.098	
kv	=	0.049	
Pendenza Verificata (V/H):		1/2	
Passo Banca:		5	m
Verifica di stabilità			
<i>F_s statico:</i>		1.285	
<i>F_s sismico:</i>		1.110	

Figura 7-28: Indicazione su specie erbacee e out grafici verifiche di stabilità globale



7.5.3 Formazione Qm tra le pk. 11+355÷12+625

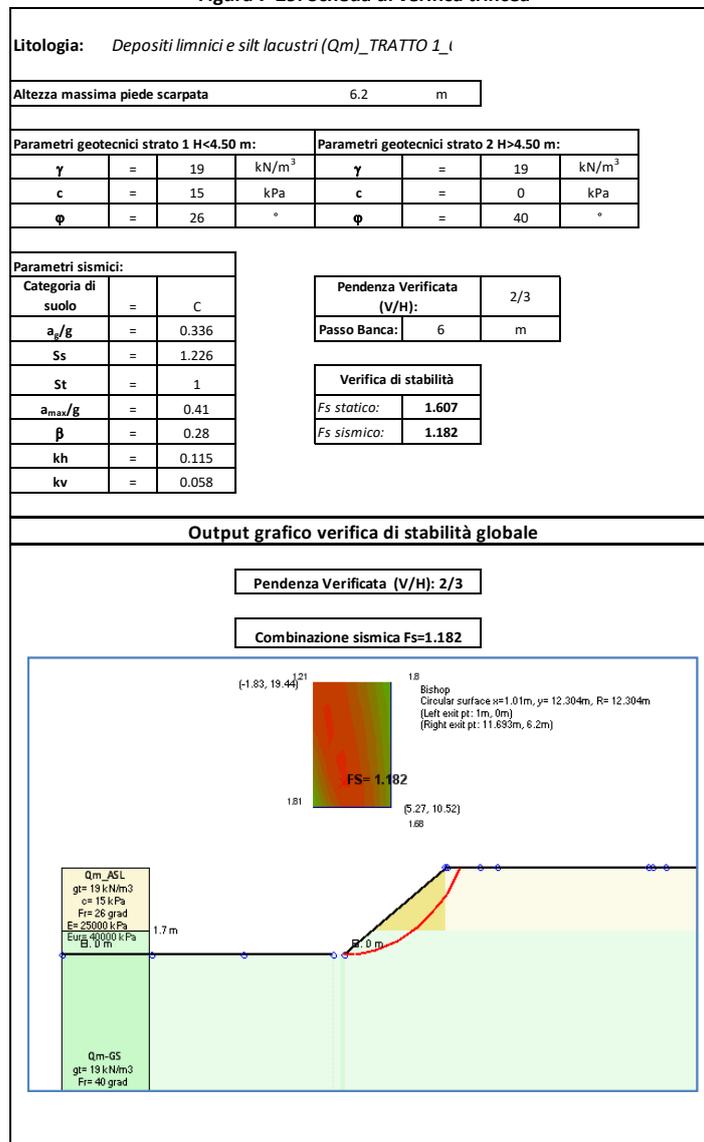
Per la caratterizzazione geotecnica di questa formazione sono stati considerati i dati derivanti dall'elaborazione del sondaggio S046. La verifica è stata condotta per un'altezza massima pari a 6.20 m.

La pendenza di progetto delle scarpate per i tratti interessati dalle formazioni in oggetto risulta pari a 2/3 (V/H), con la realizzazione di una banca di larghezza pari a 2 m, ogni 6 m di altezza.

I risultati delle verifiche in condizioni statiche e in condizioni sismiche risultano pari rispettivamente a 1.607 e 1.182, superiori al limite previsto dalla normativa pari a 1.100.

Nella figura seguente si riporta la scheda con la sintesi dei parametri di input, pendenza di progetto e fattori di sicurezza.

Figura 7-29: Scheda di verifica trincea



7.5.4 Formazione Qm tra le pk. 12+895÷14+555

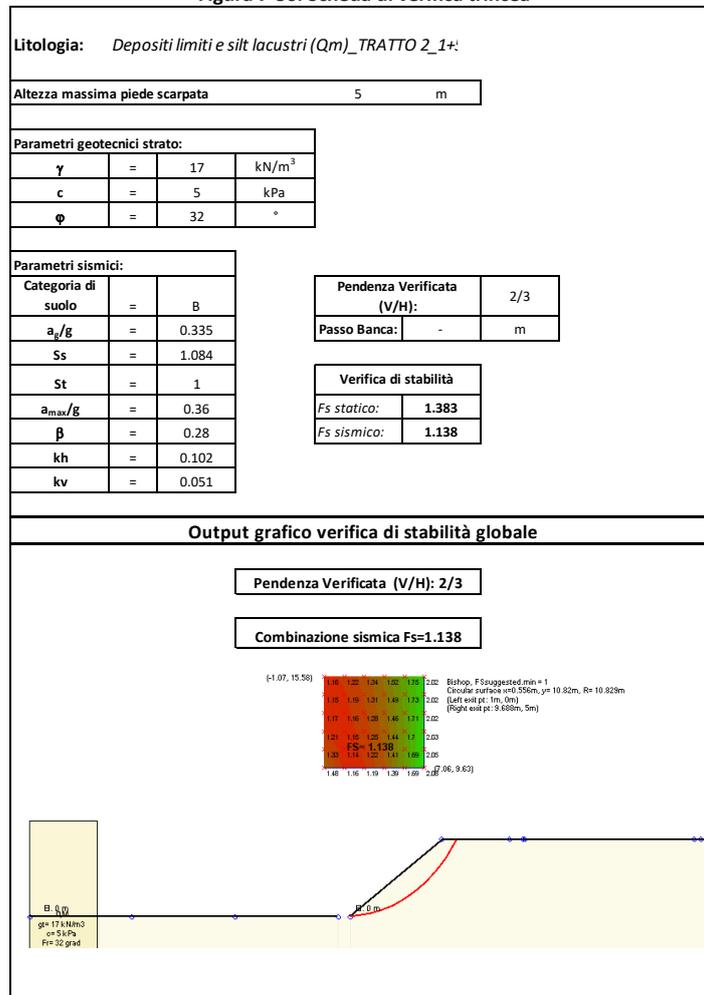
Per la caratterizzazione geotecnica di questa formazione sono stati considerati i dati derivanti dall'elaborazione del sondaggio S049, considerando dei valori più cautelativi per tenere conto della componente incoerente della formazione; in particolare sono stati considerati ai fini del calcolo una coesione efficace pari a 5 kPa e un angolo di resistenza a taglio pari a 32°. La verifica è stata condotta per un'altezza massima pari a 5 m.

La pendenza di progetto delle scarpate per i tratti interessati dalle formazioni in oggetto risulta pari a 2/3 (V/H), con la realizzazione di una banca di larghezza pari a 2 m, ogni 6 m di altezza.

I risultati delle verifiche in condizioni statiche e in condizioni sismiche risultano pari rispettivamente a 1.383 e 1.138, superiori al limite previsto dalla normativa pari a 1.100.

Nella figura seguente si riporta la scheda con la sintesi dei parametri di input, pendenza di progetto e fattori di sicurezza.

Figura 7-30: Scheda di verifica trincea



7.5.5 Formazione Mm tra le pk. 14+555÷14+775

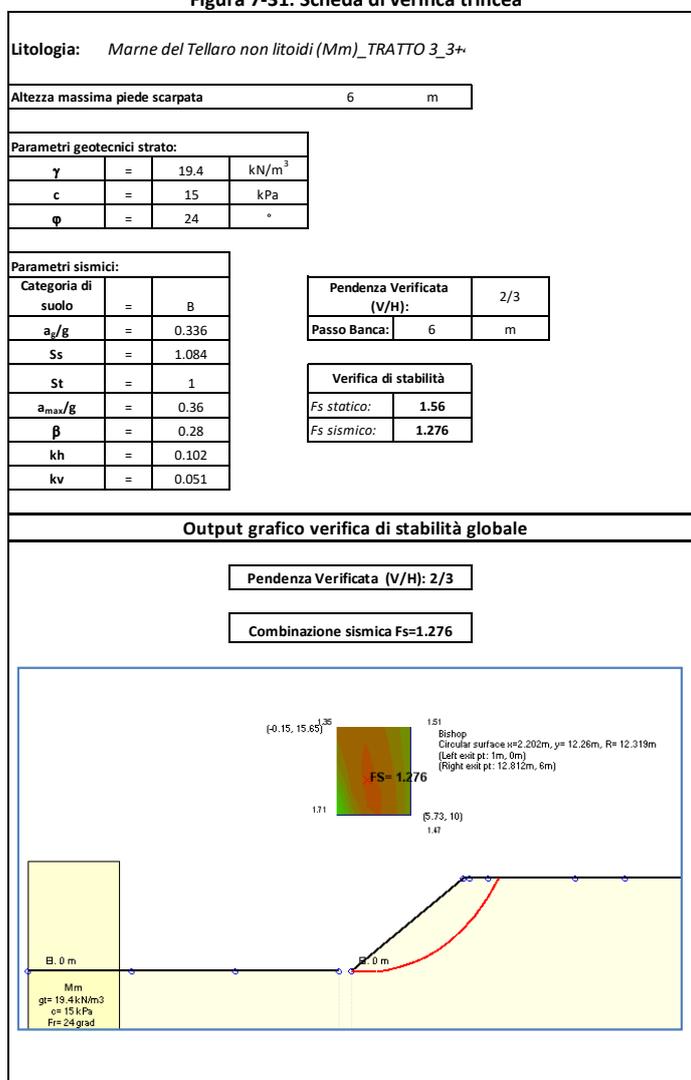
Per il calcolo della trincea, presente tra le pk. 14+555 e 14+775, sono stati considerati cautelativamente dei valori medi tra i sondaggi S053 e S054; in particolare sono stati considerati ai fine del calcolo una coesione efficace pari a 15 kPa e un angolo di resistenza a taglio pari a 24°. La verifica è stata condotta per un'altezza massima pari a 6 m.

La pendenza di progetto delle scarpate per i tratti interessati dalle formazioni in oggetto risulta pari a 2/3 (V/H), con la realizzazione di una banca di larghezza pari a 2 m, ogni 6 m di altezza.

I risultati delle verifiche in condizioni statiche e in condizioni sismiche risultano pari rispettivamente a 1.560 e 1.276, superiori al limite previsto dalla normativa pari a 1.100.

Nella figura seguente si riporta la scheda con la sintesi dei parametri di input, pendenza di progetto e fattori di sicurezza.

Figura 7-31: Scheda di verifica trincea



7.5.6 Formazione Mcm tra le pk. 14+775÷15+135

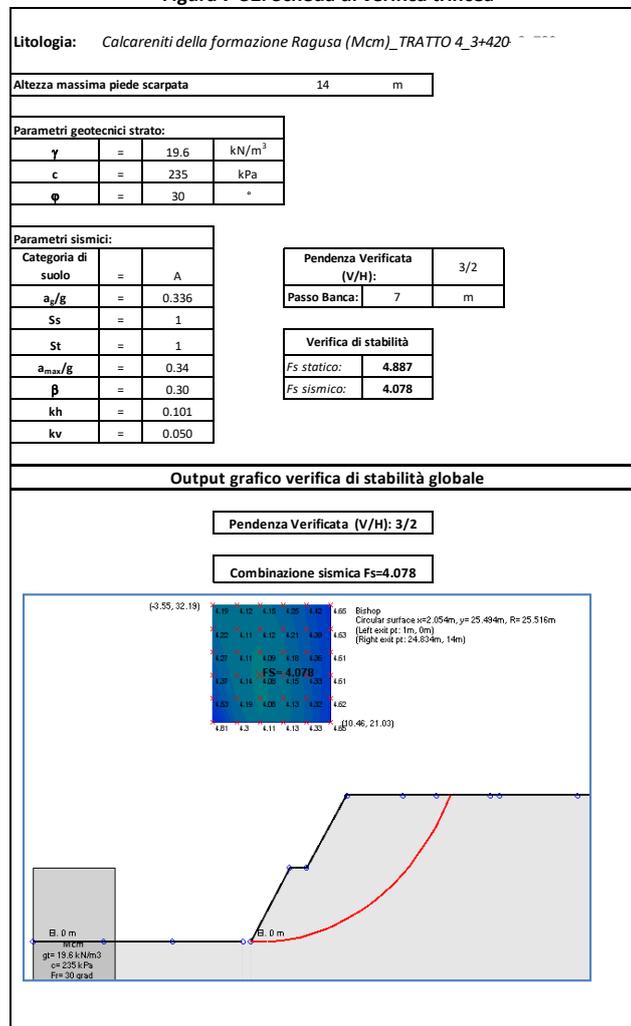
Per la caratterizzazione geotecnica di questa formazione, presente tra le pk. 14+775 e 15+135, sono stati considerati i dati derivanti dall'elaborazione del sondaggio S056. La verifica è stata condotta per un'altezza massima pari a 14 m.

La pendenza di progetto delle scarpate per i tratti interessati dalle formazioni in oggetto risulta pari a 3/2 (V/H), con la realizzazione di una banca di larghezza pari a 2 m, ogni 7 m di altezza.

I risultati delle verifiche in condizioni statiche e in condizioni sismiche risultano pari rispettivamente a 4.887 e 4.078, superiori al limite previsto dalla normativa pari a 1.100.

Nella figura seguente si riporta la scheda con la sintesi dei parametri di input, pendenza di progetto e fattori di sicurezza.

Figura 7-32: Scheda di verifica trincea



7.5.7 Formazione Conoide-Qm pk. 15+555÷16+635

La trincea in oggetto investe un'alternanza delle formazioni conoide e Qm, con riferimento al sondaggio S059; per l'analisi di stabilità della trincea è stato considerato un valore medio tra le due formazioni, assegnando lo stesso angolo di resistenza a taglio pari a 24° e una coesione media pari a 10 kPa. La verifica di stabilità è stata condotta per un'altezza massima di 8 m.

Come si evince dalla scheda allegata di seguito, la pendenza di progetto delle scarpate per il tratto in oggetto risulta pari a 2/3 (V/H), con la realizzazione di una banca di larghezza pari a 2 m, ogni 5 m di altezza.

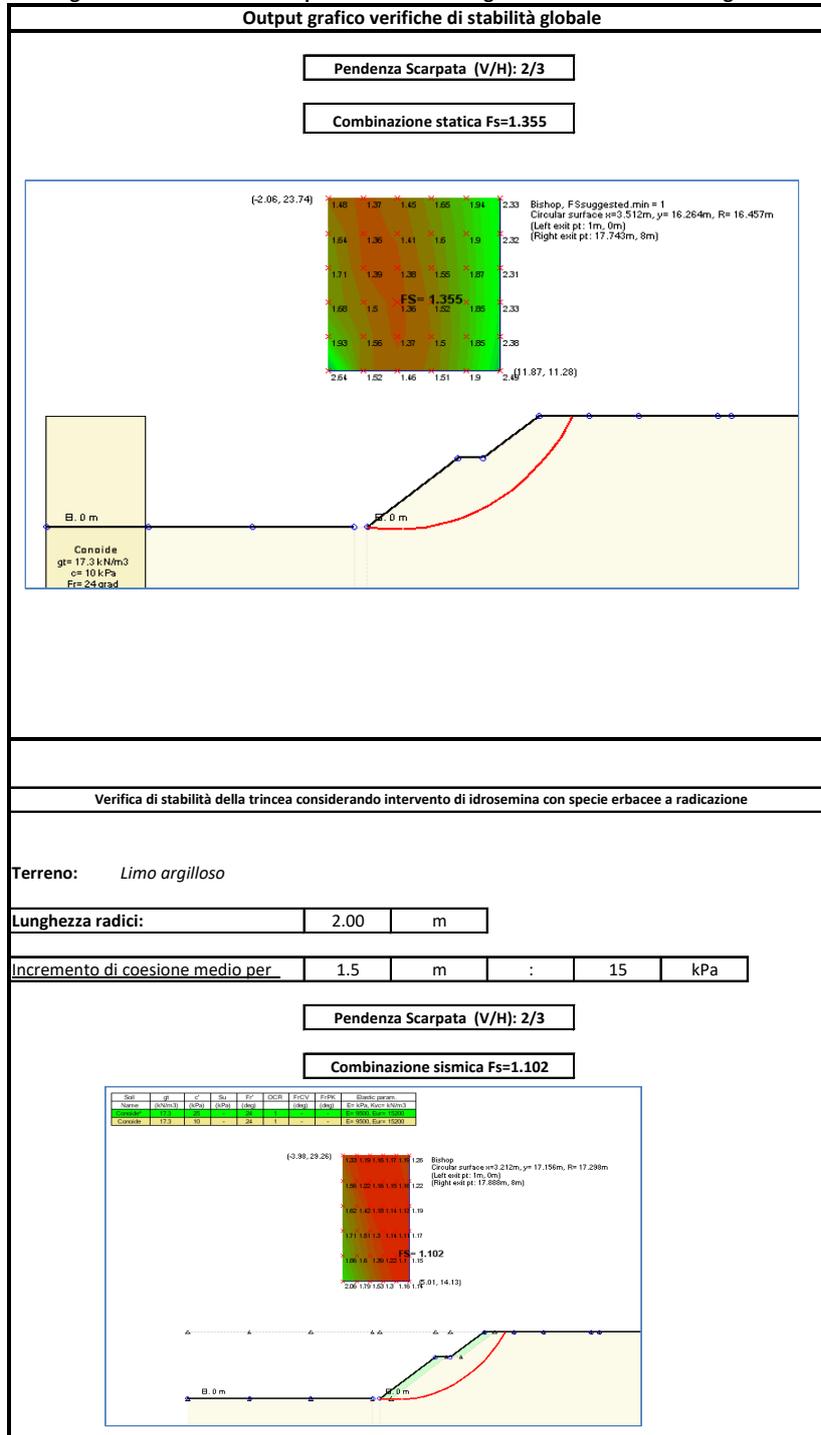
I risultati delle verifiche in condizioni statiche e in condizioni sismiche risultano pari rispettivamente a 1.355 e 1.102, superiori al limite previsto dalla normativa pari a 1.100.

Nelle figure seguenti si riportano la scheda con la sintesi dei parametri di input, pendenza di progetto, le indicazioni progettuali dovute all'intervento superficiale e gli output grafici delle verifiche di stabilità globale, in condizione statica e in condizione sismica.

Figura 7-33: Parametri di input modello e risultati delle verifiche

Litologia: Conoide-Qm_TRATTO 5			
Altezza massima piede scarpata		8	m
Parametri geotecnici:			
γ	=	17.3	kN/m ³
c	=	10	kPa
ϕ	=	24	°
Parametri sismici:			
Categoria di suolo	=	B	
a_g/g	=	0.338	
Ss	=	1.082	
St	=	1	
a_{max}/g	=	0.37	
β	=	0.28	
kh	=	0.102	
kv	=	0.051	
Pendenza Verificata (V/H):		2/3	
Passo Banca:	5	m	
Verifica di stabilità			
<i>Fs statico:</i>	1.355		
<i>Fs sismico:</i>	1.102		

Figura 7-34: Indicazione su specie erbacee e out grafici verifiche di stabilità globale
Output grafico verifiche di stabilità globale



7.5.8 Formazione Qm tra le pk. 16+635÷17+195

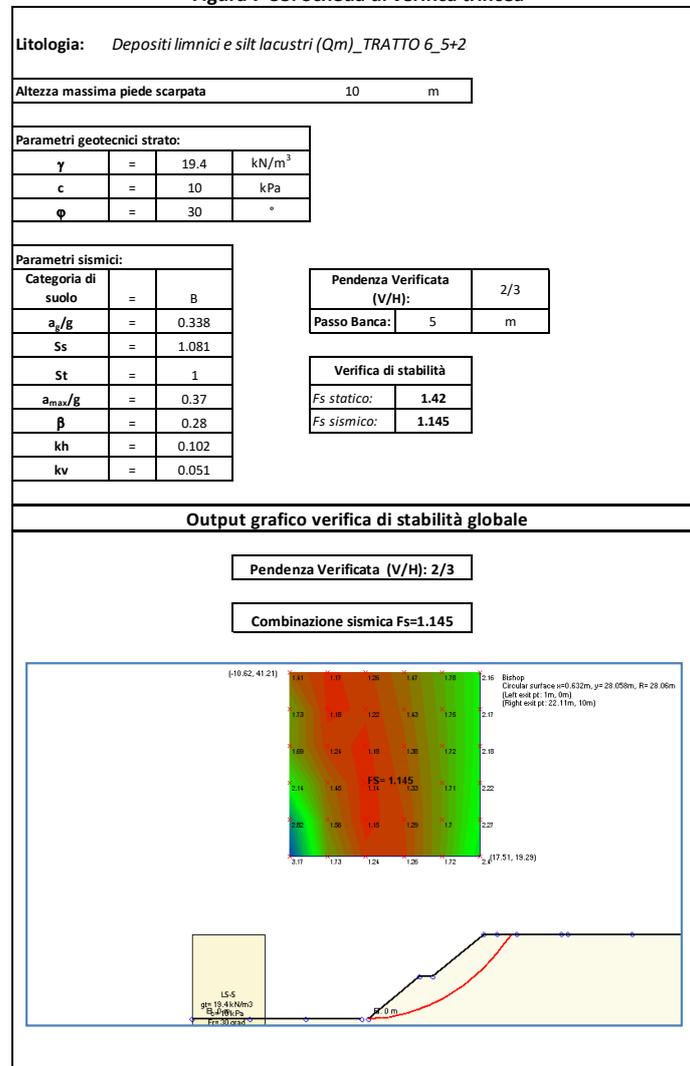
Per la caratterizzazione geotecnica di questa formazione, presente tra le pk. 16+635 e 17+195, sono stati considerati i dati derivanti dall'elaborazione del sondaggio S064, riportati nella Relazione Geotecnica Generale e illustrati graficamente nei Profili Geotecnici. La verifica è stata condotta per un'altezza massima pari a 10 m.

La pendenza di progetto delle scarpate per i tratti interessati dalle formazioni in oggetto risulta pari a 2/3 (V/H), con la realizzazione di una banca di larghezza pari a 2 m, ogni 5 m di altezza.

I risultati delle verifiche in condizioni statiche e in condizioni sismiche risultano pari rispettivamente a 1.420 e 1.145, superiori al limite previsto dalla normativa pari a 1.100.

Nella figura seguente si riporta la scheda con la sintesi dei parametri di input, pendenza di progetto e fattori di sicurezza.

Figura 7-35: Scheda di verifica trincea



7.5.9 Formazione Qcs pk. 17+195÷17+901

La formazione in oggetto è stata caratterizzata con le risultanze del sondaggio S065; nell'analisi di stabilità sono stati considerati i parametri geotecnici riportati nella Tabella generale: ϕ' pari a 35° e $c'=5$ kPa

La verifica di stabilità è stata condotta per un'altezza massima di 8 m.

La pendenza di progetto delle scarpate per il tratto in oggetto risulta pari a 2/3.5 (V/H), con la realizzazione di una banca di larghezza pari a 2 m, ogni 5 m di altezza.

I risultati delle verifiche in condizioni statiche e in condizioni sismiche risultano pari rispettivamente a 1.450 e 1.187, superiori al limite previsto dalla normativa pari a 1.100.

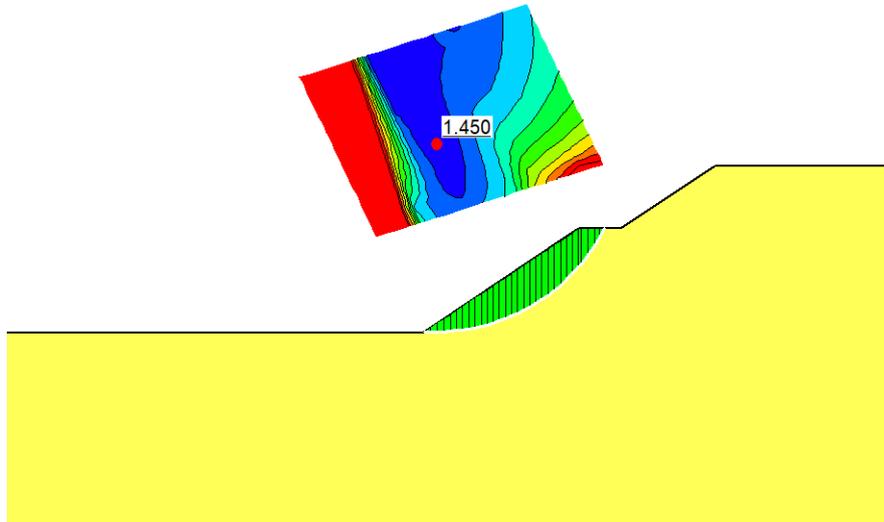
Nelle figure seguenti si riportano la scheda con la sintesi dei parametri di input, pendenza di progetto, le indicazioni progettuali dovute all'intervento superficiale e gli output grafici delle verifiche di stabilità globale, in condizione statica e in condizione sismica.

Figura 7-36: Parametri di input modello e risultati delle verifiche

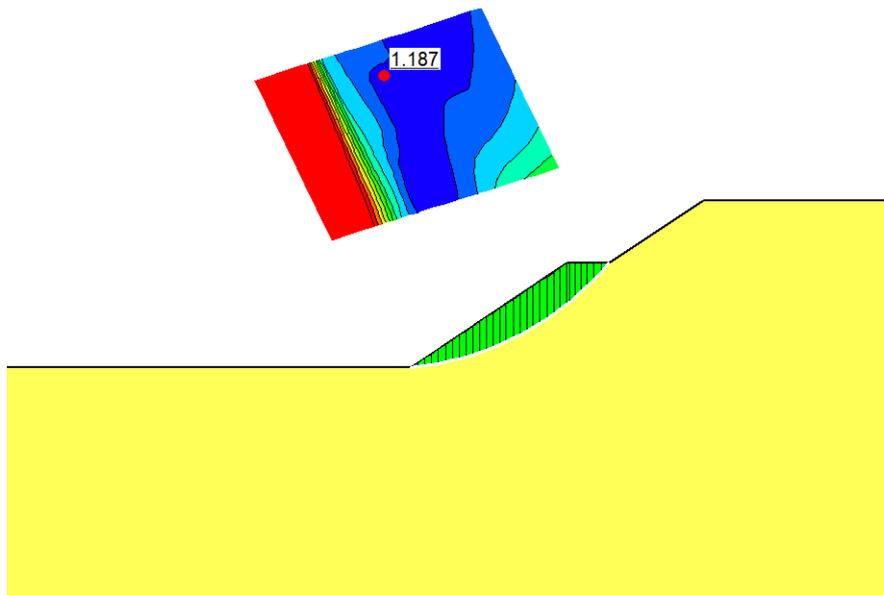
Litologia: sabbie con lenti ghiaiose (Qcs)_TRATTO 7_			
Altezza massima piede scarpata		8	m
Parametri geotecnici:			
γ	=	18.8	kN/m ³
c	=	5	kPa
ϕ	=	35	°
Parametri sismici:			
Categoria di suolo	=	B	
a_g/g	=	0.342	
Ss	=	1.078	
St	=	1	
a_{max}/g	=	0.37	
β	=	0.28	
kh	=	0.103	
kv	=	0.052	
Pendenza Verificata (V/H):		2/3	
Passo Banca:	5	m	
Verifica di stabilità			
<i>F_s statico:</i>	1.450		
<i>F_s sismico:</i>	1.187		

Figura 7-37: Output grafici verifiche di stabilità globale

Condizioni statiche



Condizioni sismiche



7.5.10 Tabelle riassuntive pendenza delle scarpate

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le pendenze delle trincee lungo il tracciato.

7.5.10.1 Viabilità principale

Tabella 7-8: Indicazioni progettuali pendenza trincee sx

LOTTO 1 – Trincee sx					
Progressiva iniziale	Progressiva finale	Litotipo	Descrizione litotipo	Pendenza (V/H)	Banca
0	0+100	ec su Mcm	Depositi eluvio-colluviali su Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
0+100	0+350	Mcm	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
0+350	0+525	ec su Mcm	Depositi eluvio-colluviali su Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
0+525	0+900	Mcm	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
0+900	1+225	Mc	Alternanza di biocalcareniti cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
1+225	1+775	Mcm	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
1+775	1+900	Mc	Alternanza di biocalcareniti cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
1+900	2+912	Conoide	Detrito conoide	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
2+912	3+000	Mc	Alternanza di biocalcareniti cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza

RELAZIONE GEOTECNICA

LOTTO 1 – Trincee sx					
Progressiva iniziale	Progressiva finale	Litotipo	Descrizione litotipo	Pendenza (V/H)	Banca
					m di altezza
3+000	3+600	Dt su Ocm	Copertura detritica su Calcistiti marne e calcari marnosi	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
3+600	3+725	Ocm	Calcistiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
3+725	4+325	Dt su Mc	Copertura detritica su Alternanza di biocalcareniti cementate e calcareniti marnose	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
4+325	4+364	Mc	Alternanza di biocalcareniti cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
4+364	4+657	Viadotto Vallone delle Coste			
4+657	5+050	Mc	Alternanza di biocalcareniti cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
5+050	5+475	Terrazzo palustre	Terrazzo palustre	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
5+475	6+000	Ocm	Calcistiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
6+000	6+175	Ril su Mc	Rilevato su Alternanza di biocalcareniti cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
6+175	6+400	Mcm	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
6+400	6+475	Dt su Mc	Copertura detritica su Alternanza di biocalcareniti cementate e calcareniti marnose	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
6+475	6+525	Mc	Alternanza di biocalcareniti cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
6+525	6+600	Dt su Mc	Copertura detritica su Alternanza di biocalcareniti cementate e calcareniti marnose	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

LOTTO 1 – Trincee sx					
Progressiva iniziale	Progressiva finale	Litotipo	Descrizione litotipo	Pendenza (V/H)	Banca
6+600	6+725	Mc	Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
6+725	6+850	Ril su Mc	Rilevato su Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
6+850	7+050	Ocm	Calcistiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
7+050	7+175	Dt su Ocm	Copertura detritica su Calcistiti marne e calcari marnosi	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
7+175	7+225	Ocm	Calcistiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
7+225	7+300	Dt su Ocm	Copertura detritica su Calcistiti marne e calcari marnosi	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
7+300	7+350	Ocm	Calcistiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
7+350	7+400	Dt su Ocm	Copertura detritica su Calcistiti marne e calcari marnosi	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
7+400	7+450	Ocm	Calcistiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
7+450	7+650	Dt su Ocm	Copertura detritica su Calcistiti marne e calcari marnosi	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
7+650	7+775	Ocm	Calcistiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
7+800	8+775	Conoide	Detrito conoide	2/3	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
8+775	8+975	Ocm	Calcistiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
8+975	9+050	Conoide	Detrito conoide	2/3	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
9+050	9+250	Ocm	Calcistiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
9+250	9+550	Dt	Detrito	2/3.5	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

LOTTO 1 – Trincee sx					
Progressiva iniziale	Progressiva finale	Litotipo	Descrizione litotipo	Pendenza (V/H)	Banca
9+550	9+675	Qm	Depositi limnici, silt e argille lacustri	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
9+675	10+400	Mcm	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
10+400	10+950	Qm	Depositi limnici, silt e argille lacustri	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
10+950	11+175	Mcm	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
11+175	12+625	Qm	Depositi limnici, silt e argille lacustri	2/3	Largh. 2 m ogni 6 m di altezza
12+625	12+800	ar	Alluvioni recenti e silt argillosi	2/3.5	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
12+800	14+575	Qm	Depositi limnici, silt e argille lacustri	2/3	Largh. 2 m ogni 6 m di altezza
14+575	14+775	Mm	Marne grigio azzurre (non litoide)	2/3	Largh. 2 m ogni 6 m di altezza
14+775	15+100	Mcm	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
15+100	16+650	Conoide	Copertura detritica	2/3.5	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
16+650	16+675	ar	Alluvioni recenti e silt argillosi	2/3.5	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
16+675	16+681	Qcs	Sabbie con lenti ghiaiose	2/3	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
16+681	17+175	Qm	Depositi limnici, silt e argille lacustri	2/3	Largh. 2 m ogni 6 m di altezza
17+175	17+911	Qcs	Sabbie con lenti ghiaiose	2/3	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

LOTTO 1 - Trincee dx					
Progressiva iniziale	Progressiva finale	Litotipo	Descrizione litotipo	Pendenza (V/H)	Banca
0	0+125	ec su Mcm	Depositi eluvio-colluviali su Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
0+125	0+400	Mcm	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
0+400	0+600	ec su Mcm	Depositi eluvio-colluviali su Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
0+600	0+975	Mcm	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
0+975	1+275	Mc	Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
1+275	1+875	Mcm	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
1+875	1+900	Mc	Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
1+900	2+025	Conoide	Detrito conoide	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
2+025	2+125	Mc	Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
2+125	2+875	Conoide	Detrito conoide	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
2+875	3+025	Mc	Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
3+025	3+100	Dt su Mc	Copertura detritica su Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
3+100	3+175	Ocm	Calcastiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
3+175	3+425	Dt su Ocm	Copertura detritica su Calcastiti marne e calcari marnosi	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
3+425	4+000	Ocm	Calcastiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

LOTTO 1 - Trincee dx					
Progressiva iniziale	Progressiva finale	Litotipo	Descrizione litotipo	Pendenza (V/H)	Banca
4+000	4+325	Dt su Mc	Copertura detritica su Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
4+325	4+364	Mc	Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
4+364	4+657	Viadotto Vallone delle Coste			
4+657	5+100	Mc	Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
5+100	5+475	Terrazzo palustre	Terrazzo palustre	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
5+475	6+050	Ocm	Calcastiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
6+050	6+150	Dt su Mc	Copertura detritica su Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
6+150	6+175	Ril su Mc	Rilevato su Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
6+175	6+325	Mcm	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
6+325	6+350	Mcm e Mc	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili e Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
6+350	6+425	Dt su Mc	Copertura detritica su Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
6+425	6+515	Mc	Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
6+515	6+575	Dt su Mc	Copertura detritica su Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
6+575	6+725	Mc	Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
6+725	6+775	Dt su Mc	Copertura detritica su Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
6+775	6+850	Dt su Ocm	Copertura detritica su Calcastiti marne e calcari marnosi	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

LOTTO 1 - Trincee dx					
Progressiva iniziale	Progressiva finale	Litotipo	Descrizione litotipo	Pendenza (V/H)	Banca
6+850	7+050	Ocm	Calclistiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
7+050	7+175	Dt su Ocm	Copertura detritica su Calclistiti marne e calcari marnosi	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
7+175	7+200	Ril su Ocm	Rilevato su Calclistiti marne e calcari marnosi	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
7+200	7+400	Ocm	Calclistiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
7+400	7+550	Dt su Ocm	Copertura detritica su Calclistiti marne e calcari marnosi	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
7+550	7+575	Ocm	Calclistiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
7+575	7+625	Dt su Ocm	Copertura detritica su Calclistiti marne e calcari marnosi	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
7+625	7+800	Ocm	Calclistiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
7+800	8+800	Conoide	Detrito conoide	2/3	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
8+800	9+275	Ocm	Calclistiti marne e calcari marnosi	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
9+275	9+565	Dt	Detrito	2/3.5	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
9+565	9+675	Qm	Depositi limnici, silt e argille lacustri	1/2	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
9+675	10+400	Mcm	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
10+400	10+925	Qm	Depositi limnici, silt e argille lacustri	2/3	Largh. 2 m ogni 6 m di altezza
10+925	11+175	Mcm	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

LOTTO 1 - Trincee dx					
Progressiva iniziale	Progressiva finale	Litotipo	Descrizione litotipo	Pendenza (V/H)	Banca
11+175	12+625	Qm	Depositi limnici, silt e argille lacustri	2/3	Largh. 2 m ogni 6 m di altezza
12+625	12+800	ar	Alluvioni recenti e silt argillosi	2/3.5	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
12+800	14+575	Qm	Depositi limici, silt e argille lacustri	2/3	Largh. 2 m ogni 6 m di altezza
14+575	14+775	Mm	Marne grigio azzurre (non litoide)	2/3	Largh. 2 m ogni 6 m di altezza
14+775	15+175	Mcm	Calcareniti grigio-giallastre irregolarmente alternate a marne siltose friabili	3/2	Largh. 2 m ogni 7 m di altezza
15+175	16+650	Conoide	Copertura detritica	2/3.5	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
16+650	16+675	ar	Alluvioni recenti e silt argillosi	2/3.5	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza
16+675	17+250	Qm	Depositi limnici, silt e argille lacustri	2/3	Largh. 2 m ogni 6 m di altezza
17+250	17+911	Qcs	Sabbie con lenti ghiaiose	2/3	Largh. 2 m ogni 5 m di altezza

MANDATARIA:

MANDANTI:

7.5.10.2 Viabilità secondarie e svincoli

Dall'analisi dei litotipi interessanti le viabilità secondarie e gli svincoli, tutti i casi sono riconducibili a quanto visto per l'asse principale e pertanto non si riportano verifiche specifiche.

Di seguito si riporta una tabella con le pendenze delle scarpate per le secondarie e per gli svincoli.

Tabella 7-9: Indicazioni progettuali pendenza trincee viabilità secondarie lotto 1

N° Sec.	Progr. In.	Progr. Fin.	Litotipo	Pendenza (V/H)	Banca	Intervento superficiale
SEC 01	0	1633	Mcm/C	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
SEC 01bis	0	252	Mc/C	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
SEC 04	0	265	Mcm/C	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
SEC 05	0	1382	Mcm/C	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
SEC 06	0	1821	Ocm/C	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
SEC 07	0	946	Mc/C	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
SEC 09	0	253	dt	1/2	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
SEC 10	0	215	P	1/2	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
SEC 11	0	603	Mc/Ocm	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
SEC 12	0	356	P	1/2	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
	356	776	Ocm	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
SEC 13	0	348	Mc	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
	348	410	Dt	2/3.5	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
	410	498	Mc-Ocm	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
SEC 14	0	209	Conoide	2/3	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
SEC 15	0	308	Conoide	2/3	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	

RELAZIONE GEOTECNICA

N° Sec.	Progr. In.	Progr. Fin.	Litotipo	Pendenza (V/H)	Banca	Intervento superficiale
SEC 16	0	20	Conoide	2/3	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
	20	233	Ocm	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
	233	311	Conoide	2/3	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
SEC 17 RAMPA 1	0	183	Qm	1/2	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
SEC 17 RAMPA 2	0	52	Qm	1/2	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
SEC 17 RAMPA 3	0	50	Qm	1/2	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
	50	124	Rilevato	2/3.5	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
SEC 17 RAMPA 4	0	150	Rilevato	2/3.5	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
SEC 17 ROT 2	0	91	Qm	1/2	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
SEC 18	0	420	Mcm	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
SEC 19	0	78	Qm	1/2	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
	78	308	Mcm	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
	308	605	Qm	1/2	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
SEC 20	0	20	Mcm	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
	20	316	Qm	1/2	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
	316	428	Mcm	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

N° Sec.	Progr. In.	Progr. Fin.	Litotipo	Pendenza (V/H)	Banca	Intervento superficiale
21	0	240	Qm	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	
22	5	327	Qm	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	
23	0	499	Qm	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	
24	2	156	Qm	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	
24BIS	0	156	Qm-Gsl	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
25	0	207	Mm	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	
26	0	519	Conoide	2/3.5	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
27	0	249	dt	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	
28	0	49	Qcs	2/3	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
29	0	176	Qcs	2/3.5	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
32	0	693	Qcs	2/3	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	
33	2	57	Qcs	2/3.5	largh. = 2 m ogni 5 m di altezza	

Tabella 7-10: Indicazioni progettuali pendenza trincee svincoli lotto 1

N° Svincolo	Progr. In.	Progr. Fin.	Litotipo	Pendenza (V/H)	Banca	Intervento superficiale
SVINCOLO 01			Mcm	3/2	largh. = 2 m ogni 7 m di altezza	
SVINCOLO 02 - RAMPA 1	21	106	Qm	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	
SVINCOLO 02 - RAMPA 3	0	92	Qm	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	
SVINCOLO 02 - ROT 01	0	107	Qm	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

N° Svincolo	Progr. In.	Progr. Fin.	Litotipo	Pendenza (V/H)	Banca	Intervento superficiale
SVINCOLO SV02 - RAMPA 2	25	227	Qm	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	
SVINCOLO SV02 - RAMPA 4	0	235	Qm	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	
SVINCOLO SV02 - RAMPA 5	26	143	Qm	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	
SVINCOLO SV02 - RAMPA 6	0	104	Qm	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	
SVINCOLO SV02 - RAMPA 7	0	60	Qm	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	
SVINCOLO SV02 - ROT 2	0	138	Qm	2/3	largh. = 2 m ogni 6 m di altezza	

MANDATARIA:

MANDANTI:

8 FRONTI DI SCAVO IN ROCCIA

Nel presente capitolo, dopo aver esposto i criteri di analisi e dimensionamento dei fronti di scavo in roccia, si presentano i risultati delle verifiche.

8.1 METODI DI ANALISI

8.1.1 Analisi di stabilità per scivolamento planare

8.1.1.1 Introduzione

L'analisi di stabilità di pareti di scavo nei confronti di possibile scivolamento planare è stata effettuata partendo da un'attenta analisi dei dati relativi al rilievo strutturale dell'ammasso roccioso ed eseguendo successivamente un'analisi cinematica in proiezione stereografica, al fine di individuare potenziali fenomeni di instabilità.

Per l'analisi dinamica di stabilità si è invece fatto ricorso ad un codice di calcolo interno, elaborato su base Excel, il quale consente di calcolare mediante il metodo dell'equilibrio limite, il fattore di sicurezza per semplice scorrimento planare di un blocco di roccia, definito dall'intersezione di una superficie di discontinuità e dalla superficie del fronte.

Il programma esegue un'analisi bidimensionale per unità di lunghezza del pendio e tutte le forze considerate nell'analisi (ad esempio peso proprio, sisma, forze esterne, azioni del rinforzo) vengono assunte agenti nel baricentro del cuneo, pertanto eventuali momenti non vengono considerati. Questo implica che la modalità di collasso possibile da indagare sia solamente di tipo traslazionale, sicché fenomeni di instabilità rotazionale o per ribaltamento non possono essere studiati.

8.1.1.2 Determinazione del fattore di sicurezza

Il foglio di calcolo consente di determinare il fattore di sicurezza per scivolamento attraverso un semplice rapporto tra forze stabilizzanti e forze instabilizzanti definite dall'utente. Tutte le forze vengono scomposte lungo la direzione del piano di scivolamento e il calcolo si riduce al rapporto tra due risultanti, una relativa alle azioni stabilizzanti ed una relativa a quelle instabilizzanti lungo la superficie di scivolamento. Il fattore di sicurezza adottato nelle analisi si riduce in questa forma:

$$FS = \frac{\text{Forza stab.}}{\text{Forza instab.}} = \frac{(W \cos \alpha + T \sin (\alpha + \beta) - kW \sin \alpha) \tan \varphi + cA}{W \sin \alpha - T \cos (\alpha + \beta) + kW \cos \alpha}$$

dove:

α = angolo di inclinazione della superficie di scivolamento.

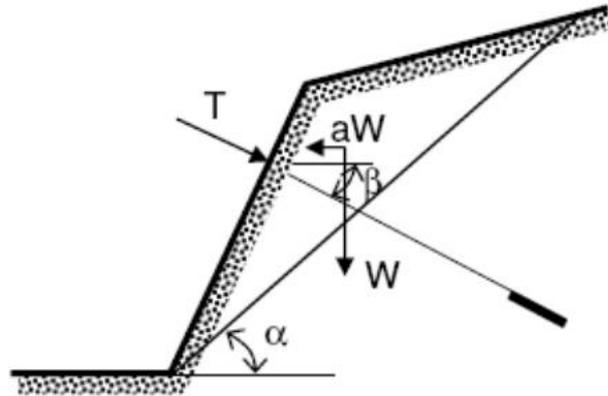
β = angolo di inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale

W = peso proprio a metro lineare

T = azione del rinforzo attivo a metro lineare

k = coefficiente sismico orizzontale.

Figura 8.1: Schema geometrico



8.1.1.3 Considerazioni sull'azione sismica

Per quanto riguarda l'azione sismica, l'equazione di cui sopra consente di tenere in conto dell'effetto instabilizzante del sisma sul cuneo solamente in direzione orizzontale. Per tener conto anche dell'azione sismica in direzione verticale è stato ipotizzato un incremento e/o alleggerimento del peso proprio del cuneo andando ad agire sul parametro peso per unità di volume.

Noti il peso del cuneo ed in funzione delle indicazioni riportate nelle NTC 2008, è possibile ricavare le forze pseudostatiche equivalenti da applicare al baricentro della porzione di roccia oggetto delle analisi di stabilità.

8.1.1.4 Criteri di resistenza

Il foglio di calcolo permette di adottare due differenti criteri di resistenza per le discontinuità. In tutte le analisi il criterio di resistenza che è stato adottato per caratterizzare il comportamento delle discontinuità scabre e pulite, ossia senza materiale di riempimento (coesione nulla) è quello di Barton-Bandis, come riportato di seguito:

$$\tau_i = \sigma'_i \tan \left[JRC_i \log \left(\frac{JCS_i}{\sigma'_{n,i}} \right) + \phi'_{r,i} \right]$$

dove:

- JRC_i = coefficienti di scabrezza del giunto i-esimo
- JCS_i = coefficiente di resistenza di parete del giunto i-esimo
- $\phi'_{r,i}$ = angolo di attrito residuo del giunto i-esimo.

In tutte le analisi il criterio di resistenza che è stato adottato per caratterizzare il comportamento delle discontinuità in presenza di significativo materiale di riempimento è quello di Mohr-Coulomb, riportato di seguito:

$$\tau_i = \sigma'_{n,i} \tan \varphi_i + c_i$$

dove:

- φ_i = angolo di attrito del giunto i-esimo
- c_i = coesione del giunto i-esimo

8.1.2 Analisi di stabilità per scivolamento di cunei

8.1.2.1 Introduzione

L'analisi di stabilità di pareti di scavo nei confronti di possibile scorrimento di cunei è stata effettuata partendo da un'attenta analisi dei dati provenienti dal rilievo strutturale dell'ammasso roccioso ed eseguendo successivamente un'analisi cinematica in proiezione stereografica, al fine di individuare potenziali geometrie dei cunei e modalità di rottura di quest'ultimi.

8.1.2.2 Tipologia di analisi

L'analisi condotta per lo scivolamento di cunei adottata nella presente analisi risulta essere di tipo deterministico.

8.1.2.3 Definizione geometrica del cuneo e analisi cinematica di stabilità

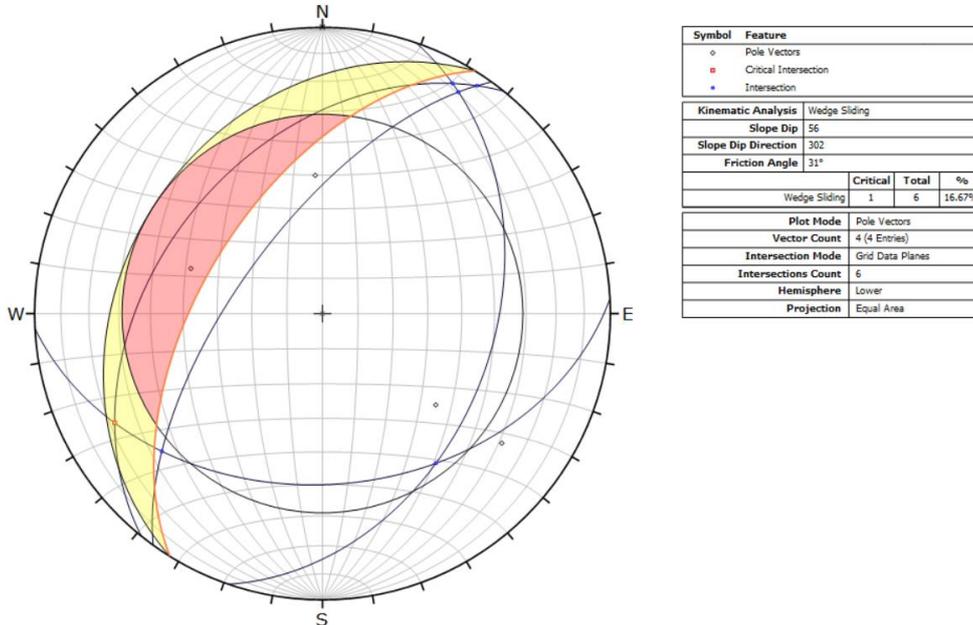
In tutte le analisi di stabilità gli input utilizzati per definire la geometria del cuneo potenzialmente instabile sono i seguenti:

- Altezza del fronte di scavo;
- Giacitura del fronte di scavo;
- Giacitura dei piani di discontinuità;
- Persistenza dei piani di discontinuità;

Il metodo adottato dal programma per la determinazione del potenziale cuneo è quello descritto da Goodman and Shi (1985).

Per la definizione della superficie di scivolamento si è fatto ricorso al programma di calcolo Dips della Rocscience, il quale consente di avere una rappresentazione stereografica del potenziale cuneo di rottura.

Figura 8.2: Esempio di reticolo stereografico



8.1.2.4 Determinazione del fattore di sicurezza

Il programma classifica tutte le forze sul cuneo come Attive o Passive: quelle Attive rappresentano le forze instabilizzanti nel calcolo del fattore di sicurezza, mentre quelle Passive rappresentano forze stabilizzanti o resistenti ai fini della stabilità. Il programma esegue un'analisi di tipo vettoriale, calcolando i vettori di ogni singola forza (es: peso del cuneo, azione del rinforzo, azione dell'acqua, ecc), successivamente attraverso un'operazione di somma – anch'essa di tipo vettoriale - determina i vettori risultanti delle forze attive e passive.

Definita la direzione di scivolamento e i vettori delle risultanti delle azioni, il programma calcola un fattore di sicurezza così semplificato:

$$FS = \frac{\text{forze stabilizzanti (es: resistenza al taglio, rinforzo, ecc)}}{\text{forze destabilizzanti (es: peso, sisma, acqua, ecc)}}$$

8.1.3 Verifica a trazione della rete

Per il dimensionamento della rete si prevede che il masso di progetto, di peso G , si distacchi dalla sua sede originaria e venga completamente trattenuto dalla rete stessa.

Il peso del masso viene distribuito per metro lineare nella direzione longitudinale e viene bilanciato dall'azione di tiro sulla rete.

La verifica consiste nell'assicurare che l'azione sviluppata sui singoli fili della rete, dovuta al peso del masso di progetto, sia sempre inferiore alla resistenza del filo stesso.

8.1.4 Verifica della chiodatura

Il progetto e l'analisi delle chiodature, a seguito di specifiche analisi di stabilità, tiene conto dei seguenti stati limite, una volta stabilita la massima azione di progetto:

- rottura per sfilamento della fondazione;
- rottura dell'armatura.

Inoltre, per contenere il rischio di rotture di tipo fragile, è necessario garantire il rispetto della gerarchia delle resistenze, la quale prevede che la resistenza a sfilamento della fondazione di ancoraggio debba essere minore della resistenza a snervamento dell'acciaio.

La lunghezza del bulbo di ancoraggio deve essere valutata in relazione allo stato limite di sfilamento della fondazione, imponendo la disequaglianza di cui sopra. Nel caso presente la resistenza a sfilamento è determinata con metodi di calcolo analitici, tra i quali si adotta il Metodo 2 delle Raccomandazioni (6.4.2.2).

In relazione a ciò $R_{a,d}$ è pari alla resistenza caratteristica $R_{a,k}$ definita come:

$$R_{a,k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\zeta_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{min}}{\zeta_{a4}} \right\}$$

La tabella seguente riporta i valori dei fattori di correlazione in funzione del numero di indagini svolte, utili alla comprensione del modello geologico e geotecnico relativo alla zona di ancoraggio.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥5
ζ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ζ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

La resistenza di calcolo viene valutata attraverso correlazioni sperimentali sviluppate da *Bustamante e Doix* (1985). In accordo con tale metodo, la resistenza a sfilamento tiene conto della tecnologia di iniezione della malta cementizia e del diametro reale della perforazione. Il metodo distingue tra due possibili tecnologie di iniezione della malta cementizia per la realizzazione del bulbo di fondazione:

- *IRS*: bulbo realizzato attraverso iniezioni ripetute e controllate ad alta pressione, ovvero superiore alla pressione limite del terreno determinata attraverso prove pressiometriche;
- *IGU*: bulbo realizzato attraverso unica iniezione a bassa pressione, tipicamente inferiore alla metà della pressione limite del terreno.

La resistenza di calcolo, pertanto, si ottiene attraverso la seguente relazione:

$$R_{a,c} = \pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot \tau_f$$

Dove:

- L_f rappresenta la lunghezza del tratto reagente;
- τ_f rappresenta la resistenza unitaria del tratto di fondazione, valutata attraverso grafici proposti dagli autori.

8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ FRONTI SCAVO IN ROCCIA ASSE PRINCIPALE

Nel presente paragrafo si riportano le analisi di stabilità dei fronti di scavo relativi all'asse principale.

Tutte le sezioni più gravose all'interno del lotto in oggetto sono state esaminate; tuttavia, all'interno della presente relazione si riportano le più significative.

8.2.1 Verifiche di stabilità da pk 2+900 a 3+050.

8.2.1.1 Sezione di studio

In questo capitolo si riportano le schede sintetiche relative alle analisi di stabilità eseguite per il fronte destro della sezione critica, di massima altezza, in corrispondenza della progressiva 3+020.

Tabella 8.1: Caratteristiche della sezione analizzata

sezione	Progressiva [m]	Tipo opera	Altezza massima scarpata [m]	Inclinazione scarpata [v/h]	Immersione scarpata [°]
Dx L1 - 144	3+020	permanente	16	3/2	302

8.2.1.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici impiegati nelle analisi di stabilità sono stati desunti dal rilievo della stazione geomeccanica SG02 posta alla progressiva pk 2+950. Essi sono riferiti alla scala di sito e non di laboratorio, pertanto ritenuti valori caratteristici da utilizzare direttamente nelle analisi.

Tabella 8.2: Coefficienti riduttivi

Metodo di calcolo	coefficienti parziali						Resistenze
	Azioni			Proprietà roccia			
	permanenti favorevoli	permanenti sfavorevoli	variabili	$\tan \phi'$	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	

Per i parametri riduttivi relativi al peso di volume e all'angolo di attrito di base, si sono utilizzati quelli previsti di normativa per le terre. Per quanto riguarda i coefficienti riduttivi relativi ai parametri JRC e JCS, si è proposto di abbattere del 25% il solo parametro di scabrezza (JRC) ritenendo sufficientemente cautelativa l'assunzione qui fatta.

Tabella 8.3: Parametri geotecnici utilizzati

<i>Unità litoide</i>	<i>Mc</i>	
<i>Coefficienti parziali</i>	M1	M2
γ [kN/m ³]	26	26
φ' res [°]	27	22.2
JRC [-]	10.2	8.16
JCS [MPa]	7.03	7.03
i [°]	0	0

8.2.1.3 Parametri sismici di calcolo

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

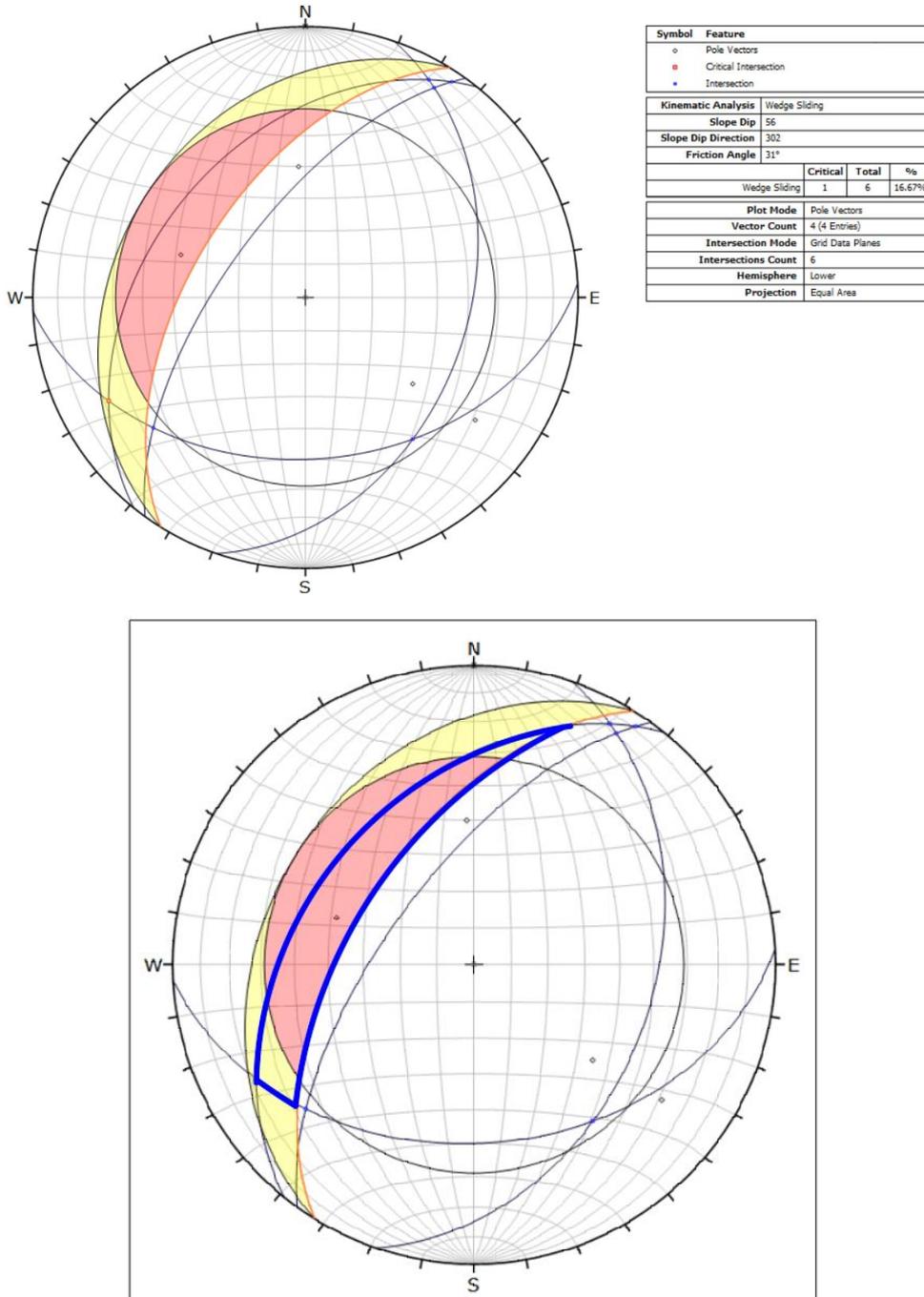
Tabella 8.4: Parametri sismici utilizzati

a_g/g [-]	0.336
S_r [-]	1
S_s [-]	1
a_{max}/g [-]	0.336
β [-]	0.28
k_h [-]	0.094
k_v [-]	0.047

8.2.1.4 Verifiche di stabilità a scorrimento

Il reticolo stereografico permette di individuare 6 cunei di scorrimento di cui uno critico:

Figura 8.3: Reticolo stereografico SG02, scavo in corrispondenza della progressiva 3+020

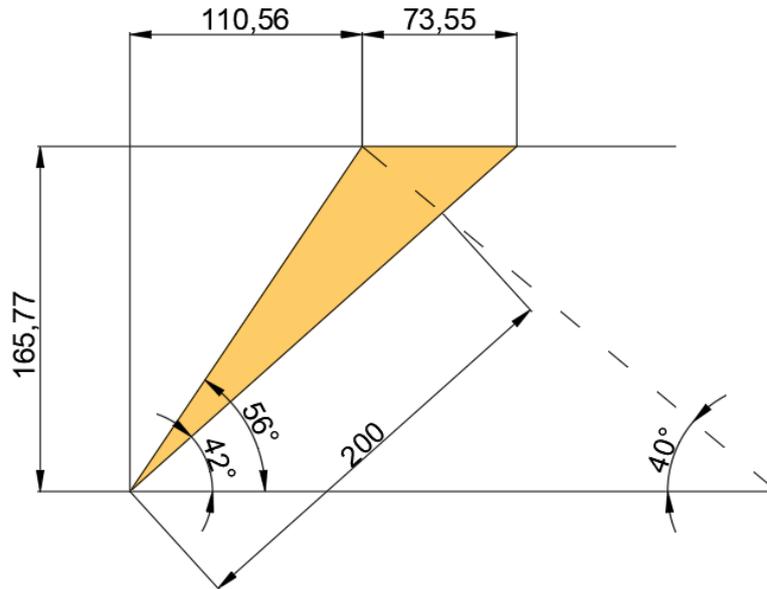


Con riferimento alla superficie critica individuata dalle giaciture:

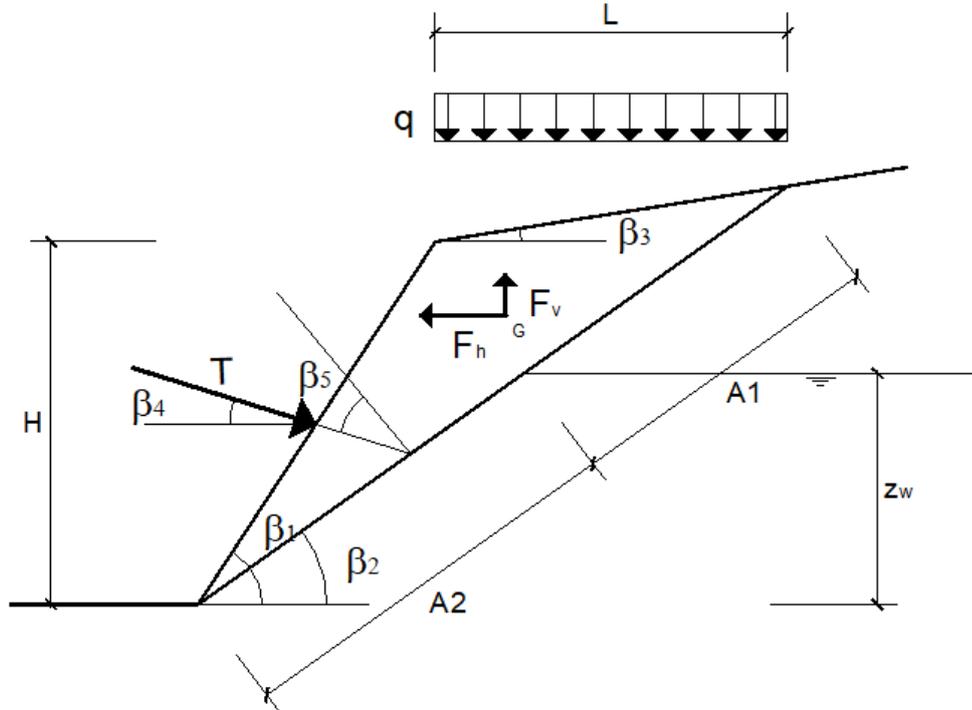
- K1: 42/309
- K2: 40/177
- Scavo(F): 56.3/302

è stato estrapolato, nota la massima persistenza della discontinuità (2 m), il cuneo di rottura su cui eseguire le verifiche di sicurezza allo scorrimento in condizioni sia statiche sia sismiche:

Figura 8.4: Geometria di scivolamento planare F-k1 (dimensioni in centimetri)



Di seguito si riporta la verifica di stabilità del fronte di scavo in condizioni sismiche.



RELAZIONE GEOTECNICA

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	1.30	1.25	1.00	1.1

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
JRC	(-)	8.16	8.16
JCS	(Mpa)	7.03	7.03
γ	(kN/mc)	26.00	26.00
ϕ'_r	(°)	27.00	27.00
i_u	(°)	0.00	0.00

H = 1.70 (m)
 zw = 0.00 (m)
 β_1 = 56.30 (°)
 β_2 = 42.00 (°)
 β_3 = 0.00 (°)
 β_4 = 0.00 (°)

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

β_m = 0.28 (-) (Fattore Riduttivo)
 a_{max}/g = 0.34 (-) (Accelerazione Orizzontale Max)

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

$$\beta_5 = 90^\circ - \beta_2 - \beta_4 = 48.00 \quad (^\circ)$$

$$A = A_1 + A_2 = H (1 - \text{tg}\beta_3/\text{tg}\beta_1)/(\sin\beta_2(1 - \text{tg}\beta_3/\text{tg}\beta_2)) = 2.54 \quad (\text{m})$$

$$L = A \cos\beta_2 - H / \text{tg}\beta_1 = 0.75 \quad (\text{m})$$

$$A_2 = z_w / \sin \beta_2 = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$W = (\gamma H (1 / \text{tg}\beta_2 - 1 / \text{tg}\beta_1) A \sin\beta_2) / 2 = 16.67 \quad (\text{kN/m})$$

CONDIZIONI SISMICHE

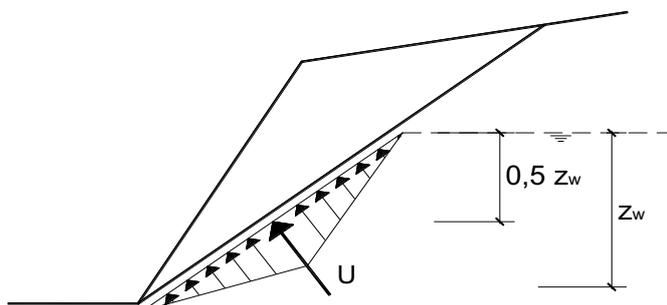
$$F_h = 0.78 \quad (\text{kN})$$

$$F_v = 0.39 \quad (\text{kN})$$

CONDIZIONI IDRAULICHE

$$U = 0,25 (\gamma_w z_w A_2)$$

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



Coefficiente di Sicurezza

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

$$F_s = \frac{(\tau + c \cdot b) A}{(W + qL \pm F_v) \sin \beta_2 \pm F_h \cdot \cos \beta_2 + V \cdot \cos \beta^* - T \cdot \sin \beta_5}$$

$$\sigma' n = ((W + qL \pm F_v) \cos \beta_2 \pm F_h \cdot \sin \beta_2 - U + T \cdot \cos \beta_5) / (A_1 + A_2)$$

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

$$\sigma' n(1) = 0.0046 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(2) = 0.0050 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(3) = 0.0052 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(4) = 0.0048 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(1) = 0.0048 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(2) = 0.0052 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(3) = 0.0054 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(4) = 0.0051 \quad (\text{Mpa})$$

$$F_{s1} = 1.02 \quad (-) \quad \text{1a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s2} = 1.22 \quad (-) \quad \text{2a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s3} = 1.34 \quad (-) \quad \text{3a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(-)$$

$$F_{s4} = 1.12 \quad (-) \quad \text{4a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(-)$$

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$$F_{s\text{min}} = 1.02 < 1.1 = \gamma_R$$

MANDATARIA:

MANDANTI:

E in condizioni statiche:

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	1.30	1.25	1.00	1.1

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
JRC	(-)	8.16	8.16
JCS	(Mpa)	7.03	7.03
γ	(kN/mc)	26.00	26.00
φ _r '	(°)	27.00	27.00
i _u	(°)	0.00	0.00

H = 1.70 (m)

z_w = 0.00 (m)

β₁ = 56.30 (°)

β₂ = 42.00 (°)

β₃ = 0.00 (°)

β₄ = 0.00 (°)

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

β_m = 0.00 (-) (Fattore Riduttivo)

a_{max}/g = 0.00 (-) (Accelerazione Orizzontale Max)

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

$$\beta_5 = 90^\circ - \beta_2 - \beta_4 = 48.00 \quad (^\circ)$$

$$A = A_1 + A_2 = H (1 - \operatorname{tg}\beta_3/\operatorname{tg}\beta_1)/(\sin\beta_2(1 - \operatorname{tg}\beta_3/\operatorname{tg}\beta_2)) = 2.54 \quad (\text{m})$$

$$L = A \cos\beta_2 - H / \operatorname{tg}\beta_1 = 0.75 \quad (\text{m})$$

$$A_2 = z_w / \sin \beta_2 = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$W = (\gamma H (1 / \operatorname{tg}\beta_2 - 1 / \operatorname{tg}\beta_1) A \sin\beta_2) / 2 = 16.67 \quad (\text{kN/m})$$

CONDIZIONI SISMICHE

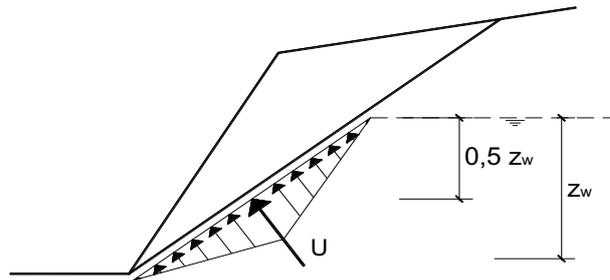
$$F_h = 0.00 \quad (\text{kN})$$

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

CONDIZIONI IDRAULICHE

$$U = 0,25 (\gamma_w z_w A_2)$$

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



Coefficiente di Sicurezza

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

$$F_s = \frac{(\tau + c^* b) A}{(W + qL \pm F_v) \operatorname{sen}\beta_2 \pm F_h \cdot \cos\beta_2 + V \cdot \cos\beta^* - T \cdot \operatorname{sen}\beta_5}$$

$$\sigma' n = ((W + qL \pm F_v) \cos \beta_2 \pm F_h \cdot \operatorname{sen} \beta_2 - U + T \cdot \cos \beta_5) / (A_1 + A_2)$$

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

$$\sigma' n(1) = 0.0049 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(2) = 0.0049 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(3) = 0.0049 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(4) = 0.0049 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(1) = 0.0051 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(2) = 0.0051 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(3) = 0.0051 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(4) = 0.0051 \quad (\text{Mpa})$$

$$F_{s1} = 1.17 \quad \text{1a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s2} = 1.17 \quad \text{2a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s3} = 1.17 \quad \text{3a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(-)$$

$$F_{s4} = 1.17 \quad \text{4a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(-)$$

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$$F_{s\min} = 1.17 > 1.1 = \gamma_R$$

Affinché le verifiche risultino soddisfatte è necessario imporre un tiro stabilizzante pari a 1 kN/m.

Di seguito si riportano i risultati delle analisi in condizioni statiche:

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
q	(kN/mq)	0.00	0.00
T	(kN/m)	1.00	1.00
c*b	(kN/mq)	0.00	0.00

$$\beta_m = 0.00 \quad (-) \quad (\text{Fattore Riduttivo})$$

$$a_{\max}/g = 0.00 \quad (-) \quad (\text{Accelerazione Orizzontale Max})$$

$$\beta_5 = 90^\circ - \beta_2 - \beta_4 = 48.00 \quad (^\circ)$$

$$A = A_1 + A_2 = H (1 - \text{tg}\beta_3/\text{tg}\beta_1)/(\sin\beta_2(1 - \text{tg}\beta_3/\text{tg}\beta_2)) = 2.54 \quad (\text{m})$$

$$L = A \cos\beta_2 - H / \text{tg}\beta_1 = 0.75 \quad (\text{m})$$

$$A_2 = z_w / \sin \beta_2 = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$W = (\gamma H (1 / \text{tg}\beta_2 - 1 / \text{tg}\beta_1) A \sin\beta_2) / 2 = 16.67 \quad (\text{kN/m})$$

CONDIZIONI SISMICHE

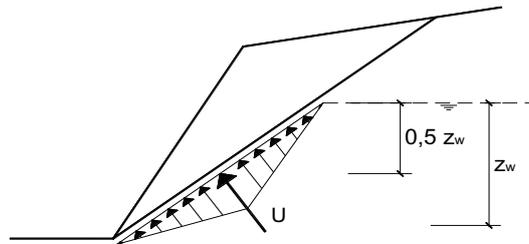
$$F_h = 0.00 \quad (\text{kN})$$

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

CONDIZIONI IDRAULICHE

$$U = 0,25 (\gamma_w z_w A_2)$$

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



Coefficiente di Sicurezza

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

$$F_s = \frac{(\tau + c^* b) A}{(W + qL \pm F_v) \sin\beta_2 \pm F_h \cdot \cos\beta_2 + V \cdot \cos\beta^* - T \cdot \sin\beta_5}$$

$$\sigma' n = ((W + qL \pm F_v) \cos \beta_2 \pm F_h \cdot \sin \beta_2 - U + T \cdot \cos \beta_5) / (A_1 + A_2)$$

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

$$\sigma' n(1) = 0.0051 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(2) = 0.0051 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(3) = 0.0051 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(4) = 0.0051 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(1) = 0.0054 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(2) = 0.0054 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(3) = 0.0054 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(4) = 0.0054 \quad (\text{Mpa})$$

$$F_{s1} = 1.31 \quad \text{1a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s2} = 1.31 \quad \text{2a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s3} = 1.31 \quad \text{3a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(-)$$

$$F_{s4} = 1.31 \quad \text{4a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(-)$$

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$$F_{s\min} = 1.31 \quad > \quad 1.1 \quad = \gamma_R$$

e sismiche:

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
q	(kN/mq)	0.00	0.00
T	(kN/m)	1.00	1.00
c*b	(kN/mq)	0.00	0.00

$$\beta m = 0.28 \quad (-) \quad (\text{Fattore Riduttivo})$$

$$a_{max}/g = 0.34 \quad (-) \quad (\text{Accelerazione Orizzontale Max})$$

$$\beta 5 = 90^\circ - \beta 2 - \beta 4 = 48.00 \quad (^\circ)$$

$$A = A_1 + A_2 = H (1 - \text{tg}\beta 3/\text{tg}\beta 1)/(\sin\beta 2(1 - \text{tg}\beta 3/\text{tg}\beta 2)) = 2.54 \quad (\text{m})$$

$$L = A \cos\beta 2 - H / \text{tg}\beta 1 = 0.75 \quad (\text{m})$$

$$A_2 = z_w / \sin \beta 2 = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$W = (\gamma H (1 / \text{tg}\beta 2 - 1 / \text{tg}\beta 1) A \sin\beta 2) / 2 = 16.67 \quad (\text{kN/m})$$

CONDIZIONI SISMICHE

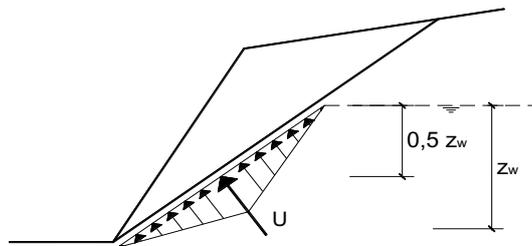
$$F_h = 0.78 \quad (\text{kN})$$

$$F_v = 0.39 \quad (\text{kN})$$

CONDIZIONI IDRAULICHE

$$U = 0,25 (\gamma_w z_w A_2)$$

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



Coefficiente di Sicurezza

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

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

$$\sigma' n = ((W + qL \pm F_v) \cos \beta 2 \pm F_h \cdot \text{sen} \beta 2 - U + T \cdot \cos \beta 5) / (A_1 + A_2)$$

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

$$\sigma' n(1) = 0.0048 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(2) = 0.0052 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(3) = 0.0055 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma' n(4) = 0.0050 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(1) = 0.0051 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(2) = 0.0055 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(3) = 0.0057 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(4) = 0.0053 \quad (\text{Mpa})$$

$$F_{s1} = 1.15 \quad (-) \quad \text{1a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s2} = 1.37 \quad (-) \quad \text{2a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s3} = 1.51 \quad (-) \quad \text{3a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(-)$$

$$F_{s4} = 1.25 \quad (-) \quad \text{4a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(-)$$

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$$F_{smin} = 1.15 \quad > \quad 1.1 \quad = \gamma_R$$

MANDATARIA:

MANDANTI:

Nella tabella seguente si riportano fattori di sicurezza relativi ciascun fenomeno di instabilità potenzialmente verificabile pre e post-intervento di stabilizzazione. Si osserva che il fattore di sicurezza minimo nei confronti della stabilità è stato assunto pari a 1.10 così come indicato dalle Norme Tecniche e più precisamente al punto 6.8.2 del DM 14/01/2008. Tale fattore di sicurezza viene applicato sia per il caso statico che per il caso sismico, rispettivamente nelle combinazioni (A2 + M2 + R2) e (M2 + R2 + SISMA).

Tabella 8.5: Verifiche di stabilità

Superfici potenzialmente instabili	Fattore di sicurezza in condizioni statiche ($\gamma_R \geq 1.1$)	Fattore di sicurezza in condizioni sismiche ($\gamma_R \geq 1.1$)
F-k1 (pre-stabilizzazione)	1.17	1.02
F-k1 (post-stabilizzazione)	1.31	1.15

8.2.1.5 Considerazioni conclusive

Dai risultati che emergono dalle analisi, si prevede un intervento di rafforzamento corticale della scarpata con rete metallica a doppia torsione $\phi 3\text{mm}$ a maglia esagonale 8×10 cm e reticolo di contenimento romboidale. L'ancoraggio della rete prevede chiodatura effettuata con chiodi $\phi 20$ mm, perforazione $\phi 90$ mm e lunghezza 6 m disposti a maglia 3×3 m.

8.2.2 Verifiche di stabilità da pk 6+750 a 7+050

8.2.2.1 Sezione di studio

In questo capitolo si riportano le schede sintetiche relative alle analisi di stabilità eseguite per il fronte destro della sezione critica, di massima altezza, in corrispondenza della progressiva 6+959.04. Da analisi cinematica di stabilità in proiezione stereografica si escludono potenziali instabilità per il fronte sinistro.

Tabella 8.6: Caratteristiche della sezione analizzata

sezione	Progressiva [m]	Tipo opera	Altezza massima scarpata [m]	Inclinazione scarpata [v/h]	Immersione scarpata [°]
Dx L1 - 331	6+959.04	permanente	26.8	3/2	45

8.2.2.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici impiegati nelle analisi di stabilità sono stati desunti dal rilievo della stazione geomeccanica SG08 posta alla progressiva pk 6+835 e dal rilievo geomeccanico SGE4 realizzato alla progressiva 6+850. Essi sono riferiti alla scala di sito e non di laboratorio, pertanto ritenuti valori caratteristici da utilizzare direttamente nelle analisi.

Tabella 8.7: Coefficienti riduttivi

Metodo di calcolo	coefficienti parziali					Resistenze
	Azioni			Proprietà roccia		
	permanenti favorevoli	permanenti sfavorevoli	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

Per i parametri riduttivi relativi al peso di volume e all'angolo di attrito di base, si sono utilizzati quelli previsti di normativa per le terre. Per quanto riguarda i coefficienti riduttivi relativi ai parametri JRC e JCS, si è proposto di abbattere del 25% il solo parametro di scabrezza (JRC) ritenendo sufficientemente cautelativa l'assunzione qui fatta.

Tabella 8.8: Parametri geotecnici utilizzati analisi (SG08)

<i>Unità litoide</i>	<i>Ocm</i>	
<i>Coefficienti parziali</i>	M1	M2
γ [kN/m ³]	25.9	25.9
φ'_{res} [°]	22	17.9
JRC [-]	10.1	8.08
JCS [MPa]	12.38	12.38
i [°]	0	0

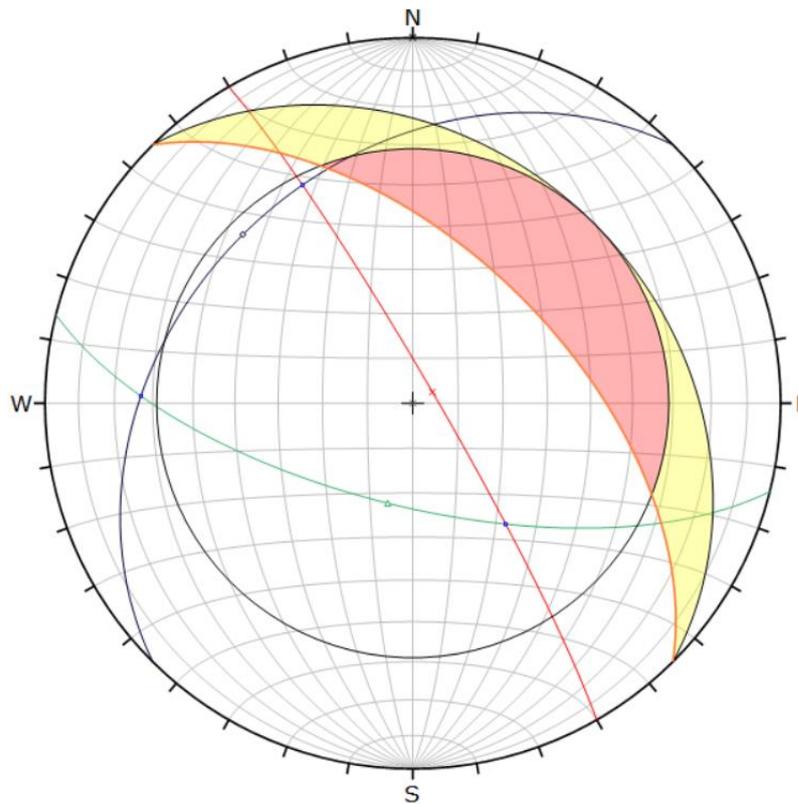
8.2.2.3 Parametri sismici di calcolo

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

Tabella 8.9: Parametri sismici utilizzati

a_g/g [-]	0.336
S_T [-]	1
S_s [-]	1
a_{max}/g [-]	0.336
β [-]	0.28
kh [-]	0.094
kv [-]	0.047

RELAZIONE GEOTECNICA



Symbol	ID	Quantity
o	1	1
x	2	1
△	3	1

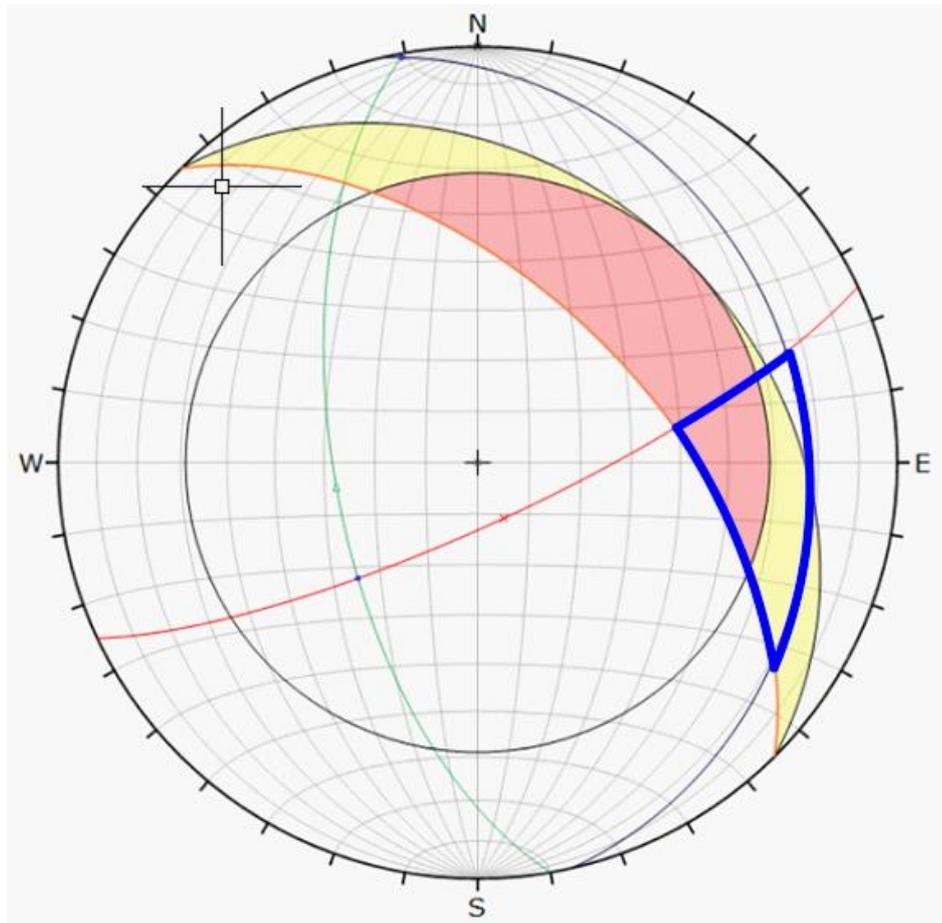
Symbol	Feature
■	Critical Intersection
●	Intersection

Kinematic Analysis	Wedge Sliding
Slope Dip	56
Slope Dip Direction	45
Friction Angle	31°

	Critical	Total	%
Wedge Sliding	0	3	0.00%

Plot Mode	Dip Vectors
Vector Count	3 (3 Entries)
Intersection Mode	Grid Data Planes
Intersections Count	3
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

Figura 8.7: Reticolo stereografico SG08 (PD), scavo in corrispondenza della progressiva 6+959.04, individuazione del cuneo di verifica

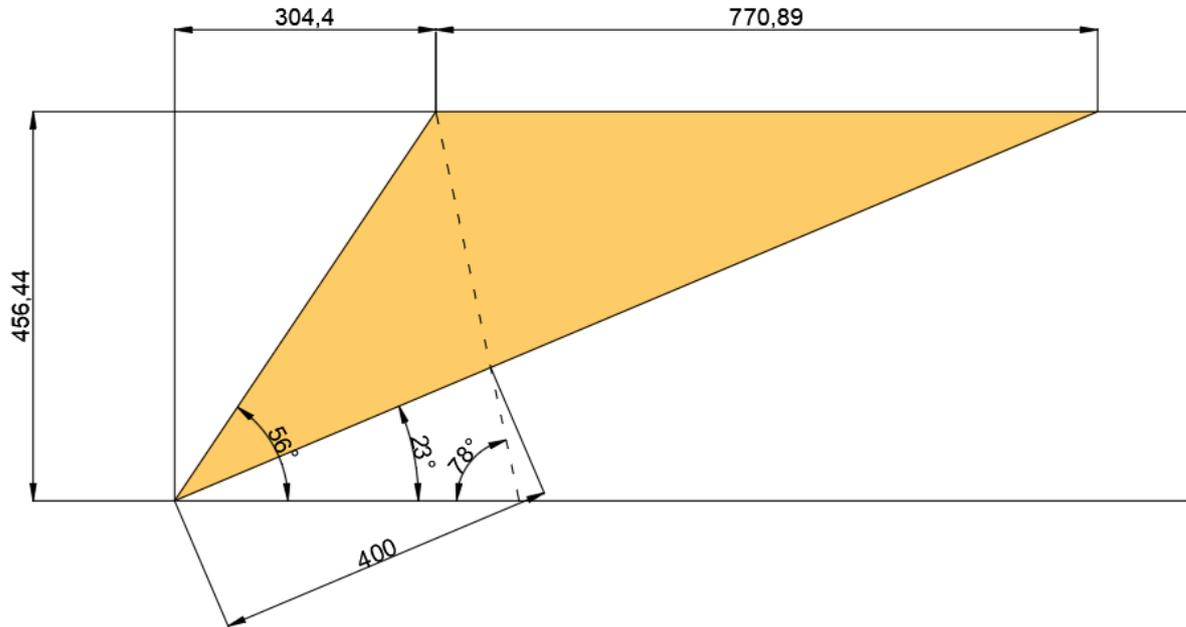


Con riferimento alla superficie critica individuata dalle giaciture:

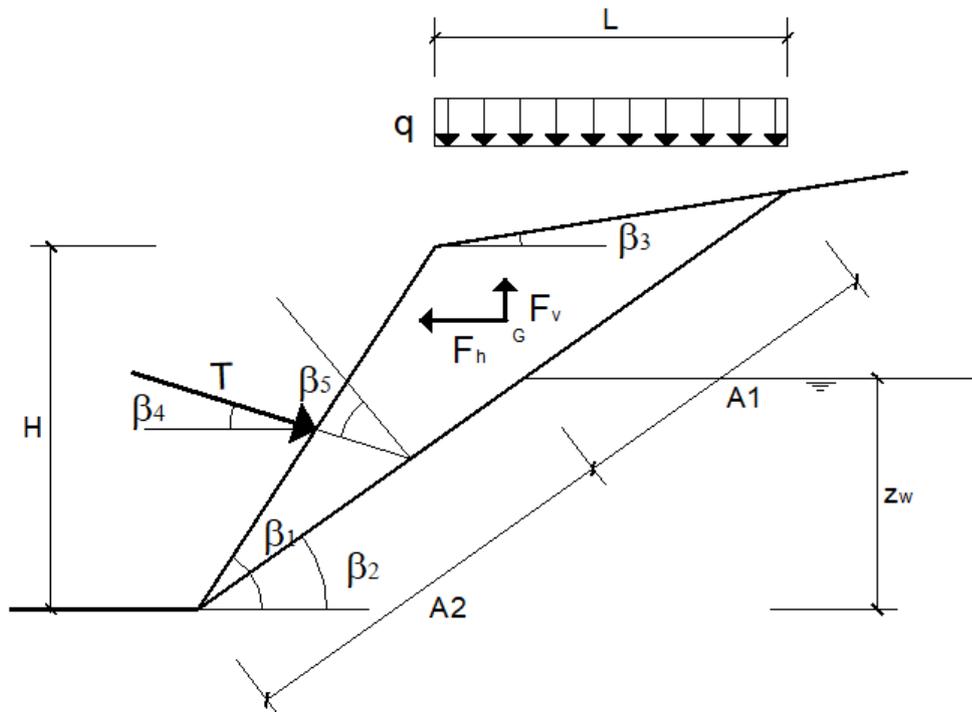
- K1: 23/77
- K2: 78/155
- Scavo(F): 56.3/45

è stato estrapolato, nota la massima persistenza della discontinuità (4 m), il cui di rottura su cui eseguire le verifiche di sicurezza allo scorrimento in condizioni sia statiche sia sismiche:

Figura 8.8: Geometria di scivolamento planare F-k1 (dimensioni in centimetri)



Di seguito si riporta la verifica di stabilità del fronte di scavo in condizioni sismiche:



MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

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	1.30	1.25	1.00	1.1

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
JRC	(-)	8.08	8.08
JCS	(Mpa)	12.38	12.38
γ	(kN/mc)	25.90	25.90
φ _r '	(°)	22.00	22.00
i _u	(°)	0.00	0.00

H = 4.60 (m)

z_w = 0.00 (m)

β₁ = 56.30 (°)

β₂ = 23.00 (°)

β₃ = 0.00 (°)

β₄ = 0.00 (°)

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

β_m = 0.28 (-) (Fattore Riduttivo)

a_{max}/g = 0.34 (-) (Accelerazione Orizzontale Max)

β₅ = 90° - β₂ - β₄ = 67.00 (°)

A = A₁ + A₂ = H (1 - tgβ₃/tgβ₁)/(sinβ₂(1 - tgβ₃/tgβ₂)) = 11.77 (m)

L = A cosβ₂ - H / tgβ₁ = 7.77 (m)

A₂ = z_w / sin β₂ = 0.00 (m)

W = (γ H (1 / tgβ₂ - 1 / tgβ₁) A sinβ₂) / 2 = 462.81 (kN/m)

MANDATARIA:

MANDANTI:

CONDIZIONI SISMICHE

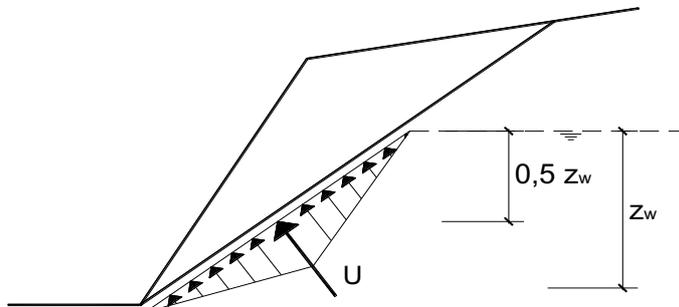
$F_h = 21.77 \text{ (kN)}$

$F_v = 10.89 \text{ (kN)}$

CONDIZIONI IDRAULICHE

$U = 0,25 \text{ (}\gamma_w z_w A_2\text{)}$

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



Coefficiente di Sicurezza

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

$$F_s = \frac{(\tau + c \cdot b) A}{(W + qL \pm F_v) \text{sen} \beta_2 \pm F_h \cdot \cos \beta_2 + V \cdot \cos \beta^* - T \cdot \text{sen} \beta_5}$$

$$\sigma'n = ((W + qL \pm F_v) \cos \beta_2 \pm F_h \cdot \text{sen} \beta_2 - U + T \cdot \cos \beta_5) / (A_1 + A_2)$$

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

$\sigma'n(1) = 0.0346 \text{ (Mpa)}$

$\sigma'n(2) = 0.0361 \text{ (Mpa)}$

$\sigma'n(3) = 0.0378 \text{ (Mpa)}$

$\sigma'n(4) = 0.0363 \text{ (Mpa)}$

$\tau(1) = 0.0255 \text{ (Mpa)}$

$\tau(2) = 0.0264 \text{ (Mpa)}$

$\tau(3) = 0.0275 \text{ (Mpa)}$

$\tau(4) = 0.0266 \text{ (Mpa)}$

$F_{s1} = 1.46 \text{ (-)} \quad \text{1a Condizione } F_h(+)\text{ e } F_v(+)$

$F_{s2} = 1.88 \text{ (-)} \quad \text{2a Condizione } F_h(-)\text{ e } F_v(+)$

$F_{s3} = 2.07 \text{ (-)} \quad \text{3a Condizione } F_h(-)\text{ e } F_v(-)$

$F_{s4} = 1.59 \text{ (-)} \quad \text{4a Condizione } F_h(+)\text{ e } F_v(-)$

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$F_{s\text{min}} = 1.46 > 1.1 = \gamma_R$

E in condizioni statiche:

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	1.30	1.25	1.00	1.1

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
JRC	(-)	8.08	8.08
JCS	(Mpa)	12.38	12.38
γ	(kN/mc)	25.90	25.90
φ _r	(°)	22.00	22.00
i _u	(°)	0.00	0.00

H = 4.60 (m)

z_w = 0.00 (m)

β₁ = 56.30 (°)

β₂ = 23.00 (°)

β₃ = 0.00 (°)

β₄ = 0.00 (°)

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

β_m = 0.00 (-) (Fattore Riduttivo)

a_{max}/g = 0.00 (-) (Accelerazione Orizzontale Max)

β₅ = 90° - β₂ - β₄ = 67.00 (°)

A = A₁ + A₂ = H (1 - tgβ₃/tgβ₁) / (sinβ₂ (1 - tgβ₃/tgβ₂)) = 11.77 (m)

L = A cosβ₂ - H / tgβ₁ = 7.77 (m)

A₂ = z_w / sin β₂ = 0.00 (m)

W = (γ H (1 / tgβ₂ - 1 / tgβ₁) A sinβ₂) / 2 = 462.81 (kN/m)

F_{sm} Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

F_{sm} = 1.73 > 1.1 = γ_R

Nella tabella seguente si riportano fattori di sicurezza relativi ciascun fenomeno di instabilità potenzialmente verificabile. Si osserva che il fattore di sicurezza minimo nei confronti della stabilità è stato assunto pari a 1.10 così come indicato dalle Norme Tecniche e più precisamente al punto 6.8.2 del DM 14/01/2008. Tale fattore di sicurezza viene applicato sia per il caso statico che per il caso sismico, rispettivamente nelle combinazioni (A2 + M2 + R2) e (M2 + R2 + SISMA).

Tabella 8.10: Verifiche di stabilità

Superfici potenzialmente instabili	Fattore di sicurezza in condizioni statiche ($\gamma_R \geq 1.1$)	Fattore di sicurezza in condizioni sismiche ($\gamma_R \geq 1.1$)
F-k1	1.73	1.46

8.2.2.5 Considerazioni conclusive

Dai risultati che emergono dalle analisi, per tale tratto non è richiesto intervento di stabilizzazione.

8.2.3 Verifiche di stabilità da pk 9+680 a 10+400

8.2.3.1 Sezione di studio

In questo capitolo si riportano le schede sintetiche relative alle analisi di stabilità eseguite per il fronte della sezione critica, di massima altezza, in corrispondenza della progressiva 10+100.

Tabella 8.11: Caratteristiche della sezione analizzata

sezione	Progressiva [m]	Tipo opera	Altezza massima scarpata [m]	Inclinazione scarpata [v/h]	Immersione scarpata [°]
Dx L1 - 491	6+959.04	permanente	7.9	3/2	45

8.2.3.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici impiegati nelle analisi di stabilità sono stati desunti dal rilievo della stazione geomeccanica SG09 posta alla progressiva pk 10+110. Essi sono riferiti alla scala di sito e non di laboratorio, pertanto ritenuti valori caratteristici da utilizzare direttamente nelle analisi.

Tabella 8.12: Coefficienti riduttivi

Metodo di calcolo	Azioni			Proprietà roccia		Resistenze
	permanenti favorevoli	permanenti sfavorevoli	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

Per i parametri riduttivi relativi al peso di volume e all'angolo di attrito di base, si sono utilizzati quelli previsti di normativa per le terre. Per quanto riguarda i coefficienti riduttivi relativi ai parametri JRC e JCS, si è proposto di abbattere del 25% il solo parametro di scabrezza (JRC) ritenendo sufficientemente cautelativa l'assunzione qui fatta.

Tabella 8.13: Parametri geotecnici utilizzati analisi (SG08)

<i>Unità litoide</i>	<i>Mcm</i>	
<i>Coefficienti parziali</i>	M1	M2
γ [kN/m ³]	24.5	24.5
φ' res [°]	27	22.2
JRC [-]	9.2	7.36
JCS [MPa]	12.38	12.38
i [°]	0	0

8.2.3.3 Parametri sismici di calcolo

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

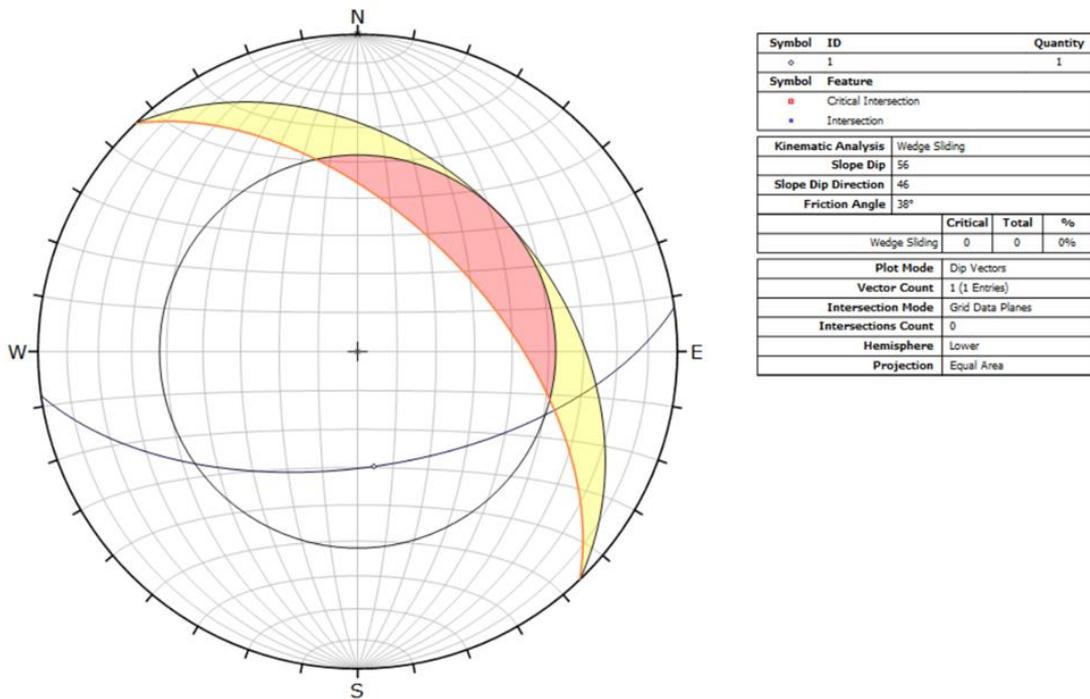
Tabella 8.14: Parametri sismici utilizzati (RSL)

a_{max}/g [-]	0.54
β [-]	0.28
k_h [-]	0.1512
k_v [-]	0.0756

8.2.3.4 Verifiche di stabilità a scorrimento

Sono stati analizzati i reticoli stereografici definiti dai risultati della stazione geomeccanica SG09. Dalle immagini seguenti si osserva che non è possibile individuare alcun cuneo di scorrimento.

Figura 8.9: Reticolo stereografico SG09, scavo in corrispondenza della progressiva 10+100.



Da analisi cinematica di stabilità in proiezione stereografica si escludono potenziali instabilità per tale tratto. Tale ammasso, infatti, si ritiene stabile.

8.2.4 Verifiche di stabilità da pk 14+786 a 15+151

8.2.4.1 Sezione di studio

In questo paragrafo si riportano le schede sintetiche relative alle analisi di stabilità eseguite per il fronte sinistro della sezione critica, di massima altezza, in corrispondenza della progressiva 14+921.19.

Tabella 8.15: Caratteristiche della sezione analizzata

sezione	Progressiva [m]	Tipo opera	Altezza massima scarpata [m]	Inclinazione scarpata [v/h]	Immersione scarpata [°]
Sx L1 - 729	14+921.19	permanente	12.5	3/2	100

8.2.4.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici impiegati nelle analisi di stabilità sono stati desunti dal rilievo della stazione geomeccanica SG10 posta alla progressiva pk 15+025. Essi sono riferiti alla scala di sito e non di laboratorio, pertanto ritenuti valori caratteristici da utilizzare direttamente nelle analisi.

Tabella 8.16: Coefficienti riduttivi

Metodo di calcolo	coefficienti parziali					Resistenze
	Azioni			Proprietà roccia		
	permanenti favorevoli	permanenti sfavorevoli	variabili	$\tan \phi'$	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

Per i parametri riduttivi relativi al peso di volume e all'angolo di attrito di base, si sono utilizzati quelli previsti di normativa per le terre. Per quanto riguarda i coefficienti riduttivi relativi ai parametri JRC e JCS, si è proposto di abbattere del 25% il solo parametro di scabrezza (JRC) ritenendo sufficientemente cautelativa l'assunzione qui fatta.

Tabella 8.17: Parametri geotecnici utilizzati

<i>Unità litoide</i>	<i>Mcm</i>	
<i>Coefficienti parziali</i>	M1	M2
γ [kN/m ³]	24	24
φ' res [°]	27	22.2
JRC [-]	8.5	6.8
JCS [MPa]	6.76	6.76
<i>i</i> [°]	0	0

8.2.4.3 Parametri sismici di calcolo

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

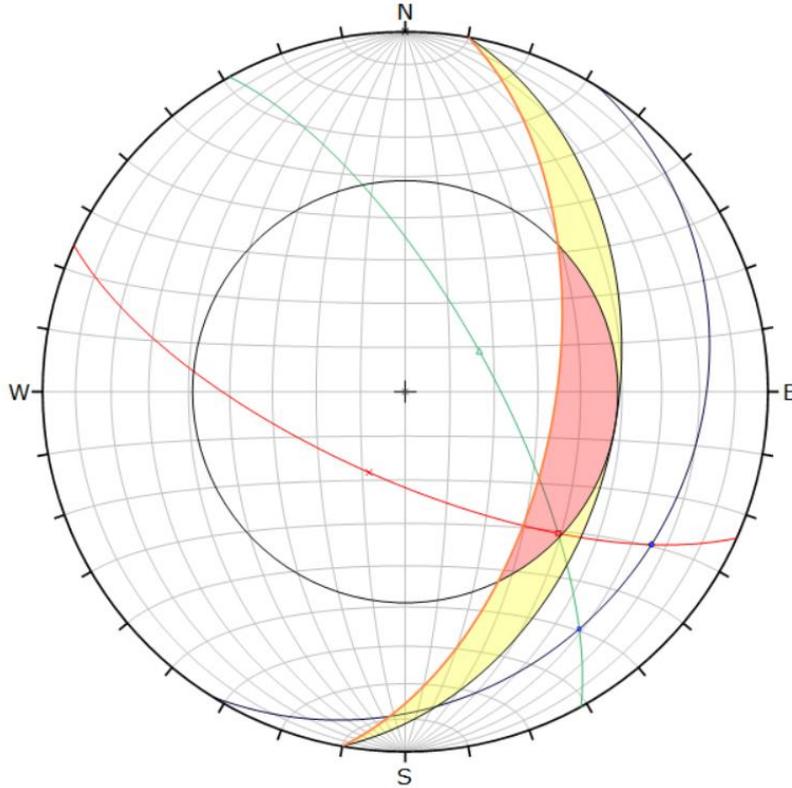
Tabella 8.18: Parametri sismici utilizzati

a_g/g [-]	0.336
S_T [-]	1
S_s [-]	1
a_{max}/g [-]	0.336
β [-]	0.28
k_h [-]	0.094
k_v [-]	0.047

8.2.4.4 Verifiche di stabilità a scorrimento

Il reticolo stereografico permette di individuare 3 cunei di scorrimento di cui uno critico:

Figura 8.10: Reticolo stereografico SG10, scavo in corrispondenza della progressiva 14+921.19



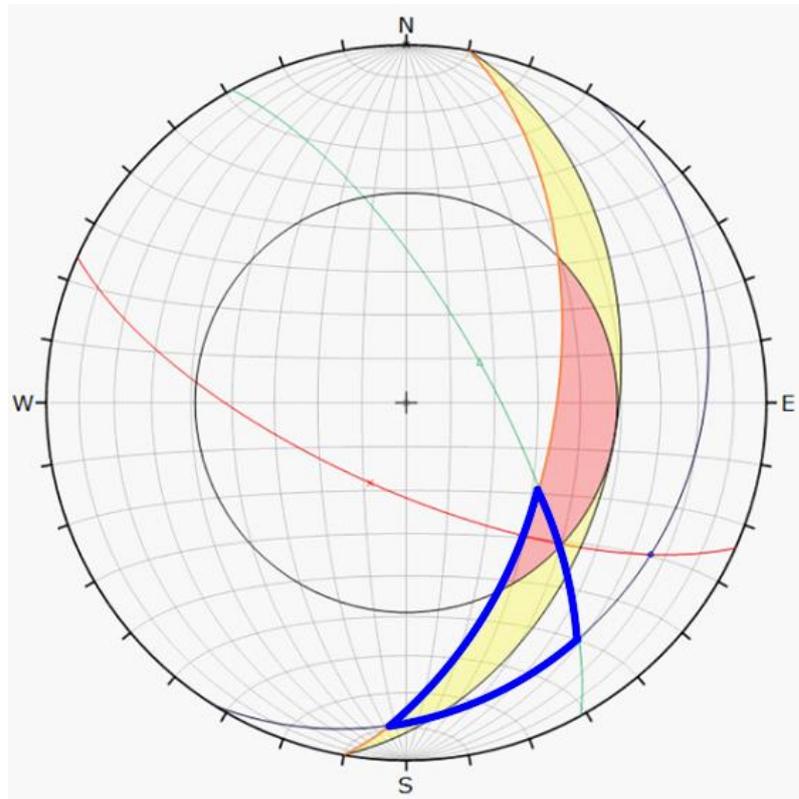
Symbol	ID	Quantity
○	1	1
×	2	1
△	3	1

Symbol	Feature
■	Critical Intersection
■	Intersection

Kinematic Analysis		Wedge Sliding	
Slope Dip	56		
Slope Dip Direction	100		
Friction Angle	41°		
		Critical	Total
Wedge Sliding		1	3
			%
			33.33%

Plot Mode	Dip Vectors
Vector Count	3 (3 Entries)
Intersection Mode	Grid Data Planes
Intersections Count	3
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

RELAZIONE GEOTECNICA



Con riferimento alla superficie critica individuata dalle giaciture:

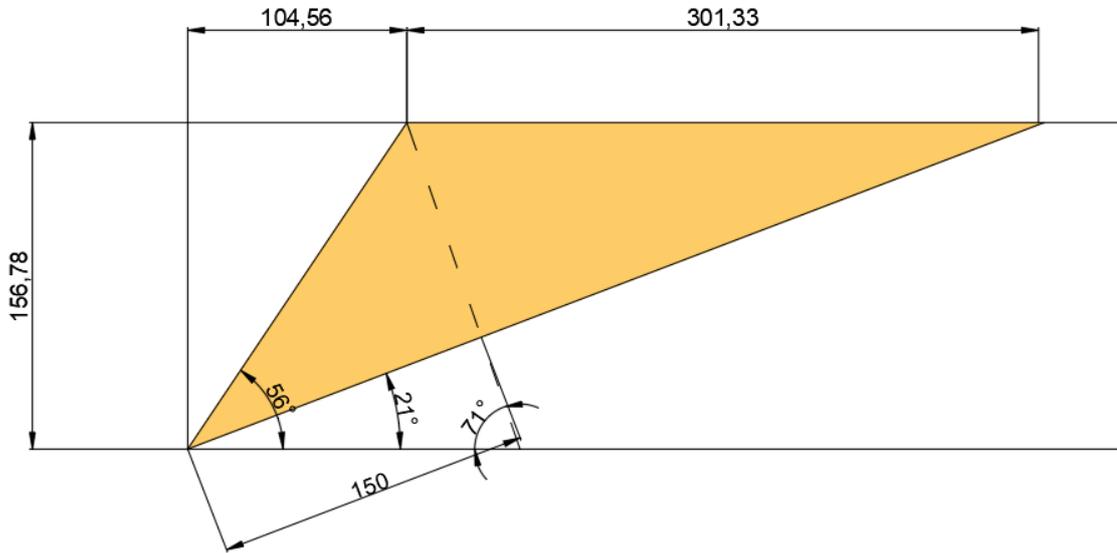
- K1: 21/122
- K2: 71/61
- Scavo(F): 56.3/100

è stato estrapolato, nota la massima persistenza della discontinuità (1.5m), il cui di rottura su cui eseguire le verifiche di sicurezza allo scorrimento in condizioni sia statiche sia sismiche:

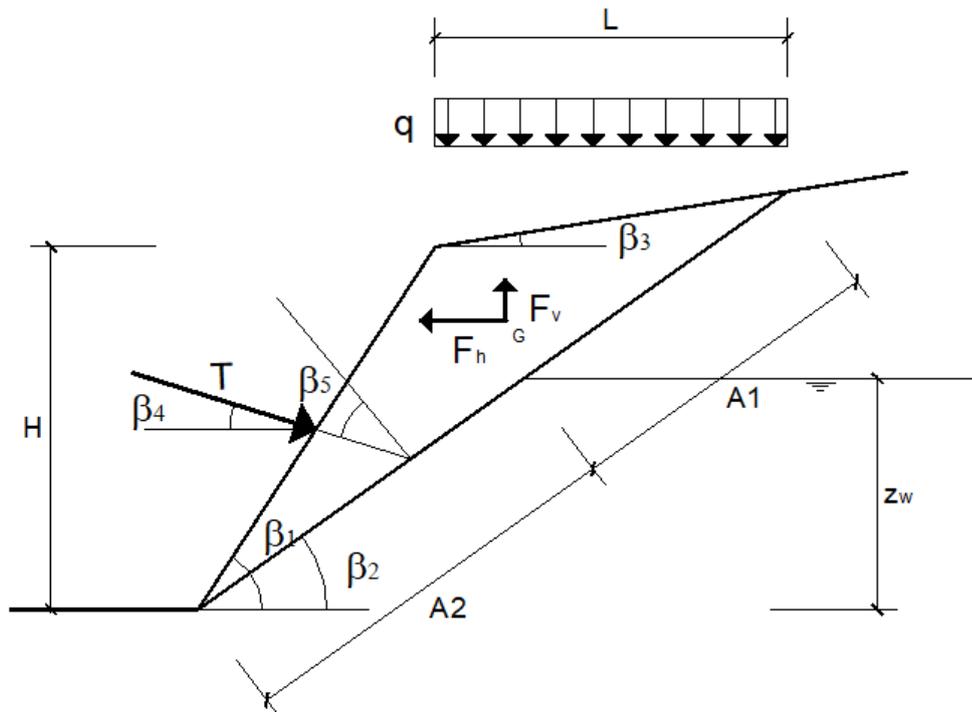
MANDATARIA:

MANDANTI:

Figura 8.11: Geometria di scivolamento planare F-k1 (dimensioni in centimetri)



Di seguito si riporta la verifica di stabilità del fronte di scavo in condizioni sismiche:



RELAZIONE GEOTECNICA

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	1.30	1.25	1.00	1.1

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
JRC	(-)	6.80	6.80
JCS	(Mpa)	6.76	6.76
γ	(kN/mc)	24.00	24.00
ϕ'_r	(°)	27.00	27.00
i_u	(°)	0.00	0.00

H = 1.57 (m)
 zw = 0.00 (m)
 β_1 = 56.30 (°)
 β_2 = 21.00 (°)
 β_3 = 0.00 (°)
 β_4 = 0.00 (°)

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

β_m = 0.28 (-) (Fattore Riduttivo)
 a_{max}/g = 0.34 (-) (Accelerazione Orizzontale Max)

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

$$\beta_5 = 90^\circ - \beta_2 - \beta_4 = 69.00 \quad (^\circ)$$

$$A = A_1 + A_2 = H (1 - \text{tg}\beta_3/\text{tg}\beta_1)/(\sin\beta_2(1 - \text{tg}\beta_3/\text{tg}\beta_2)) = 4.38 \quad (\text{m})$$

$$L = A \cos\beta_2 - H / \text{tg}\beta_1 = 3.04 \quad (\text{m})$$

$$A_2 = z_w / \sin \beta_2 = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$W = (\gamma H (1 / \text{tg}\beta_2 - 1 / \text{tg}\beta_1) A \sin\beta_2) / 2 = 57.33 \quad (\text{kN/m})$$

CONDIZIONI SISMICHE

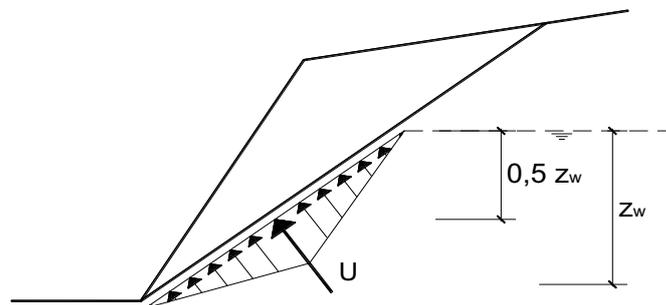
$$F_h = 2.70 \quad (\text{kN})$$

$$F_v = 1.35 \quad (\text{kN})$$

CONDIZIONI IDRAULICHE

$$U = 0,25 (\gamma_w z_w A_2)$$

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



Coefficiente di Sicurezza

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

$$F_s = \frac{(\tau + c * b) A}{(W + qL \pm F_v) \text{sen}\beta_2 \pm F_h \cdot \cos\beta_2 + V \cdot \cos\beta^* - T \cdot \text{sen}\beta_5}$$

$$\sigma'n = ((W + qL \pm F_v) \cos \beta_2 \pm F_h \cdot \text{sen} \beta_2 - U + T \cdot \cos \beta_5) / (A_1 + A_2)$$

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

$$\sigma'n(1) = 0.0117 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma'n(2) = 0.0121 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma'n(3) = 0.0127 \quad (\text{Mpa})$$

$$\sigma'n(4) = 0.0123 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(1) = 0.0096 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(2) = 0.0099 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(3) = 0.0104 \quad (\text{Mpa})$$

$$\tau(4) = 0.0100 \quad (\text{Mpa})$$

$$F_{s1} = 1.79 \quad (-) \quad \text{1a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s2} = 2.35 \quad (-) \quad \text{2a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(+)$$

$$F_{s3} = 2.59 \quad (-) \quad \text{3a Condizione } F_h(-) \text{ e } F_v(-)$$

$$F_{s4} = 1.95 \quad (-) \quad \text{4a Condizione } F_h(+) \text{ e } F_v(-)$$

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

$$F_{s\text{min}} = 1.79 \quad > \quad 1.1 \quad = \gamma_R$$

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE GEOTECNICA

E in condizioni statiche:

Metodo di calcolo		coefficienti parziali					Resistenze
		Azioni			Proprietà roccia		
		permanenti favorevoli	permanenti sfavorevoli	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	1.30	1.25	1.00	1.1

		Valori Caratteristici	Valori di Progetto
JRC	(-)	6.80	6.80
JCS	(Mpa)	6.76	6.76
γ	(kN/mc)	24.00	24.00
ϕ'_r	(°)	27.00	27.00
i_u	(°)	0.00	0.00

H = 1.57 (m)

zw = 0.00 (m)

β_1 = 56.30 (°)

β_2 = 21.00 (°)

β_3 = 0.00 (°)

β_4 = 0.00 (°)

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

β_m = 0.00 (-) (Fattore Riduttivo)

a_{max}/g = 0.00 (-) (Accelerazione Orizzontale Max)

Fsmin Coefficiente di Sicurezza Minimo del Pendio

Fsmin= 2.13 > 1.1 = γ_R

Nella tabella seguente si riportano fattori di sicurezza relativi ciascun fenomeno di instabilità potenzialmente verificabile. Si osserva che il fattore di sicurezza minimo nei confronti della stabilità è stato assunto pari a 1.10 così come indicato dalle Norme Tecniche e più precisamente al punto 6.8.2 del DM 14/01/2008. Tale fattore di sicurezza viene applicato sia per il caso statico che per il caso sismico, rispettivamente nelle combinazioni (A2 + M2 + R2) e (M2 + R2 + SISMA).

Tabella 8.19: Verifiche di stabilità

Superfici potenzialmente instabili	Fattore di sicurezza in condizioni statiche ($\gamma_R \geq 1.1$)	Fattore di sicurezza in condizioni sismiche ($\gamma_R \geq 1.1$)
F-k1	2.13	1.79

8.2.4.5 Considerazioni conclusive

Dai risultati che emergono dalle analisi, per tale tratto non è richiesto intervento di stabilizzazione.

8.3 VERIFICHE DI STABILITÀ FRONTI SCAVO IN ROCCIA VIABILITÀ SECONDARIA

Nel presente paragrafo si riportano le analisi di stabilità dei fronti di scavo relativi all'asse principale.

Tutte le sezioni più gravose all'interno del lotto in oggetto sono state esaminate; tuttavia, all'interno della presente relazione si riportano le più significative.

8.3.1 Verifiche di stabilità Secondaria 6

8.3.1.1 Sezione di studio

In questo capitolo si riportano le schede sintetiche relative alle analisi di stabilità eseguite per il fronte destro della sezione critica del Lotto n.1 in corrispondenza della Secondaria 06.

Tabella 8.20: Caratteristiche della sezione analizzata

sezione	Progressiva [m]	Tipo opera	Altezza massima scarpata [m]	Inclinazione scarpata [v/h]	Immersione scarpata [°]
n.9	0+127.51	permanente	4	3/2	240

8.3.1.2 Parametri geotecnici di calcolo

I parametri geotecnici impiegati nelle analisi di stabilità sono stati desunti dal rilievo della stazione geomeccanica SG02 posta alla progressiva pk 2+950. Essi sono riferiti alla scala di sito e non di laboratorio, pertanto ritenuti valori caratteristici da utilizzare direttamente nelle analisi.

Tabella 8.21: Coefficienti riduttivi

Metodo di calcolo	coefficienti parziali					Resistenze
	Azioni			Proprietà roccia		
	permanenti favorevoli	permanenti sfavorevoli	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

Per i parametri riduttivi relativi al peso di volume e all'angolo di attrito di base, si sono utilizzati quelli previsti di normativa per le terre. Per quanto riguarda i coefficienti riduttivi relativi ai parametri JRC e JCS, si è proposto di abbattere del 25% il solo parametro di scabrezza (JRC) ritenendo sufficientemente cautelativa l'assunzione qui fatta.

Tabella 8.22: Parametri geotecnici utilizzati

Unità litoide	Mc	
	M1	M2
Coefficienti parziali	M1	M2
γ [kN/m ³]	26	26
φ' res [°]	27	22.2
JRC [-]	10.2	8.16
JCS [MPa]	7.03	7.03
i [°]	0	0

8.3.1.3 Parametri sismici di calcolo

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

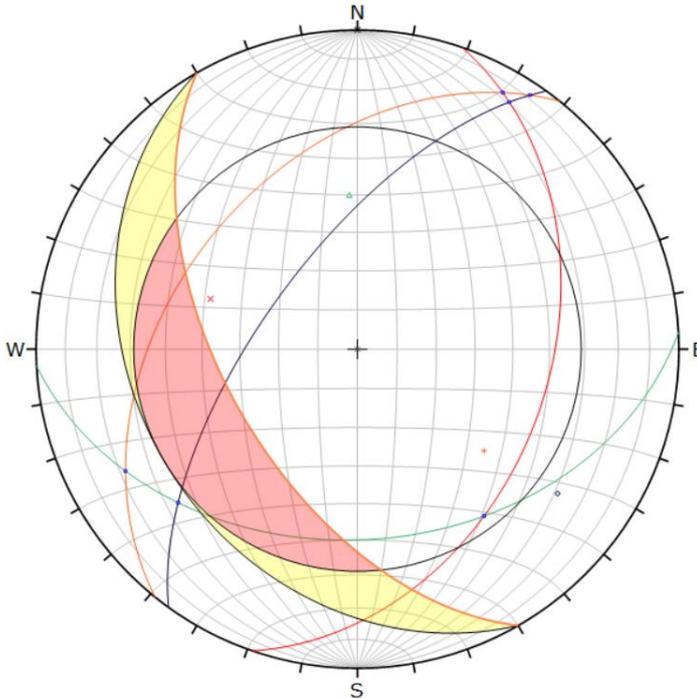
Tabella 8.23: Parametri sismici utilizzati

a_g/g [-]	0.336
S_T [-]	1
S_S [-]	1
a_{max}/g [-]	0.336
β [-]	0.28
k_h [-]	0.094
k_v [-]	0.047

8.3.1.4 Verifiche di stabilità a scorrimento

Il reticolo stereografico permette di individuare 6 cunei di scorrimento di cui nessuno critico:

Figura 8.12: Reticolo stereografico SG02, scavo in corrispondenza della sec 6.

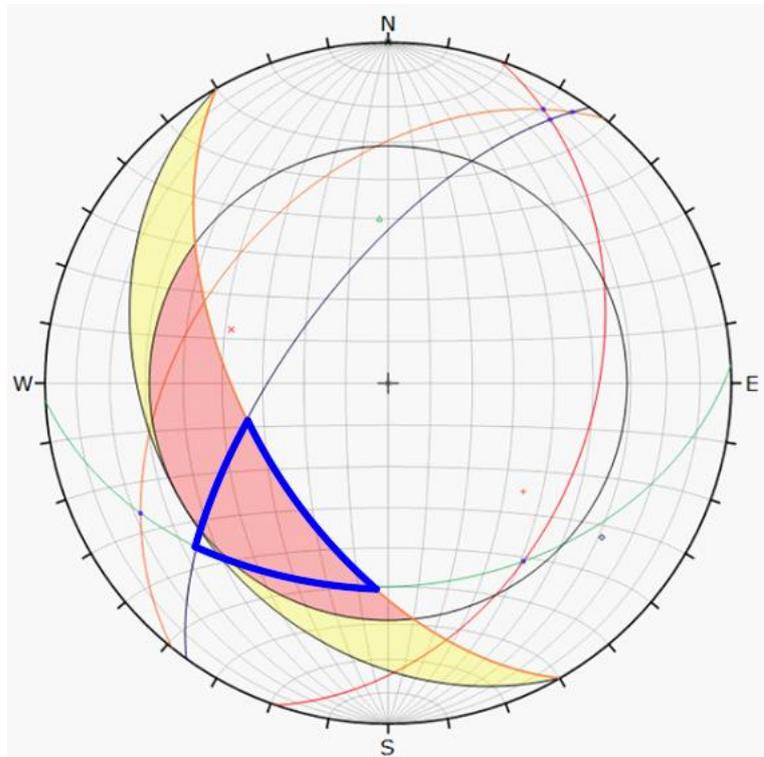


Symbol	ID	Quantity
○	1	1
×	2	1
△	3	1
+	4	1

Symbol	Feature
●	Critical Intersection
●	Intersection

Kinematic Analysis		Wedge Sliding	
Slope Dip	56		
Slope Dip Direction	240		
Friction Angle	31°		
		Critical	Total
Wedge Sliding	0	6	0.00%

Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	4 (4 Entries)
Intersection Mode	Grid Data Planes
Intersections Count	6
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Area

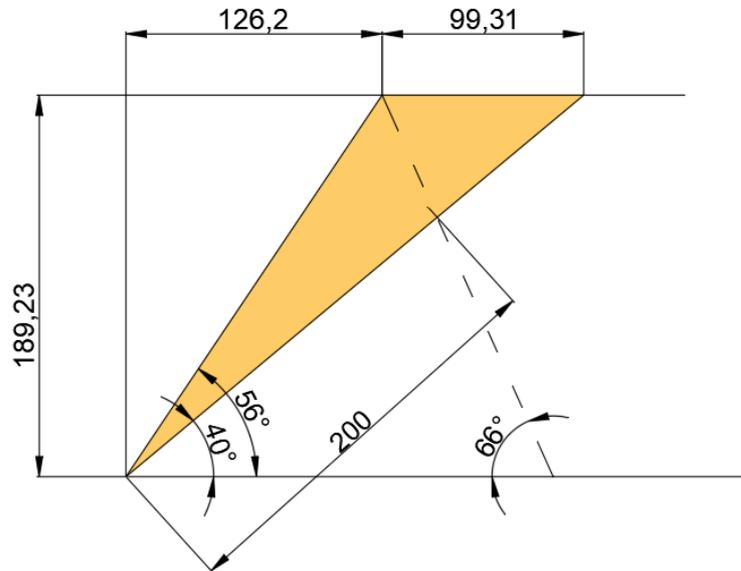


Con riferimento alla superficie critica individuata dalle giaciture:

- K1: 40/177
- K2: 66/240
- Scavo(F): 56.3/240

è stato estrapolato, nota la massima persistenza della discontinuità (2 m), il cui di rottura su cui eseguire le verifiche di sicurezza allo scorrimento in condizioni sia statiche sia sismiche:

Figura 8.13: Geometria di scivolamento planare F-k1 (dimensioni in centimetri)



Nella tabella seguente si riportano fattori di sicurezza relativi ciascun fenomeno di instabilità potenzialmente verificabile. Si osserva che il fattore di sicurezza minimo nei confronti della stabilità è stato assunto pari a 1.10 così come indicato dalle Norme Tecniche e più precisamente al punto 6.8.2 del DM 14/01/2008. Tale fattore di sicurezza viene applicato sia per il caso statico che per il caso sismico, rispettivamente nelle combinazioni (A2 + M2 + R2) e (M2 + R2 + SISMA).

Tabella 8.24: Verifiche di stabilità

Superfici potenzialmente instabili	Fattore di sicurezza in condizioni statiche ($\gamma_R \geq 1.1$)	Fattore di sicurezza in condizioni sismiche ($\gamma_R \geq 1.1$)
F-k1	1.22	1.12

8.3.1.5 Considerazioni conclusive

Dai risultati che emergono dalle analisi, per tale tratto non è richiesto intervento di stabilizzazione.

8.4 VERIFICHE A TRAZIONE DELLA RETE

La verifica è stata condotta come riportato al 8.1.3.

Le dimensioni del masso di progetto sono quelle ricavate dall'analisi del cuneo di volume **0.64 m³** (alla sezione pk 3+020).

La rete in aderenza è costituita da un filo $\Phi 3$ e una maglia 8 x 10.

Di seguito si riportano i risultati delle analisi condotte:

H	1.7	m
$\beta 1$	56.3	°
$\beta 2$	42	°
A	2.54	m
h1	0.50	m
Volume del blocco	0.64	m ³ /m
Lunghezza blocco	1	m
Peso specifico del blocco	26	kN/m ³
Peso del blocco	16.7	kN/m
Azione di tiro sulla rete	13.9	kN/m
Diametro singolo filo maglia	0.003	m
Area filo	7.06858E-06	m ²
Interasse fili maglia	0.1	m
Area totale	7.06858E-05	m ² /m
Tensione sul filo	196.15	Mpa
Coeff amplificativo azioni	1.3	
Tensione sul filo di progetto	255.00	MPa
Resistenza del filo	550	MPa
Coeff. di sicurezza acciaio	1.15	
Resistenza di progetto	478.26	MPa
FS	1.88	

8.5 VERIFICHE DELLE CHIODATURE

La verifica delle chiodature è stata condotta con riferimento ai criteri di calcolo riportati al 8.1.4 .
Per definire il numero di chiodi è stata determinata, la pressione da applicare al cuneo al fine di garantire un fattore di sicurezza maggiore di 1.1. Tali considerazioni sono state svolte con riferimento alla condizione più gravosa, definita in funzione del massimo volume da stabilizzare e del minimo fattore di sicurezza ottenuto dalle analisi.

Per il chiodo più sollecitato sono state condotte le seguenti verifiche:

- **Verifica a taglio e trazione del chiodo**

H	1.7 m
β_1	56.3 °
Tiro orizzontale necessario	1 kN/m
Tiro ortogonale alla scarpata	1.20 kN/m
interasse chiodature x	3 m
interasse chiodature y	3 m
Azione di trazione sul chiodo	6.4 kN
Azione di taglio sul chiodo	9.5 kN
Diametro barra	20 mm
Area barra	314.16 mm ²
Tensione di snervamento	500 MPa
Tensione a rottura	550 MPa
Resistenza a snervamento	157.08 kN
Coeff. Sicurezza acciaio	1.15
Resistenza a snervamento di progetto	136.59 kN
FS	21.5
Resistenza a taglio di progetto	69.12 kN
FS	7.2
Verifica a taglio e trazione	0.17 <1

- **Verifica geotecnica di ancoraggio del chiodo**

Le verifiche geotecniche condotte sono relative alla determinazione della lunghezza di ancoraggio del chiodo impegnato nel sostegno della rete metallica; infatti, verificato che il chiodo sia sufficientemente resistente all'azione di taglio diretto, deve essere valutata la lunghezza di installazione. Nella determinazione della lunghezza complessiva del chiodo, si è sempre considerata una parte non reagente in prossimità del fronte in modo che l'ancoraggio delle chiodature sia sempre effettuato nella porzione più profonda dell'ammasso roccioso, al di fuori della porzione instabile. Tale lunghezza è stata presa cautelativamente pari a 1.5 m. La lunghezza di ancoraggio è stata determinata a partire dalla pressione minima necessaria per stabilizzare il cuneo e per ottenere un fattore di sicurezza non inferiore a 1.1.

Le verifiche sono riportate schematicamente di seguito:

Lunghezza del chiodo interna	1.5 m
Lunghezza di ancoraggio	4.5 m
Lunghezza totale del chiodo	6 m
Diametro perforazione	90 mm
Tensione di aderenza malta-roccia	200 kPa
Resistenza a sfilamento di calcolo	254.47 kN
Fattore riduttivo	1.8
Resistenza a sfilamento caratteristica	141.37 kN
Coefficiente parziale resistenze	1.2
Resistenza a sfilamento di progetto	117.81 kN
Verifica a sfilamento	117.8 > 6.4
Verifica Gerarchia delle resistenze	117.8 < 136.6

8.6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Si adottano due tipo di interventi:

- Sulle scarpate 3V/2H è prevista una copertura delle scarpate con rete metallica a doppia torsione $\phi 3$ mm a maglia esagonale 8x10 cm i cui chiodi, disposti su una maglia 3x3 m, hanno la sola funzione di ancorare tale rete alla parete;
- Tra le progressive 2+900 e 3+050 si prevede un intervento di rafforzamento corticale della scarpata con rete metallica a doppia torsione $\phi 3$ mm a maglia esagonale 8x10 cm e reticolo di contenimento romboidale. L'ancoraggio della rete viene effettuato con chiodi $\phi 20$ mm, perforazione $\phi 90$ mm e lunghezza 6 m disposti a maglia 3x3 m.

9 RILEVATI - ANALISI DEI CEDIMENTI

Nel presente capitolo si riporta lo studio dei cedimenti dei rilevati stradali.

Tali analisi sono state condotte su tutti i rilevati presenti nel lotto in esame, in relazione sia alla diversa altezza degli stessi che alla diversa geomorfologia dei terreni di base.

Per una maggiore comprensione, si è preferito riportare soltanto lo studio delle sezioni trasversali più rappresentative, ovvero le più gravose.

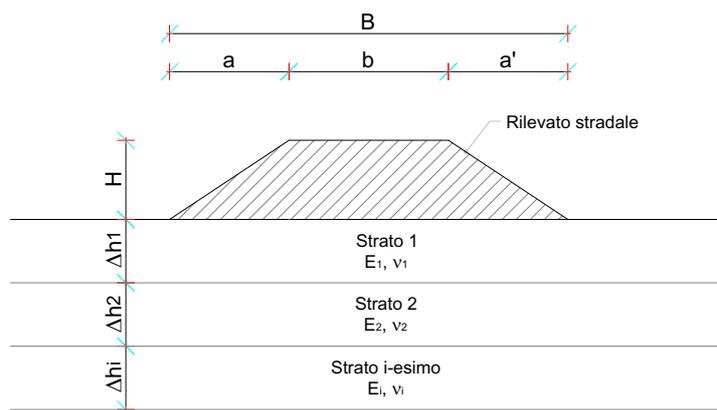
9.1 CRITERI DI VERIFICA

Considerato che terreni incoerenti e terreni coesivi, sotto l'azione di carichi applicati, presentano un comportamento diverso, si è preferito esporre separatamente i metodi di calcolo utilizzati per le analisi dei cedimenti dei rilevati.

Terreni incoerenti

La valutazione dei cedimenti è stata effettuata attraverso la "Teoria dell'elasticità".

Figura 9-1: Schema di calcolo del cedimento elastico in condizioni drenate



Tale teoria consiste nel suddividere il terreno di fondazione del rilevato in n strati di spessore Δh_i , quindi nel valutare il cedimento complessivo dalla somma dei cedimenti dei singoli strati secondo l'espressione seguente:

$$w_{tot} = \sum_i w_i = \sum_i \frac{\Delta \sigma_{zi}}{E_i} \cdot \Delta h_i$$

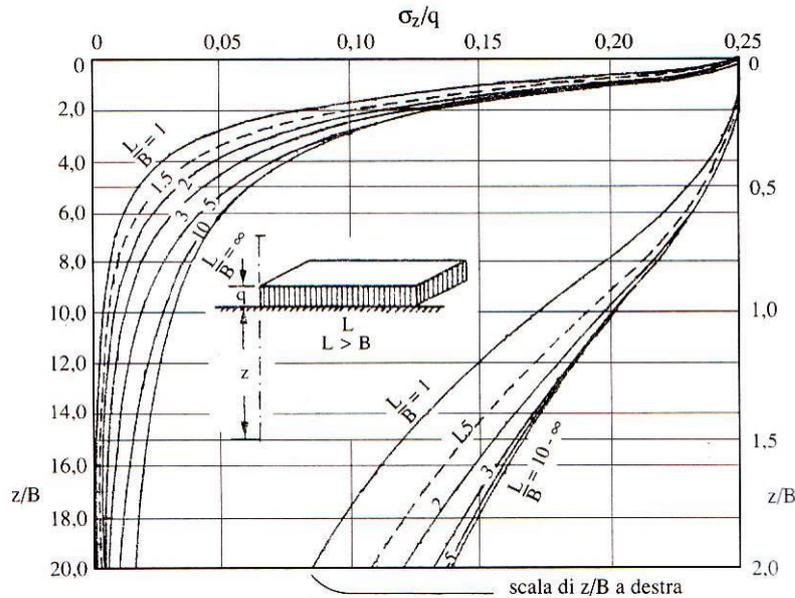
dove:

- $\Delta \sigma_{zi}$ = Incremento di tensione verticale indotto dal carico alla profondità z_i
- z_i = Profondità media dal piano di carico dello strato i-esimo considerato
- E_i = Modulo elastico dello strato i-esimo considerato

- ΔH_i = Spessore dello strato i-esimo considerato

L'incremento di tensione indotto dal carico $\Delta\sigma_z$ viene valutato mediante la teoria del semispazio elastico di Boussinesq, in particolare si fa uso dell'abaco di Steinbrenner (1934) valido per i casi generali di carico distribuito uniforme su di un'area rettangolare di lati B ed L ($L > B$) che consentono di valutare le tensioni lungo la verticale passante per il vertice dell'area di carico:

Figura 9-2: Abaco di Steinbrenner



Da esse, con semplici operazioni di sovrapposizione degli effetti, è possibile risalire alle tensioni indotte lungo una verticale qualsiasi di un'area di carico rettangolare o comunque scomponibile in rettangoli. L'espressione analitica della tensione è la seguente:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2 \cdot \pi} \cdot \left[\arctan \frac{L \cdot B}{c \cdot z} + \frac{L \cdot B \cdot z}{c} \cdot \left(\frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2} \right) \right]$$

dove:

– q = carico distribuito uniforme:

$$_m = \sqrt{L^2 + z^2}$$

$$_n = \sqrt{B^2 + z^2}$$

$$_c = \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}$$

Nei terreni incoerenti, per la loro elevata permeabilità, il processo di consolidazione è molto rapido per cui i cedimenti distorsionali e volumetrici avvengono contemporaneamente, all'atto di applicazione dei carichi. Per questo motivo tali cedimenti vengono definiti "immediati (w_{imm})".

Terreni coesivi

Nei terreni a grana fine soggetti all'applicazione di un carico, i cedimenti avvengono in parte all'atto stesso del carico, per deformazioni a volume costante dell'insieme scheletro solido-acqua (cedimento immediato o non drenato w_0), ed in parte gradualmente nel tempo a seguito dell'espulsione dell'acqua e della conseguente dissipazione delle sovrappressioni neutre (cedimento di consolidazione w_c). In corrispondenza di un generico tempo t può porsi:

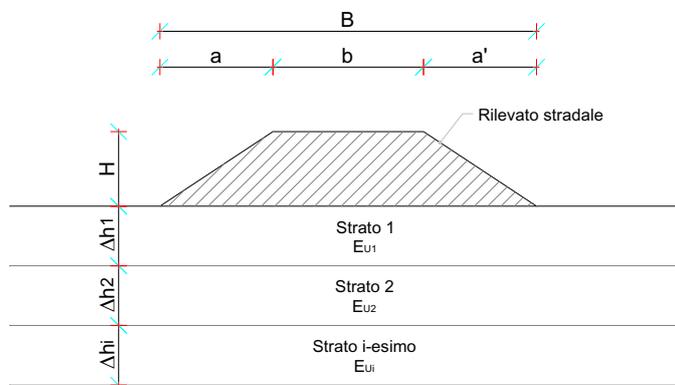
$$w_{tot} = w_0 + U \cdot w_c$$

dove U è il grado di consolidazione e varia nel tempo tra 0 e 1.

Per il calcolo di tale cedimento w_{tot} si applica la teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

Tale teoria si basa sulle determinazioni sperimentali di una prova ad espansione laterale impedita (prova edometrica) in cui le deformazioni avvengono solo in direzione verticale senza contrazioni o espansioni orizzontali. Tale ipotesi edometrica risulta tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la larghezza dell'area di impronta del carico. Il terreno di fondazione del rilevato viene suddiviso in n strati di spessore Δh_i :

Figura 9-3: Schema di calcolo del cedimento in condizioni non drenate ed edometrico



Il terreno di fondazione del rilevato viene suddiviso in n strati di spessore Δh_i ed il cedimento complessivo è pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati:

$$w_{ed} = \sum_i w_{edi}$$

La relazione si presenta in forma diversa in relazione ai parametri di deformabilità noti. In particolare, noto il modulo edometrico del terreno di fondazione, risulta:

$$w_{edi} = \frac{\Delta\sigma_{zi}}{E_{ed}} \cdot \Delta H_i$$

dove:

- $\Delta\sigma_{zi}$ = Incremento di tensione verticale indotto dal carico alla profondità z_i
- z_i = Profondità media dal piano di carico dello strato i -esimo considerato
- E_{ed} = Modulo edometrico dello strato i -esimo considerato
- ΔH_i = Spessore dello strato i -esimo considerato
- w_{ed} = cedimento edometrico

L'incremento di tensione verticale indotta dal carico $\Delta\sigma_{zi}$ viene valutato mediante gli abachi di Steinbrenner (1934), come descritto al punto precedente.

Padfield e Sharrock (1983), dopo un ampio esame delle evidenze sperimentali, forniscono le seguenti indicazioni:

per terreni sovraconsolidati: $w_0 = (0.5 \div 0.6) \cdot w_{ed}$

$$w_c = (0.4 \div 0.5) \cdot w_{ed}$$

$$w_{tot} = w_{ed}$$

per terreni normalconsolidati: $w_0 = 0.1 \cdot w_{ed}$

$$w_c = w_{ed}$$

$$w_{tot} = 1.1 \cdot w_{ed}$$

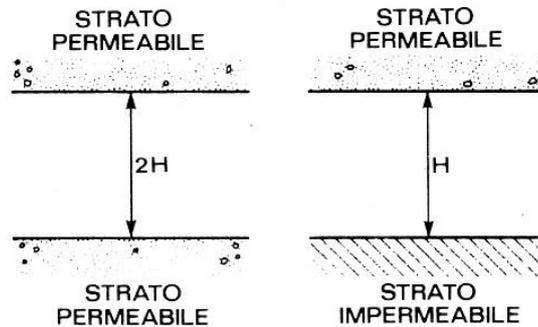
Nota il cedimento totale w_{tot} è possibile risalire al valore del cedimento al tempo t $w(t)$ attraverso la relazione già descritta $w_{tot} = w_0 + U \cdot w_c$.

Il grado di consolidazione è funzione del fattore di tempo adimensionale T_v , che assume la seguente espressione:

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

funzione del tempo t , del coefficiente di consolidazione primaria e del massimo percorso di drenaggio H che dipende dalle condizioni al contorno:

Figura 9-4: Condizioni di drenaggio al contorno



Infatti, nel caso in cui lo strato oggetto del processo di consolidazione presenti un singolo contorno drenante, il massimo percorso di drenaggio H coincide con l'intero spessore dello strato. Nei casi, invece, in cui lo strato presenti due contorni drenanti, sia a tetto che a letto dello strato in consolidazione, allora il massimo percorso di drenaggio H è pari alla metà dello spessore dello strato.

Per valutare il valore del grado di consolidazione si fa uso della relazione di Sivaram e Swamee (1977):

$$U_m = \frac{(4 \cdot Tv / \pi)^{0.5}}{\left[1 + \left(\frac{4 \cdot Tv}{\pi} \right)^{2.8} \right]^{1.79}}$$

dove U_m è il grado di consolidazione medio.

La verifica dei cedimenti di un rilevato consiste nel valutare i cedimenti residui a partire dalla fine della fase di costruzione del rilevato, in modo da evitare in fase di esercizio abbassamenti dannosi per l'opera infrastrutturale presente.

In sede di analisi, si è stabilito un cedimento massimo totale di 5 cm. Tale limite è stato fissato per i cedimenti residui a fine costruzione del rilevato stradale, il cui periodo in fase di progettazione è stato stimato pari a 6 mesi.

Infine, quale profondità d'influenza del carico in fondazione è stata considerata quella entro la quale la tensione verticale indotta dal carico in fondazione risulta superiore a una data percentuale della tensione litostatica.

9.2 RISULTATI VERIFICHE DEI CEDIMENTI

Le analisi sono state condotte su tutti i rilevati stradali presenti, in relazione sia all'altezza degli stessi che alla geomorfologia dei terreni di base; per semplicità di trattazione, di seguito sono state descritte soltanto le sezioni trasversali più rappresentative che risultano essere le più gravose in termini di cedimento.

Tabella 9-1: Sezioni trasversali dei rilevati più rappresentativi

PROGRESSIVA
4+300
6+140
11+240
12+781
14+241
15+201
16+141

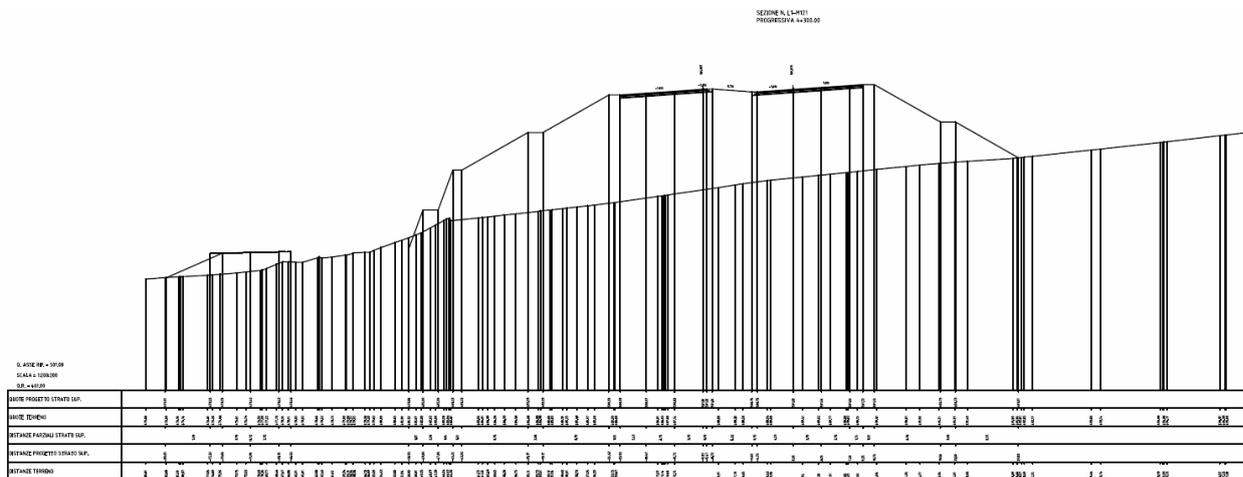
9.2.1 __ Rilevato Sez. L1_pk 4+300

La sezione si trova lungo l'asse principale alla progressiva 4+300.00 in cui il rilevato stradale presenta una altezza media di circa 12.8 m con la seguente successione stratigrafica:

- terreno vegetale da 0.00÷0.50 m dal p.c.
- ghiaia con sabbia di terrazzo fluviale (ar) da 0.50÷5.00 m dal p.c.
- argille marnose con consistenza lapidea (CF) da 6.00÷16.00 m dal p.c.
- marne e calcari marnosi (CtF) da 6.00÷40.00 m dal p.c.

Tali informazioni insieme ai parametri geotecnici utilizzati per il calcolo dei cedimenti sono stati ricavati dai sondaggi S012 e S013 riportato nella Relazione Geotecnica Generale e illustrati graficamente nei Profili Geotecnici.

Figura 9-5: Sezione stradale L1_pk 4+300



I litotipi di base sono tipo incoerente; inoltre vista l'assenza di falda è stata condotta una analisi di tipo drenata. Ciò premesso, si sono trascurati i cedimenti a fine costruzione, in quanto scontabili durante le diverse fasi costruttive. Discorso opposto nei riguardi dei cedimenti in condizione di esercizio del rilevato, per i quali è stata posta particolare attenzione, così da verificare la compatibilità dei cedimenti con la

funzionalità dell'opera. A tal riguardo, il carico stradale è stato simulato per mezzo di un sovraccarico di intensità pari a 20kPa esteso per una larghezza stradale complessiva pari a 35 m.

Per il caso in esame è stato riscontrato un cedimento immediato di circa 1.11 cm, inferiore ai limiti previsti da capitolato. Pertanto gli abbassamenti indotti dal rilevato stradale non compromettono la funzionalità dell'infrastruttura.

Nelle figure seguenti si riportano gli input di calcolo del modello e le relative verifiche.

RELAZIONE GEOTECNICA

Figura 9-6: Input geotecnico terreno di base rilevato stradale (sez. L1_ pk 4+300)

N° Strato: 1

Denominazione:	Bonifica
Tipologia stratigrafica:	Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI = 0.00 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF = 0.50 m
Spessore strato:	Δz = 0.50 m
Peso specifico:	γ = 19.00 kN/m ³
Peso specifico saturo:	γ_{sat} = 19.00 kN/m ³
Modulo elastico:	E = 30000 kN/m ²
Modulo edometrico:	Eed = - kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR = 1.0
Coefficiente di Poisson:	ν = 0.30

N° Strato: 2

Denominazione:	Ar
Tipologia stratigrafica:	Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI = 0.50 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF = 5.00 m
Spessore strato:	Δz = 4.50 m
Peso specifico:	γ = 17.50 kN/m ³
Peso specifico saturo:	γ_{sat} = 17.50 kN/m ³
Modulo elastico:	E = 11600 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR = 1.0
Coefficiente di Poisson:	ν = 0.30

N° Strato: 3

Denominazione:	Mc - sciolta
Tipologia stratigrafica:	Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI = 5.00 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF = 16.00 m
Spessore strato:	Δz = 11.00 m
Peso specifico:	γ = 20.00 kN/m ³
Peso specifico saturo:	γ_{sat} = 20.00 kN/m ³
Modulo elastico:	E = 50000 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR = 1.0
Coefficiente di Poisson:	ν = 0.30

N° Strato: 4

Denominazione:	Ocm - lapideo
Tipologia stratigrafica:	Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI = 16.00 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF = 40.00 m
Spessore strato:	Δz = 24.00 m
Peso specifico:	γ = 19.00 kN/m ³
Peso specifico saturo:	γ_{sat} = 19.00 kN/m ³
Modulo elastico:	E = 3600000 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR = 1.0
Coefficiente di Poisson:	ν = 0.30

Relativamente alla suddivisione dello strato di terreno compressibile in piccoli strati di modesto spessore, come profondità d'influenza del carico in fondazione è stata considerata quella entro la quale

RELAZIONE GEOTECNICA

la tensione verticale indotta dal carico in fondazione risulta superiore al 15% della tensione litostatica. Tale valore della profondità di influenza nel caso in esame risulta pari a 18.5 m.

Figura 9-7: Tabella di calcolo dei cedimenti rilevato stradale (sez. L1_M121)

N° tratto	zfin con. dal p.p. (m)	zm con. dal p.p. (m)	n° strato	γ^* (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_z$ (kN/m ²)	$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z$ (kN/m ²)	σ'_p (kN/m ²)	Drenato
									Δw_{imm} (cm)
1	0.93	0.46	1	19.00	8.79	19.99	28.77	8.79	0.06
2	1.85	1.39	2	17.50	24.98	19.96	44.94	24.98	0.16
3	2.78	2.31	2	17.50	41.16	19.94	61.10	41.16	0.16
4	3.70	3.24	2	17.50	57.35	19.91	77.26	57.35	0.16
5	4.63	4.16	2	17.50	73.54	19.89	93.42	73.54	0.16
6	5.55	5.09	3	20.00	92.04	19.77	111.81	92.04	0.04
7	6.48	6.01	3	20.00	110.54	19.62	130.16	110.54	0.04
8	7.40	6.94	3	20.00	129.04	19.48	148.51	129.04	0.04
9	8.33	7.86	3	20.00	147.54	19.33	166.87	147.54	0.04
10	9.25	8.79	3	20.00	166.04	19.18	185.22	166.04	0.04
11	10.18	9.71	3	20.00	184.54	18.91	203.45	184.54	0.03
12	11.10	10.64	3	20.00	203.04	18.64	221.68	203.04	0.03
13	12.03	11.56	3	20.00	221.54	18.37	239.91	221.54	0.03
14	12.95	12.49	3	20.00	240.04	18.11	258.14	240.04	0.03
15	13.88	13.41	3	20.00	258.54	17.82	276.36	258.54	0.03
16	14.80	14.34	3	20.00	277.04	17.49	294.53	277.04	0.03
17	15.73	15.26	3	20.00	295.54	17.16	312.70	295.54	0.03
18	16.65	16.19	4	19.00	313.11	16.83	329.95	313.11	0.00
19	17.58	17.11	4	19.00	330.69	16.51	347.19	330.69	0.00
20	18.50	18.04	4	19.00	348.26	16.18	364.45	348.26	0.00

Cedimento finale del terreno:

$w_f = 1.11$ cm

Legenda:

z_{fin} = Profondità finale del tratto dal p.p.

z_m = Profondità media del tratto dal p.p.

γ^* = peso specifico effettivo del tratto

$\Delta\sigma_z$ = Variazione di carico

σ'_p = Tensione di preconsolidamento

Δw_{imm} = Cedimento immediato

Δw_{ed} = Cedimento edometrico

Δw_{tot} = Cedimento totale

w_f = Cedimento finale del terreno di base del rilevato

9.2.2 __ Rilevato Sez. L1_pk 6+140

La sezione si trova lungo l'asse principale alla progressiva 6+140 in cui il rilevato stradale presenta una altezza media di circa 14 m con la seguente successione stratigrafica:

- terreno vegetale da 0.00÷0.50 m dal p.c.
- ghiaia con sabbia argillosa debolmente limosa (GLS) da 0.50÷6.00 m dal p.c.
- ghiaie con sabbia con limo debolmente argilloso (CAM) da 6.00÷16.00 m dal p.c.

Tali informazioni insieme ai parametri geotecnici utilizzati per il calcolo dei cedimenti sono stati ricavati dal sondaggio S021 riportato nella Relazione Geotecnica Generale e illustrato graficamente nei Profili Geotecnici.

MANDATARIA:

MANDANTI:

Figura 9-9: Input geotecnico terreno di base rilevato stradale (sez. L1_ pk 6+748)

<u>N° Strato: 1</u>		
Denominazione:		Bonifica
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	0,00 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	0,50 m
Spessore strato:	$\Delta z =$	0,50 m
Peso specifico:	$\gamma =$	19,00 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	30000 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1,0
<u>N° Strato: 2</u>		
Denominazione:		GLS
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	0,50 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	6,00 m
Spessore strato:	$\Delta z =$	5,50 m
Peso specifico:	$\gamma =$	18,80 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	9500 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1,0
<u>N° Strato: 3</u>		
Denominazione:		CAM
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	6,00 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	16,00 m
Spessore strato:	$\Delta z =$	10,00 m
Peso specifico:	$\gamma =$	21,40 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	54000 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1,0

Relativamente alla suddivisione dello strato di terreno compressibile in piccoli strati di modesto spessore, come profondità d'influenza del carico in fondazione è stata considerata quella entro la quale la tensione verticale indotta dal carico in fondazione risulta superiore al 15% della tensione litostatica. Tale valore della profondità di influenza nel caso in esame risulta pari a 16 m.

Figura 9-10: Tabella di calcolo dei cedimenti rilevato stradale (sez. L1_pk 6+748)

N° tratto	zfin con. dal p.p. (m)	zm con. dal p.p. (m)	n° strato	γ^* (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_z$ (kN/m ²)	$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z$ (kN/m ²)	σ'_p (kN/m ²)	Drenato
									Δw_{imm} (cm)
1	0.80	0.40	1	19.00	7.60	19.99	27.59	7.60	0.05
2	1.60	1.20	2	18.80	22.64	19.96	42.60	22.64	0.17
3	2.40	2.00	2	18.80	37.68	19.94	57.62	37.68	0.17
4	3.20	2.80	2	18.80	52.72	19.91	72.63	52.72	0.17
5	4.00	3.60	2	18.80	67.76	19.88	87.64	67.76	0.17
6	4.80	4.40	2	18.80	82.80	19.76	102.56	82.80	0.17
7	5.60	5.20	2	18.80	97.84	19.61	117.45	97.84	0.17
8	6.40	6.00	3	21.40	114.96	19.47	134.43	114.96	0.03
9	7.20	6.80	3	21.40	132.08	19.32	151.40	132.08	0.03
10	8.00	7.60	3	21.40	149.20	19.16	168.36	149.20	0.03
11	8.80	8.40	3	21.40	166.32	18.89	185.21	166.32	0.03
12	9.60	9.20	3	21.40	183.44	18.62	202.06	183.44	0.03
13	10.40	10.00	3	21.40	200.56	18.34	218.90	200.56	0.03
14	11.20	10.80	3	21.40	217.68	18.07	235.75	217.68	0.03
15	12.00	11.60	3	21.40	234.80	17.78	252.58	234.80	0.03
16	12.80	12.40	3	21.40	251.92	17.44	269.36	251.92	0.03
17	13.60	13.20	3	21.40	269.04	17.11	286.15	269.04	0.03
18	14.40	14.00	3	21.40	286.16	16.78	302.94	286.16	0.02
19	15.20	14.80	3	21.40	303.28	16.45	319.73	303.28	0.02
20	16.00	15.60	3	21.40	320.40	16.13	336.53	320.40	0.02

Cedimento finale del terreno: $w_r = 1.40$ cm

Legenda:

z_{fin} = Profondità finale del tratto dal p.p.

z_m = Profondità media del tratto dal p.p.

γ^* = peso specifico effettivo del tratto

σ'_{v0} = Tensione verticale efficace

$\Delta\sigma_z$ = Variazione di carico

σ'_p = Tensione di preconsolidamento

Δw_{imm} = Cedimento immediato

Δw_{ed} = Cedimento edometrico

Δw_{tot} = Cedimento totale

w_f = Cedimento finale del terreno di base del rilevato

9.2.3 ___ Rilevato Sez. L1_pk 11+240

La sezione si trova lungo l'asse principale alla progressiva 11+240 in cui il rilevato stradale presenta una altezza media di circa 6.20 m con la seguente successione stratigrafica:

- terreno vegetale da 0.00÷0.80 m dal p.c.
- ghiaie sabbiose limose (Gsl) da 0.80÷8.10 m dal p.c.
- sabbia con ghiaia limosa argillosa (ALS) da 8.10÷14.00 m dal p.c.

Tali informazioni insieme ai parametri geotecnici utilizzati per il calcolo dei cedimenti sono stati ricavati dal sondaggio S043 riportato nella Relazione Geotecnica Generale e illustrato graficamente nei Profili Geotecnici.

Figura 9-12: Input geotecnico terreno di base rilevato stradale (sez. L1_ pk 10+611)

N° Strato: 1

Denominazione:		Bonifica
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	0,00 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	0,80 m
Spessore strato:	Δz =	0,80 m
Peso specifico:	γ =	19,00 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	30000 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1,0

N° Strato: 2

Denominazione:		Gsl
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	0,80 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	8,10 m
Spessore strato:	Δz =	7,30 m
Peso specifico:	γ =	19,50 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	12700 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1,0

N° Strato: 3

Denominazione:		ALS
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	8,10 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	14,00 m
Spessore strato:	Δz =	5,90 m
Peso specifico:	γ =	17,00 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	14200 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1,0

Relativamente alla suddivisione dello strato di terreno compressibile in piccoli strati di modesto spessore, come profondità d'influenza del carico in fondazione è stata considerata quella entro la quale la tensione verticale indotta dal carico in fondazione risulta superiore al 15% della tensione litostatica. Tale valore della profondità di influenza nel caso in esame risulta pari a 13.50 m.

Figura 9-13: Tabella di calcolo dei cedimenti rilevato stradale (sez. L1_pk 10+611)

N° tratto	zfin con. dal p.p. (m)	zm con. dal p.p. (m)	n° strato	γ^* (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_z$ (kN/m ²)	$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z$ (kN/m ²)	σ'_p (kN/m ²)	Drenato
									Δw_{imm} (cm)
1	0.68	0.34	1	19.00	6.41	19.99	26.40	6.41	0.04
2	1.35	1.01	2	19.50	19.58	19.96	39.54	19.58	0.11
3	2.03	1.69	2	19.50	32.74	19.94	52.67	32.74	0.11
4	2.70	2.36	2	19.50	45.90	19.91	65.81	45.90	0.11
5	3.38	3.04	2	19.50	59.06	19.88	78.95	59.06	0.11
6	4.05	3.71	2	19.50	72.23	19.75	91.98	72.23	0.10
7	4.73	4.39	2	19.50	85.39	19.60	104.99	85.39	0.10
8	5.40	5.06	2	19.50	98.55	19.45	118.00	98.55	0.10
9	6.08	5.74	2	19.50	111.71	19.30	131.02	111.71	0.10
10	6.75	6.41	2	19.50	124.88	19.13	144.00	124.88	0.10
11	7.43	7.09	2	19.50	138.04	18.85	156.89	138.04	0.10
12	8.10	7.76	2	19.50	151.20	18.58	169.78	151.20	0.10
13	8.78	8.44	3	17.00	162.68	18.30	180.98	162.68	0.09
14	9.45	9.11	3	17.00	174.15	18.03	192.18	174.15	0.09
15	10.13	9.79	3	17.00	185.63	17.72	203.34	185.63	0.08
16	10.80	10.46	3	17.00	197.10	17.38	214.48	197.10	0.08
17	11.48	11.14	3	17.00	208.58	17.04	225.62	208.58	0.08
18	12.15	11.81	3	17.00	220.05	16.71	236.76	220.05	0.08
19	12.83	12.49	3	17.00	231.53	16.37	247.90	231.53	0.08
20	13.50	13.16	3	17.00	243.00	16.05	259.05	243.00	0.08

Cedimento finale del terreno:

$w_f = 1.84$ cm

Legenda:

z_{fin} = Profondità finale del tratto dal p.p.

z_m = Profondità media del tratto dal p.p.

γ^* = peso specifico effettivo del tratto

σ'_{v0} = Tensione verticale efficace

$\Delta\sigma_z$ = Variazione di carico

σ'_p = Tensione di preconsolidamento

Δw_{imm} = Cedimento immediato

Δw_{ed} = Cedimento edometrico

Δw_{tot} = Cedimento totale

w_f = Cedimento finale del terreno di base del rilevato

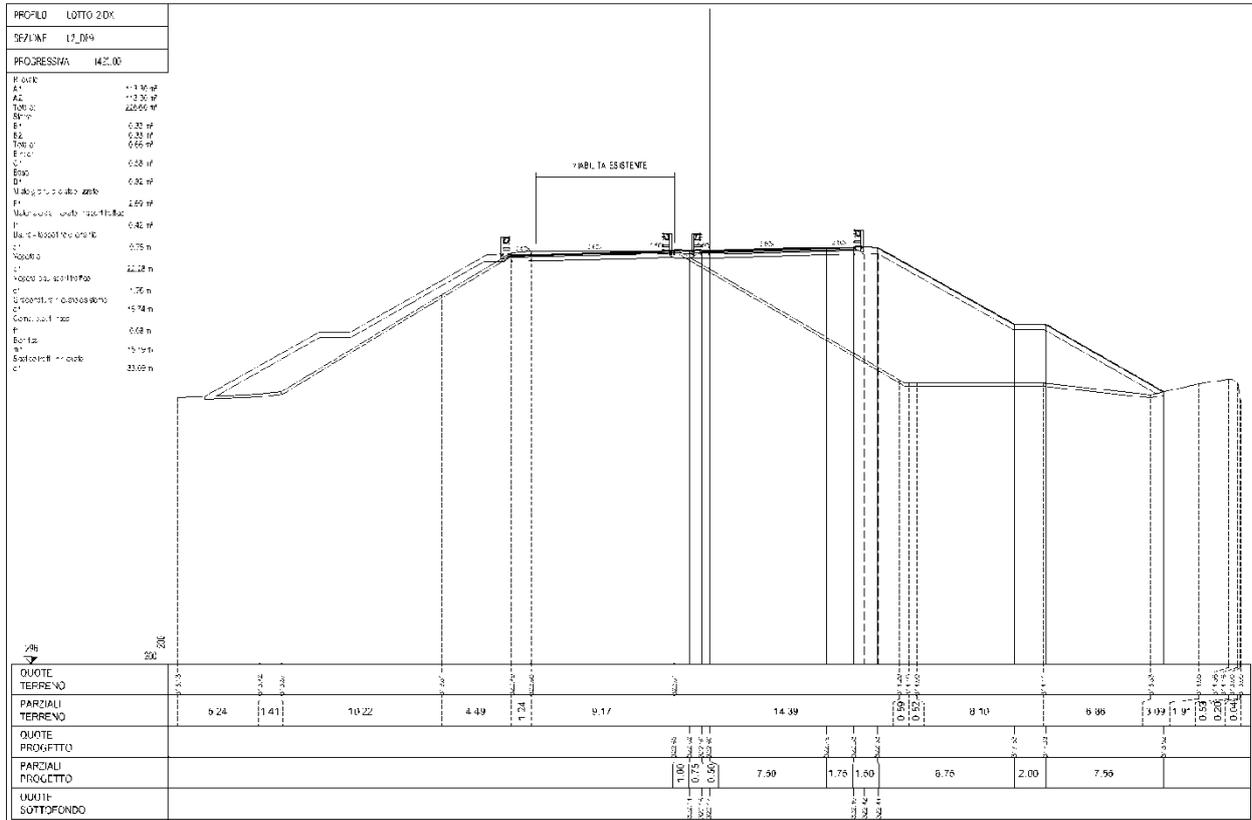
9.2.4 Rilevato Sez. L1_pk 12+781

La sezione si trova lungo l'asse principale alla progressiva 12+781 in cui il rilevato stradale presenta una altezza media di circa 9.2 m con la seguente successione stratigrafica:

- bonifica da 0.00÷0.40 m dal p.c.
- ghiaie sabbiose limose (GSL) da 0.40÷6.10 m dal p.c.
- sabbie limose (SL) da 6.10÷11.30 m dal p.c.
- limose argillose con sabbie (A-ASL) da 11.30÷25.00 m dal p.c.

Tali informazioni insieme ai parametri geotecnici utilizzati per il calcolo dei cedimenti sono stati ricavati dal sondaggio S048 riportato nella Relazione Geotecnica Generale e illustrato graficamente nei Profili Geotecnici.

Figura 9-14: Sezione stradale L1_pk 12+781



Il livello di falda è stato desunto dalle letture piezometriche effettuate nel sondaggio S048, dalle quali si evince una profondità media della falda pari a circa 9,00 m dal p.c.

Ciò premesso, è stata effettuata un'analisi in condizioni drenate negli strati soprafalda e in condizioni non drenate in corrispondenza degli strati coesivi sottofalda.

Per il caso in esame è stato riscontrato un cedimento residuo a 6 mesi pari a 4.19 cm, inferiore ai limiti previsti da capitolato.

Il valore del coefficiente di permeabilità, necessario per la determinazione del coefficiente di consolidazione, è stato ricavato dalla prova di laboratorio relativa al sondaggio S048; tale valore risulta proveniente da un'analisi di laboratorio di un campione coesivo e pertanto il valore introdotto potrebbe non essere rappresentativo dell'effettiva permeabilità dell'intero ammasso, che risulta sicuramente maggiore vista la presenza di frazioni limoso-sabbiose. Per quanto sopra detto l'aliquota di cedimenti da scontare durante il processo di consolidazione risulterebbe cautelativamente sovrastimata; dal momento che l'analisi eseguita conduce ad esito positivo è possibile concludere che gli abbassamenti indotti dal rilevato stradale non compromettono la funzionalità dell'infrastruttura.

Nelle figure seguenti si riportano gli input di calcolo del modello e le relative verifiche.

RELAZIONE GEOTECNICA

Figura 9-15: Input geotecnico terreno di base rilevato stradale (sez. L1_pk 12+781)

N° Strato: 1

Denominazione:		Bonifica
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	0.00 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	0.40 m
Spessore strato:	Δz =	0.40 m
Peso specifico:	γ =	19.00 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	30000 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1.0

N° Strato: 2

Denominazione:		Gsl
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	0.40 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	6.10 m
Spessore strato:	Δz =	5.70 m
Peso specifico:	γ =	17.00 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	25000 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1.0

N° Strato: 3

Denominazione:		SL
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	6.10 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	11.30 m
Spessore strato:	Δz =	5.20 m
Peso specifico:	γ =	17.00 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	8400 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1.0

N° Strato: 4

Denominazione:		A-ASL
Tipologia stratigrafica:		ND + consolidazione
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	11.30 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	25.00 m
Spessore strato:	Δz =	13.70 m
Peso specifico:	γ =	19.70 kN/m ³
Peso specifico saturo:	γ_{sat} =	19.70 kN/m ³
Modulo edometrico:	Eed =	14378 kN/m ²
Coefficiente di consolidazione primaria:	cv =	1.2E-07 m ² /s
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1.0

RELAZIONE GEOTECNICA

Relativamente alla suddivisione dello strato di terreno compressibile in piccoli strati di modesto spessore, come profondità d'influenza del carico in fondazione è stata considerata quella entro la quale la tensione verticale indotta dal carico in fondazione risulta superiore al 15% della tensione litostatica. Tale valore della profondità di influenza nel caso in esame risulta pari a 24.15 m.

Figura 9-16: Tabella di calcolo dei cedimenti rilevato stradale (sez L1_pk 12+781)

N° tratto	zfin con. dal p.p. (m)	zm con. dal p.p. (m)	n° strato	γ^* (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_z$ (kN/m ²)	$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z$ (kN/m ²)	σ'_p (kN/m ²)	Drenato		Non drenato	
									Δw_{imm} (cm)	Δw_{ed} (cm)	Δw_{tot} (cm)	Δw_{tot} (cm)
1	1.21	0.60	2	17.00	10.26	87.26	97.53	10.26	0.42	-	-	-
2	2.42	1.81	2	17.00	30.79	86.98	117.78	30.79	0.42	-	-	-
3	3.62	3.02	2	17.00	51.32	85.91	137.23	51.32	0.41	-	-	-
4	4.83	4.23	2	17.00	71.85	84.33	156.17	71.85	0.41	-	-	-
5	6.04	5.43	2	17.00	92.37	81.78	174.16	92.37	0.40	-	-	-
6	7.25	6.64	3	17.00	112.90	78.85	191.75	112.90	1.13	-	-	-
7	8.45	7.85	3	17.00	133.43	75.39	208.82	133.43	1.08	-	-	-
8	9.66	9.06	3	7.00	141.88	71.81	213.69	141.88	1.03	-	-	-
9	10.87	10.26	3	7.00	150.33	68.33	218.66	150.33	0.98	-	-	-
10	12.08	11.47	4	9.70	162.05	64.86	226.91	162.05	-	0.05	0.54	0.60
11	13.28	12.68	4	9.70	173.76	61.39	235.15	173.76	-	0.05	0.52	0.57
12	14.49	13.89	4	9.70	185.47	58.02	243.49	185.47	-	0.05	0.49	0.54
13	15.70	15.09	4	9.70	197.18	55.29	252.47	197.18	-	0.05	0.46	0.51
14	16.91	16.30	4	9.70	208.90	52.56	261.45	208.90	-	0.04	0.44	0.49
15	18.11	17.51	4	9.70	220.61	49.82	270.44	220.61	-	0.04	0.42	0.46
16	19.32	18.72	4	9.70	232.32	47.42	279.75	232.32	-	0.04	0.40	0.44
17	20.53	19.92	4	9.70	244.04	45.65	289.69	244.04	-	0.04	0.38	0.42
18	21.74	21.13	4	9.70	255.75	43.88	299.63	255.75	-	0.04	0.37	0.41
19	22.94	22.34	4	9.70	267.46	42.11	309.57	267.46	-	0.04	0.35	0.39
20	24.15	23.55	4	9.70	279.17	40.34	319.51	279.17	-	0.03	0.34	0.37

Cedimento finale del terreno: $w_f = 11.48$ cm

Legenda:

zfin = Profondità finale del tratto dal p.p.

zm = Profondità media del tratto dal p.p.

γ^* = peso specifico effettivo del tratto

$\Delta\sigma_z$ = Variazione di carico

σ'_p = Tensione di preconsolidamento

Δw_{imm} = Cedimento immediato

Δw_{ed} = Cedimento edometrico

Δw_{tot} = Cedimento totale

wf = Cedimento finale del terreno di base del rilevato

MANDATARIA:

MANDANTI:

Figura 9-17: Tabella di calcolo dei cedimenti di consolidazione rilevato stradale (sez. L1_pk 12+781)

Tempo di riferimento = $t = 6.0$ mesi
1.56E+07 sec

N° strato	Tipo strato	w_c (cm)	w_{imm} (cm)	w_{tot} (cm)	Drenaggio (1; 2)	T_v	U_m	$w(t)$ (cm)	w_{res} (cm)
2	Drenato	0.00	0.42	0.42	2	-	-	-	-
2	Drenato	0.00	0.42	0.42	2	-	-	-	-
2	Drenato	0.00	0.41	0.41	2	-	-	-	-
2	Drenato	0.00	0.41	0.41	2	-	-	-	-
2	Drenato	0.00	0.40	0.40	2	-	-	-	-
3	Drenato	0.00	1.13	1.13	2	-	-	-	-
3	Drenato	0.00	1.08	1.08	2	-	-	-	-
3	Drenato	0.00	1.03	1.03	2	-	-	-	-
3	Drenato	0.00	0.98	0.98	2	-	-	-	-
4	ND + consolidazione	0.54	0.05	0.60	1	0.01	0.11	0.06	0.48
4	ND + consolidazione	0.52	0.05	0.57	1	0.01	0.11	0.06	0.46
4	ND + consolidazione	0.49	0.05	0.54	1	0.01	0.11	0.05	0.43
4	ND + consolidazione	0.46	0.05	0.51	1	0.01	0.11	0.05	0.41
4	ND + consolidazione	0.44	0.04	0.49	1	0.01	0.11	0.05	0.39
4	ND + consolidazione	0.42	0.04	0.46	1	0.01	0.11	0.05	0.37
4	ND + consolidazione	0.40	0.04	0.44	1	0.01	0.11	0.04	0.35
4	ND + consolidazione	0.38	0.04	0.42	1	0.01	0.11	0.04	0.34
4	ND + consolidazione	0.37	0.04	0.41	1	0.01	0.11	0.04	0.33
4	ND + consolidazione	0.35	0.04	0.39	1	0.01	0.11	0.04	0.31
4	ND + consolidazione	0.34	0.03	0.37	1	0.01	0.11	0.04	0.30
Somma =		4.71	6.76	11.48				0.52	4.19

Legenda:

T_v = Fattore di tempo adimensionalizzato
 U_m = Grado di consolidazione medio (formula di Sivaram e Swamee, 1977)
 w_c = Cedimento di consolidazione
 $w(t)$ = Cedimento dello strato al tempo t
 w_{res} = Cedimento residuo dello strato al tempo t
Drenaggio = Percorso di drenaggio (singolo o doppio lato drenante)

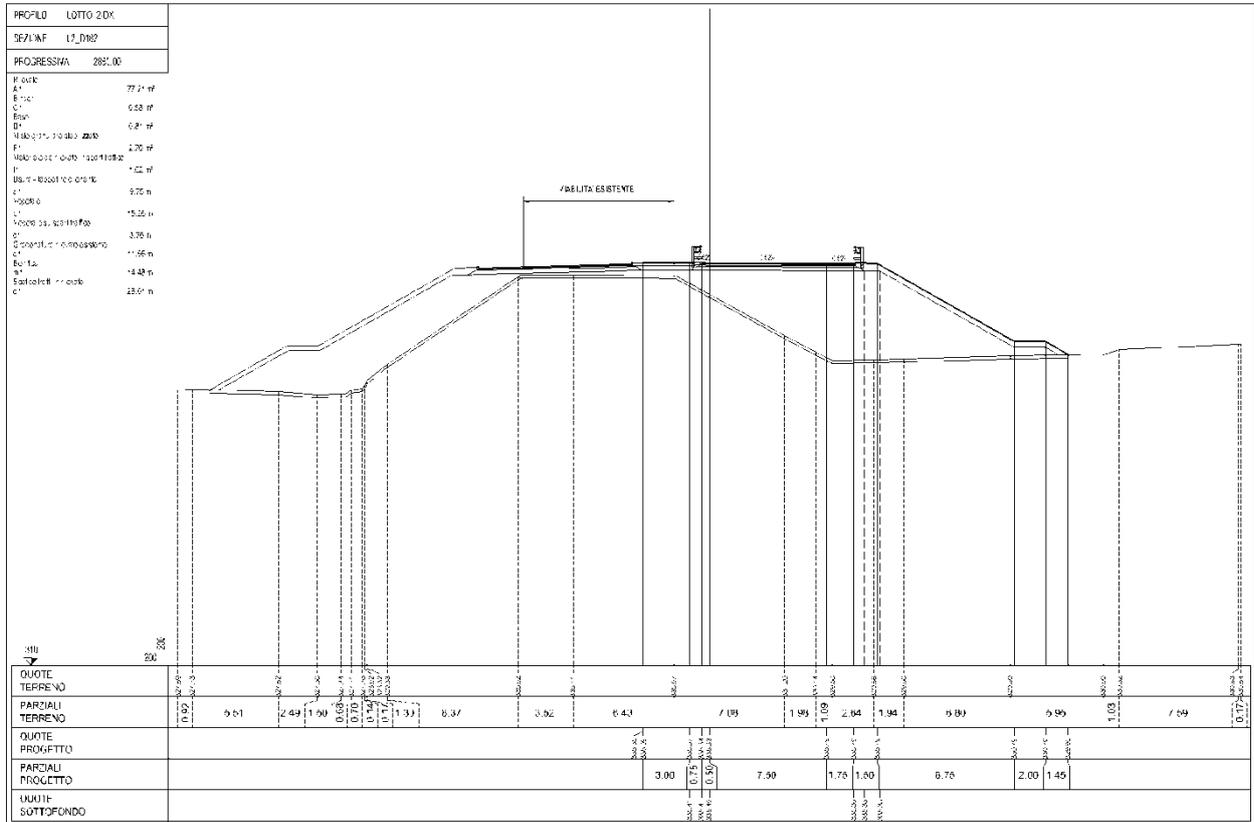
9.2.5 Rilevato Sez. L1_pk 14+241

La sezione si trova lungo l'asse principale alla progressiva 14+241 in cui il rilevato stradale presenta una altezza media di circa 6.5 m con la seguente successione stratigrafica:

- bonifica da 0.00÷0.70 m dal p.c.
- argilla con limo debolmente sabbiosa (AM) da 0.70÷9.00 m dal p.c.
- limo con argilla sabbioso (MA-m) da 9.00÷14.00 m dal p.c.

Tali informazioni insieme ai parametri geotecnici utilizzati per il calcolo dei cedimenti sono stati ricavati dal sondaggio S054 riportato nella Relazione Geotecnica Generale e illustrato graficamente nei Profili Geotecnici.

Figura 9-18: Sezione stradale L1_pk 14+241



Il livello di falda è stato desunto dalle letture piezometriche effettuate nel sondaggio S54, dalle quali si evince che la falda è assente.

Ciò premesso, è stata effettuata un'analisi in condizioni drenate; inoltre, si sono trascurati i cedimenti a fine costruzione, in quanto scontabili durante le diverse fasi costruttive. Discorso opposto nei riguardi dei cedimenti in condizione di esercizio del rilevato, per i quali è stata posta particolare attenzione, così da verificare la compatibilità dei cedimenti con la funzionalità dell'opera. A tal riguardo, il carico stradale è stato simulato per mezzo di un sovraccarico di intensità pari a 20kPa esteso per una larghezza stradale complessiva pari a 25 m.

Per il caso in esame è stato riscontrato un cedimento immediato di circa 1.54 cm, inferiore ai limiti previsti da capitolato. Pertanto gli abbassamenti indotti dal rilevato stradale non compromettono la funzionalità dell'infrastruttura.

Nelle figure seguenti si riportano gli input di calcolo del modello e le relative verifiche.

Figura 9-19: Input geotecnico terreno di base rilevato stradale (sez. L1_pk 14+241)

N° Strato: 1

Denominazione:		Bonifica
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	0,00 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	0,70 m
Spessore strato:	$\Delta z =$	0,70 m
Peso specifico:	$\gamma =$	19,00 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	30000 kN/m ²

N° Strato: 2

Denominazione:		AM
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	0,70 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	9,00 m
Spessore strato:	$\Delta z =$	8,30 m
Peso specifico:	$\gamma =$	18,70 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	14700 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1,0

N° Strato: 3

Denominazione:		MA-m
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	9,00 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	14,00 m
Spessore strato:	$\Delta z =$	5,00 m
Peso specifico:	$\gamma =$	20,00 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	19000 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1,0

Relativamente alla suddivisione dello strato di terreno compressibile in piccoli strati di modesto spessore, come profondità d'influenza del carico in fondazione è stata considerata quella entro la quale la tensione verticale indotta dal carico in fondazione risulta superiore al 15% della tensione litostatica. Tale valore della profondità di influenza nel caso in esame risulta pari a 13.50 m.

Figura 9-20: Tabella di calcolo dei cedimenti rilevato stradale (sez. L1_pk 14+241)

N° tratto	zfin con. dal p.p. (m)	zm con. dal p.p. (m)	n° strato	γ^* (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_z$ (kN/m ²)	$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z$ (kN/m ²)	σ'_p (kN/m ²)	Drenato
									Δw_{imm} (cm)
1	0.68	0.34	1	19.00	6.41	19.99	26.40	6.41	0.04
2	1.35	1.01	2	18.70	19.04	19.96	39.00	19.04	0.09
3	2.03	1.69	2	18.70	31.66	19.94	51.59	31.66	0.09
4	2.70	2.36	2	18.70	44.28	19.91	64.19	44.28	0.09
5	3.38	3.04	2	18.70	56.90	19.88	76.79	56.90	0.09
6	4.05	3.71	2	18.70	69.53	19.75	89.28	69.53	0.09
7	4.73	4.39	2	18.70	82.15	19.60	101.75	82.15	0.09
8	5.40	5.06	2	18.70	94.77	19.45	114.22	94.77	0.09
9	6.08	5.74	2	18.70	107.39	19.30	126.70	107.39	0.09
10	6.75	6.41	2	18.70	120.02	19.13	139.14	120.02	0.09
11	7.43	7.09	2	18.70	132.64	18.85	151.49	132.64	0.09
12	8.10	7.76	2	18.70	145.26	18.58	163.84	145.26	0.09
13	8.78	8.44	2	18.70	157.88	18.30	176.18	157.88	0.08
14	9.45	9.11	3	20.00	171.38	18.03	189.41	171.38	0.06
15	10.13	9.79	3	20.00	184.88	17.72	202.60	184.88	0.06
16	10.80	10.46	3	20.00	198.38	17.38	215.76	198.38	0.06
17	11.48	11.14	3	20.00	211.88	17.04	228.93	211.88	0.06
18	12.15	11.81	3	20.00	225.38	16.71	242.09	225.38	0.06
19	12.83	12.49	3	20.00	238.88	16.37	255.26	238.88	0.06
20	13.50	13.16	3	20.00	252.38	16.05	268.43	252.38	0.06

Cedimento finale del terreno: $w_f = 1.54$ cm

Legenda:

z_{fin} = Profondità finale del tratto dal p.p.

z_m = Profondità media del tratto dal p.p.

γ^* = peso specifico effettivo del tratto

σ'_{v0} = Tensione verticale efficace

$\Delta\sigma_z$ = Variazione di carico

σ'_p = Tensione di preconsolidamento

Δw_{imm} = Cedimento immediato

Δw_{ed} = Cedimento edometrico

Δw_{tot} = Cedimento totale

w_f = Cedimento finale del terreno di base del rilevato

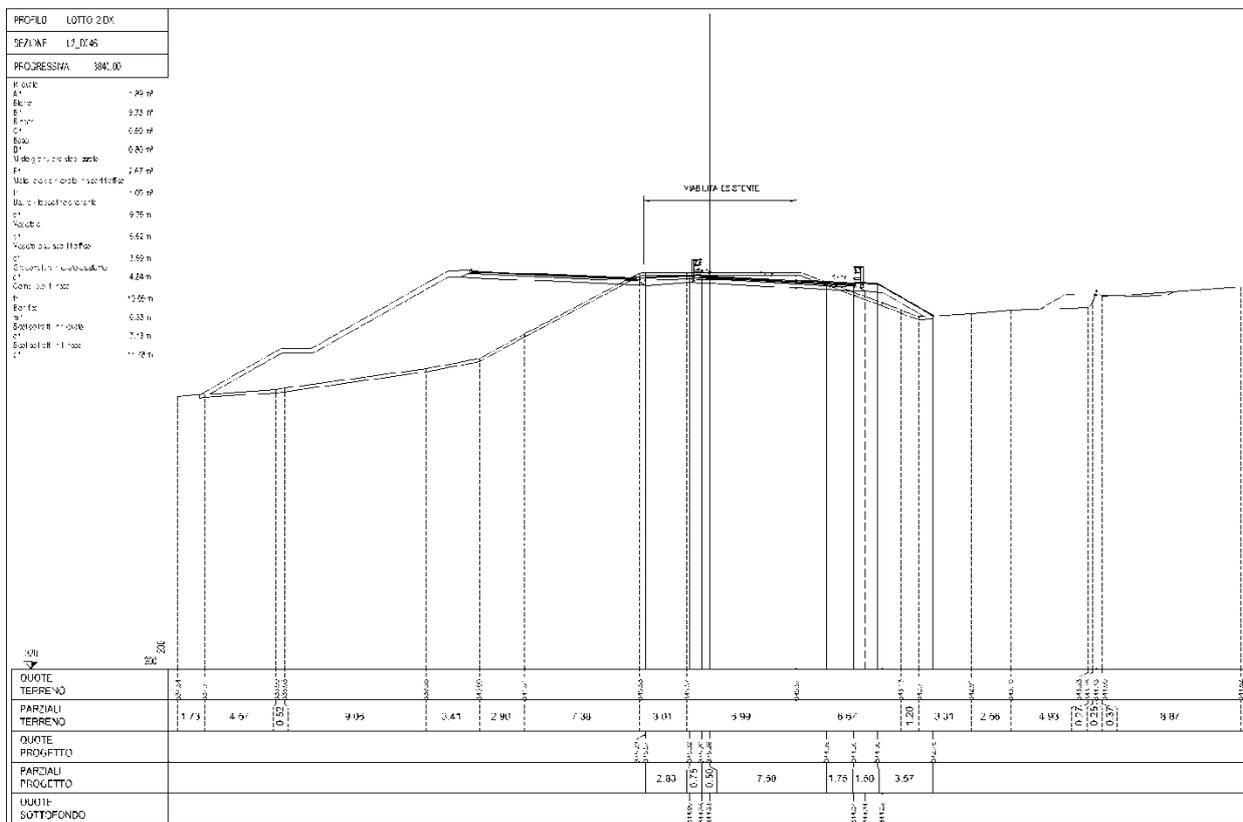
9.2.6 Rilevato Sez. L1_pk 15+201

La sezione si trova lungo l'asse principale alla progressiva 315+201 in cui il rilevato stradale presenta una altezza media di circa 6.2 m con la seguente successione stratigrafica:

- bonifica da 0.00÷0.60 m dal p.c.
- argilla limosa (AL) da 0.60÷5.50 m dal p.c.
- limi sabbiosi con ghiaia (LSG) da 5.50÷10.30 m dal p.c.
- sabbia con limo ghiaiosa (LS) da 10.30÷15.60 m dal p.c.

Tali informazioni insieme ai parametri geotecnici utilizzati per il calcolo dei cedimenti sono stati ricavati dal sondaggio S060 riportato nella Relazione Geotecnica Generale e illustrato graficamente nei Profili Geotecnici.

Figura 9-21: Sezione stradale L1_pk 15+201



Il livello di falda è stato desunto dalle letture piezometriche effettuate nel sondaggio S60, dalle quali si evince una profondità media della falda pari a circa 22.30 m dal p.c.

Ciò premesso, è stata effettuata un'analisi in condizioni drenate; inoltre, si sono trascurati i cedimenti a fine costruzione, in quanto scontabili durante le diverse fasi costruttive. Discorso opposto nei riguardi dei cedimenti in condizione di esercizio del rilevato, per i quali è stata posta particolare attenzione, così da verificare la compatibilità dei cedimenti con la funzionalità dell'opera. A tal riguardo, il carico stradale è stato simulato per mezzo di un sovraccarico di intensità pari a 20kPa esteso per una larghezza stradale complessiva pari a 28 m.

Per il caso in esame è stato riscontrato un cedimento immediato di circa 1.03 cm, inferiore ai limiti previsti da capitolato. Pertanto gli abbassamenti indotti dal rilevato stradale non compromettono la funzionalità dell'infrastruttura.

Nelle figure seguenti si riportano gli input di calcolo del modello e le relative verifiche.

RELAZIONE GEOTECNICA

Figura 9-22: Input geotecnico terreno di base rilevato stradale (sez. L1_pk 15+201)

N° Strato: 1

Denominazione:		Bonifica
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	0,00 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	0,60 m
Spessore strato:	Δz =	0,60 m
Peso specifico:	γ =	19,00 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	30000 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1,0

N° Strato: 2

Denominazione:		AL
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	0,60 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	5,50 m
Spessore strato:	Δz =	4,90 m
Peso specifico:	γ =	20,00 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	30600 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1,0

N° Strato: 3

Denominazione:		LSG
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	5,50 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	10,30 m
Spessore strato:	Δz =	4,80 m
Peso specifico:	γ =	20,00 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	30600 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1,0

N° Strato: 4

Denominazione:		LS
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	10,30 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	15,60 m
Spessore strato:	Δz =	5,30 m
Peso specifico:	γ =	21,70 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	20800 kN/m ²
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1,0

RELAZIONE GEOTECNICA

Relativamente alla suddivisione dello strato di terreno compressibile in piccoli strati di modesto spessore, come profondità d'influenza del carico in fondazione è stata considerata quella entro la quale la tensione verticale indotta dal carico in fondazione risulta superiore al 15% della tensione litostatica. Tale valore della profondità di influenza nel caso in esame risulta pari a 15.00 m.

Figura 9-23: Tabella di calcolo dei cedimenti rilevato stradale (sez. L1_pk 15+201)

N° tratto	zfin con. dal p.p. (m)	zm con. dal p.p. (m)	n° strato	γ^* (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_z$ (kN/m ²)	$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z$ (kN/m ²)	σ'_p (kN/m ²)	Drenato
									Δw_{imm} (cm)
1	0.75	0.38	1	19.00	7.13	19.99	27.11	7.13	0.05
2	1.50	1.13	2	20.00	22.13	19.96	42.09	22.13	0.05
3	2.25	1.88	2	20.00	37.13	19.94	57.06	37.13	0.05
4	3.00	2.63	2	20.00	52.13	19.91	72.04	52.13	0.05
5	3.75	3.38	2	20.00	67.13	19.88	87.01	67.13	0.05
6	4.50	4.13	2	20.00	82.13	19.76	101.88	82.13	0.05
7	5.25	4.88	2	20.00	97.13	19.61	116.73	97.13	0.05
8	6.00	5.63	3	20.00	112.13	19.46	131.59	112.13	0.05
9	6.75	6.38	3	20.00	127.13	19.31	146.44	127.13	0.05
10	7.50	7.13	3	20.00	142.13	19.15	161.27	142.13	0.05
11	8.25	7.88	3	20.00	157.13	18.87	176.00	157.13	0.05
12	9.00	8.63	3	20.00	172.13	18.60	190.73	172.13	0.05
13	9.75	9.38	3	20.00	187.13	18.33	205.45	187.13	0.04
14	10.50	10.13	3	20.00	202.13	18.06	220.18	202.13	0.04
15	11.25	10.88	4	21.70	218.40	17.75	236.15	218.40	0.06
16	12.00	11.63	4	21.70	234.68	17.42	252.10	234.68	0.06
17	12.75	12.38	4	21.70	250.95	17.09	268.04	250.95	0.06
18	13.50	13.13	4	21.70	267.23	16.76	283.98	267.23	0.06
19	14.25	13.88	4	21.70	283.50	16.42	299.92	283.50	0.06
20	15.00	14.63	4	21.70	299.78	16.10	315.87	299.78	0.06

Cedimento finale del terreno: $w_f = 1.03$ cm

Legenda:

z_{fin} = Profondità finale del tratto dal p.p.
 z_m = Profondità media del tratto dal p.p.
 γ^* = peso specifico effettivo del tratto
 σ'_{v0} = Tensione verticale efficace

$\Delta\sigma_z$ = Variazione di carico
 σ'_p = Tensione di preconsolidamento
 Δw_{imm} = Cedimento immediato

Δw_{ed} = Cedimento edometrico
 Δw_{tot} = Cedimento totale
 w_f = Cedimento finale del terreno di base del rilevato

Il valore del coefficiente di permeabilità, necessario per la determinazione del coefficiente di consolidazione, è stato ricavato dalla prova di laboratorio relativa al sondaggio S061; tale valore risulta proveniente da un'analisi di laboratorio di un campione coesivo e pertanto il valore introdotto potrebbe non essere rappresentativo dell'effettiva permeabilità dell'intero ammasso, che risulta sicuramente maggiore vista la presenza di frazioni limoso-sabbiose. Per quanto sopra detto l'aliquota di cedimenti da scontare durante il processo di consolidazione risulterebbe cautelativamente sovrastimata; dal momento che l'analisi eseguita conduce ad esito positivo è possibile concludere che gli abbassamenti indotti dal rilevato stradale non compromettono la funzionalità dell'infrastruttura.

Nelle figure seguenti si riportano gli input di calcolo del modello e le relative verifiche.

Figura 9-25: Input geotecnico terreno di base rilevato stradale (sez. L1_pk 16+141)

N° Strato: 1

Denominazione:		Bonifica
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	0.00 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	1.20 m
Spessore strato:	Δz =	1.20 m
Peso specifico:	γ =	19.00 kN/m ³
Modulo elastico:	E =	30000 kN/m ²

N° Strato: 2

Denominazione:		AL
Tipologia stratigrafica:		Drenato
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	1.20 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	7.40 m
Spessore strato:	Δz =	6.20 m
Peso specifico:	γ =	19.10 kN/m ³
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1.0

N° Strato: 3

Denominazione:		AL
Tipologia stratigrafica:		ND + consolidazione
Profondità iniziale dal p.c.:	ZI =	7.40 m
Profondità finale dal p.c.:	ZF =	26.40 m
Spessore strato:	Δz =	19.00 m
Peso specifico saturo:	γ_{sat} =	19.10 kN/m ³
Modulo edometrico:	Eed =	20711 kN/m ²
Coefficiente di consolidazione primaria:	cv =	1.0E-07 m ² /s
Grado di sovraconsolidazione:	OCR =	1.0

RELAZIONE GEOTECNICA

Relativamente alla suddivisione dello strato di terreno compressibile in piccoli strati di modesto spessore, come profondità d'influenza del carico in fondazione è stata considerata quella entro la quale la tensione verticale indotta dal carico in fondazione risulta superiore al 15% della tensione litostatica. Tale valore della profondità di influenza nel caso in esame risulta pari a 26.40 m.

Figura 9-26: Tabella di calcolo dei cedimenti rilevato stradale (sez. L1_pk 16+141)

N° tratto	zfin con. dal p.p. (m)	zm con. dal p.p. (m)	n° strato	γ^* (kN/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_z$ (kN/m ²)	$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z$ (kN/m ²)	σ'_p (kN/m ²)	Drenato		Non drenato	
									Δw_{imm} (cm)	Δw_{tot} (cm)	Δw_{ed} (cm)	Δw_{tot} (cm)
1	1.32	0.66	1	19.00	12.54	88.17	100.71	12.54	0.39	-	-	-
2	2.64	1.98	2	19.10	37.75	87.92	125.68	37.75	0.82	-	-	-
3	3.96	3.30	2	19.10	62.96	87.28	150.25	62.96	0.81	-	-	-
4	5.28	4.62	2	19.10	88.18	85.88	174.05	88.18	0.80	-	-	-
5	6.60	5.94	2	19.10	113.39	84.25	197.64	113.39	0.78	-	-	-
6	7.92	7.26	2	19.10	138.60	81.65	220.25	138.60	0.76	-	-	-
7	9.24	8.58	3	9.10	150.61	79.04	229.65	150.61	-	0.05	0.50	0.55
8	10.56	9.90	3	9.10	162.62	75.86	238.49	162.62	-	0.05	0.48	0.53
9	11.88	11.22	3	9.10	174.64	72.69	247.33	174.64	-	0.05	0.46	0.51
10	13.20	12.54	3	9.10	186.65	69.60	256.25	186.65	-	0.04	0.44	0.49
11	14.52	13.86	3	9.10	198.66	66.53	265.19	198.66	-	0.04	0.42	0.47
12	15.84	15.18	3	9.10	210.67	63.45	274.12	210.67	-	0.04	0.40	0.44
13	17.16	16.50	3	9.10	222.68	60.38	283.06	222.68	-	0.04	0.38	0.42
14	18.48	17.82	3	9.10	234.70	57.66	292.35	234.70	-	0.04	0.37	0.40
15	19.80	19.14	3	9.10	246.71	55.24	301.95	246.71	-	0.04	0.35	0.39
16	21.12	20.46	3	9.10	258.72	52.82	311.54	258.72	-	0.03	0.34	0.37
17	22.44	21.78	3	9.10	270.73	50.40	321.13	270.73	-	0.03	0.32	0.35
18	23.76	23.10	3	9.10	282.74	48.17	330.91	282.74	-	0.03	0.31	0.34
19	25.08	24.42	3	9.10	294.76	46.60	341.35	294.76	-	0.03	0.30	0.33
20	26.40	25.74	3	9.10	306.77	45.03	351.80	306.77	-	0.03	0.29	0.32

Cedimento finale del terreno: $w_f = 10.27$ cm

Legenda:

zfin = Profondità finale del tratto dal p.p.

zm = Profondità media del tratto dal p.p.

γ^* = peso specifico effettivo del tratto

σ'_{v0} = Tensione verticale efficace

$\Delta\sigma_z$ = Variazione di carico

σ'_p = Tensione di preconsolidamento

Δw_{imm} = Cedimento immediato

Δw_{ed} = Cedimento edometrico

Δw_{tot} = Cedimento totale

w_f = Cedimento finale del terreno di base del rilevato

RELAZIONE GEOTECNICA

Figura 9-27: Tabella di calcolo dei cedimenti di consolidazione rilevato stradale (sez. L1_pk 16+141)

Tempo di riferimento = $t = 6.0$ mesi
1.56E+07 sec

N° strato	Tipo strato	w_c (cm)	w_{imm} (cm)	w_{tot} (cm)	Drenaggio (1; 2)	T_v	U_m	$w(t)$ (cm)	w_{res} (cm)
1	Drenato	0.00	0.39	0.39	2	-	-	-	-
2	Drenato	0.00	0.82	0.82	2	-	-	-	-
2	Drenato	0.00	0.81	0.81	2	-	-	-	-
2	Drenato	0.00	0.80	0.80	2	-	-	-	-
2	Drenato	0.00	0.78	0.78	2	-	-	-	-
2	Drenato	0.00	0.76	0.76	1	-	-	-	-
3	ND + consolidazione	0.50	0.05	0.55	1	0.00	0.08	0.04	0.47
3	ND + consolidazione	0.48	0.05	0.53	1	0.00	0.08	0.04	0.45
3	ND + consolidazione	0.46	0.05	0.51	1	0.00	0.08	0.03	0.43
3	ND + consolidazione	0.44	0.04	0.49	1	0.00	0.08	0.03	0.41
3	ND + consolidazione	0.42	0.04	0.47	1	0.00	0.08	0.03	0.39
3	ND + consolidazione	0.40	0.04	0.44	1	0.00	0.08	0.03	0.37
3	ND + consolidazione	0.38	0.04	0.42	1	0.00	0.08	0.03	0.36
3	ND + consolidazione	0.37	0.04	0.40	1	0.00	0.08	0.03	0.34
3	ND + consolidazione	0.35	0.04	0.39	1	0.00	0.08	0.03	0.33
3	ND + consolidazione	0.34	0.03	0.37	1	0.00	0.08	0.03	0.31
3	ND + consolidazione	0.32	0.03	0.35	1	0.00	0.08	0.02	0.30
3	ND + consolidazione	0.31	0.03	0.34	1	0.00	0.08	0.02	0.28
3	ND + consolidazione	0.30	0.03	0.33	1	0.00	0.08	0.02	0.27
3	ND + consolidazione	0.29	0.03	0.32	1	0.00	0.08	0.02	0.27
Somma =		5.38	4.89	10.27				0.40	4.97

Legenda:

T_v = Fattore di tempo adimensionalizzato

U_m = Grado di consolidazione medio (formula di Sivaram e Swamee, 1977)

w_c = Cedimento di consolidazione

$w(t)$ = Cedimento dello strato al tempo t

w_{res} = Cedimento residuo dello strato al tempo t

Drenaggio = Percorso di drenaggio (singolo o doppio lato drenante)

10 VERIFICHE DI STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO PROVVISORIALI

Il lotto in esame presenta una varietà di litotipi che va da terreni sciolti (coesivi ed incoerenti) a terreni litoidi, e presentano pertanto problematiche geotecniche diverse e di conseguenza diverse modalità costruttive delle opere presenti.

Per quanto concerne gli scavi di sbancamento in corrispondenza delle varie opere d'arte, le pendenze degli scavi sono state via via calibrate al fine di assicurare la stabilità in fase costruttiva in relazione alla tipologia del terreno interessato.

Di seguito si riporta una tabella con le pendenze di scavo distinte per formazione.

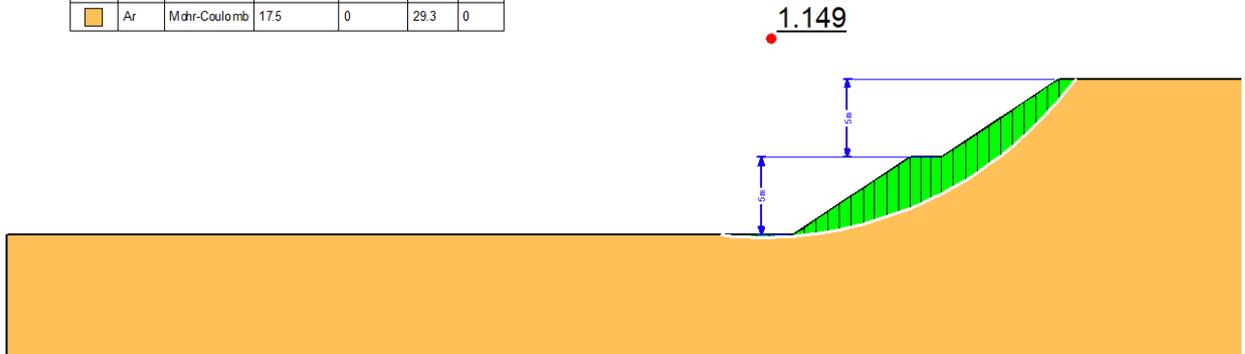
Tabella 10.1: Indicazioni progettuali pendenza scavi provvisoriali lotto 1

Indicazioni progettuali scavi provvisoriali di progetto - Lotto 1	
Formazione	Pendenza scarpate provvisoriali (V/H)
Ar	2/3
Conoide	2/3
Detrito	2/3.5
Mc (Litoide)	5/1
Mc (Sciolta)	1/1
Mcm (Litoide)	5/1
Mcm (Sciolta)	1/1
Ocm (Litoide)	5/1
Ocm (Sciolta)	1/1
P	2/3
Qm	2/3
Rilevato esistente	2/3
a	2/3
Mm	1/1
Qcs	2/3
Qm	1/1

Gli scavi di sbancamento in materiale sciolto (materie di qualunque natura e consistenza, asciutte o bagnate, salvo roccia dura o trovanti di grossa cubatura) vengono condotti a mano o con mezzi meccanici di idonea capacità; gli scavi di sbancamento in terreni litoidi vengono invece eseguiti mediante l'uso di mezzi di demolizione meccanica costituiti dal tipo di attrezzatura che l'impresa riterrà opportuna adoperare (martelloni, demolitore a barre, demolizione a mano ecc.).

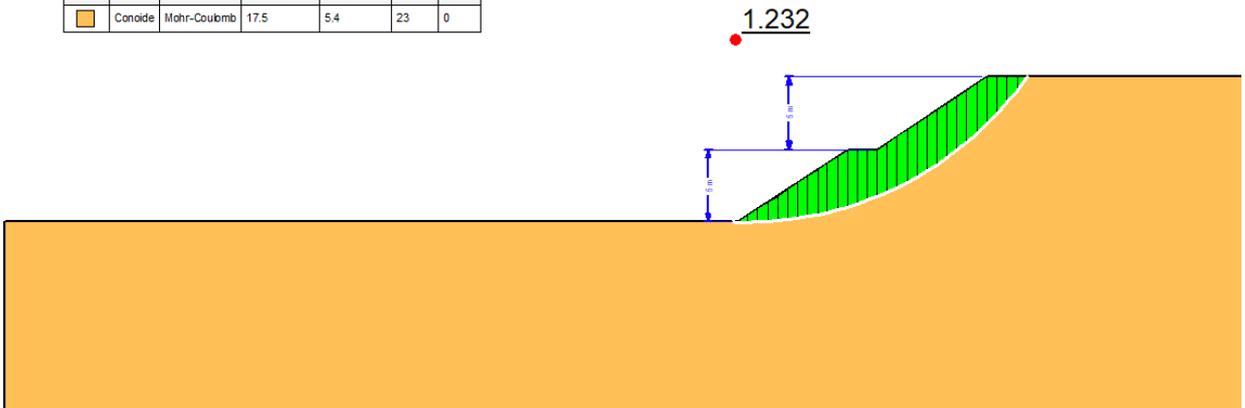
Formazione Ar

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
	Ar	Mohr-Coulomb	17.5	0	29.3	0



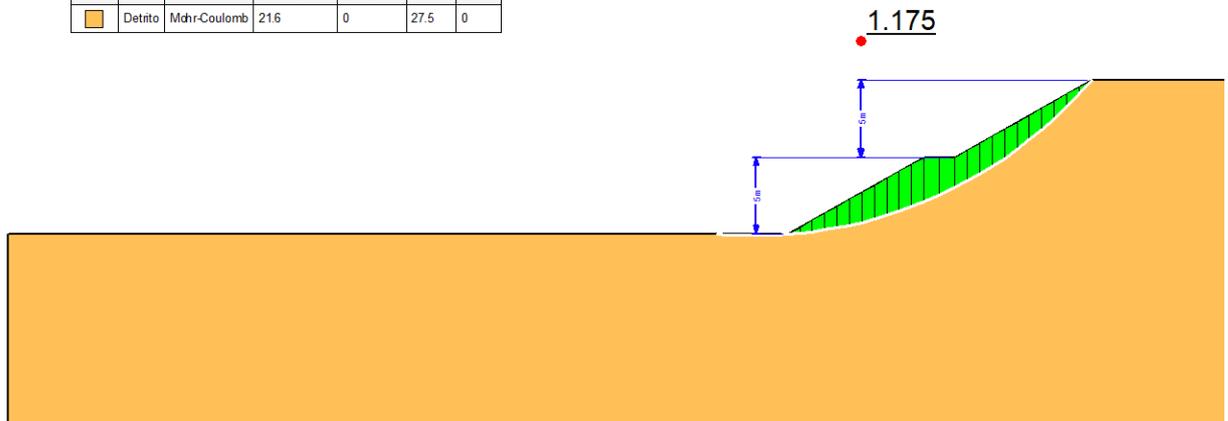
Formazione Conoide

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
	Conoide	Mohr-Coulomb	17.5	5.4	23	0



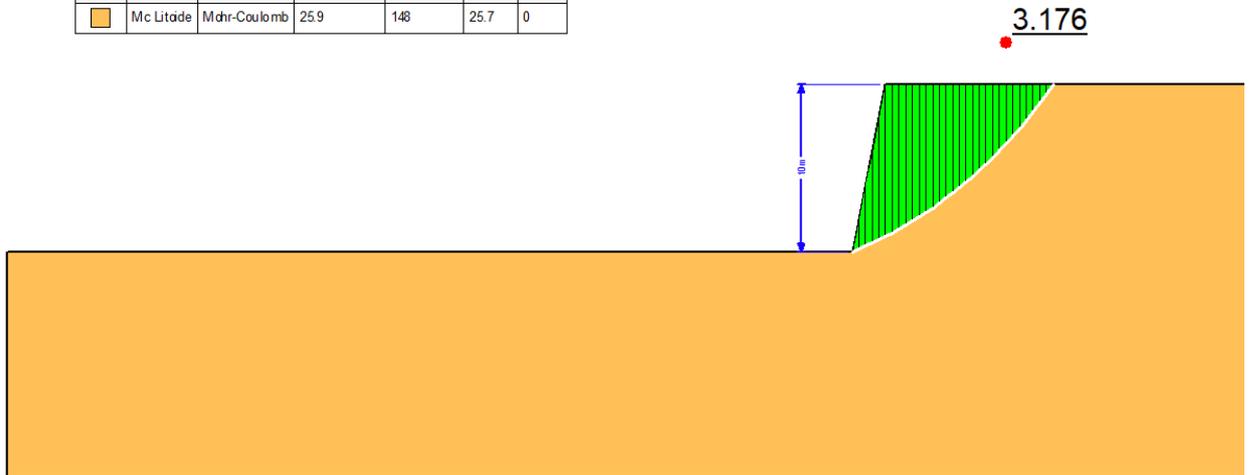
Formazione Detrito

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
	Detrito	Mohr-Coulomb	21.6	0	27.5	0



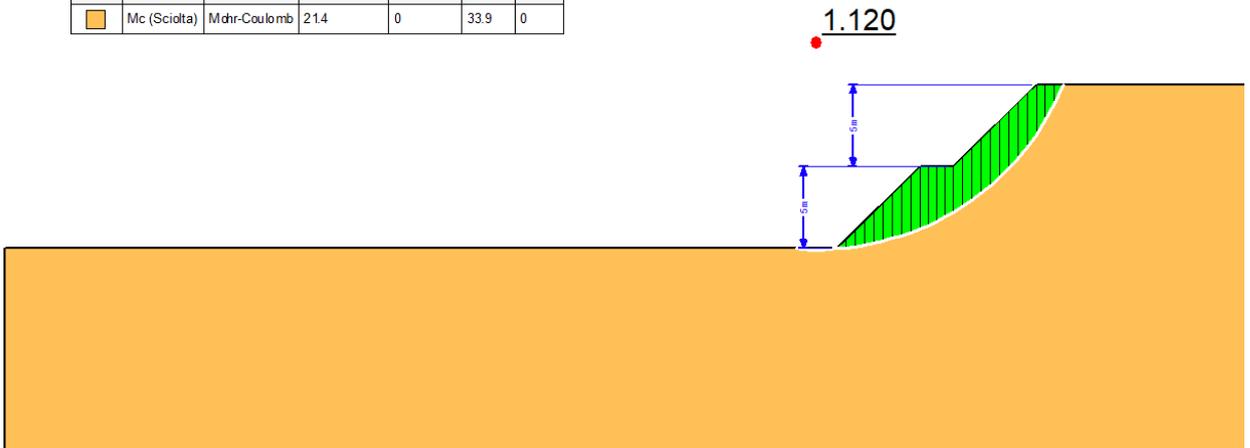
Formazione Mc (litoide)

Color	Name	Model	Unit Weight (kNm ³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
■	Mc Litoide	Mohr-Coulomb	25.9	148	25.7	0



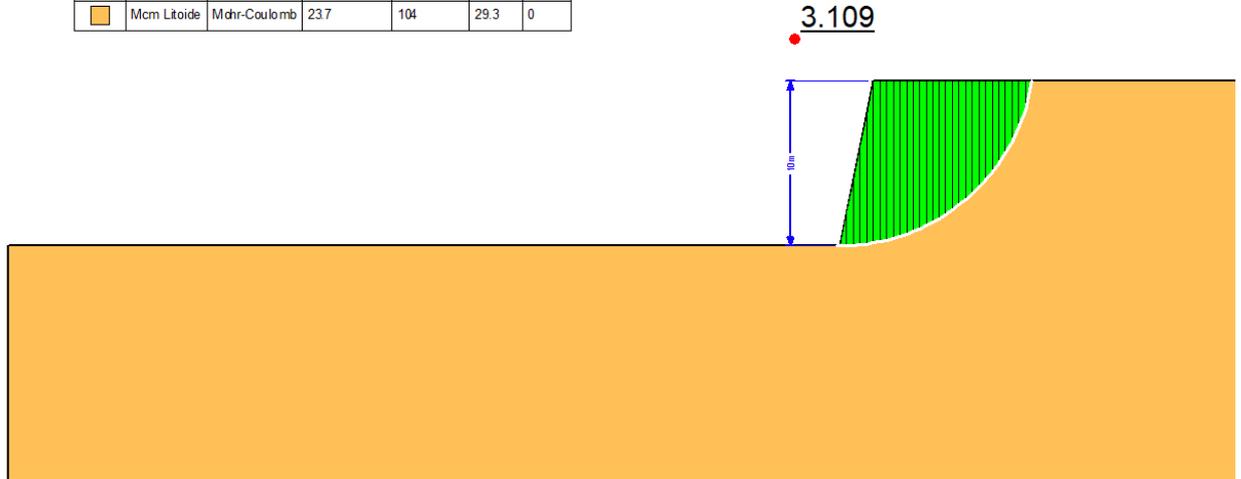
Formazione Mc (sciolta)

Color	Name	Model	Unit Weight (kNm ³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
■	Mc (Sciolta)	Mohr-Coulomb	21.4	0	33.9	0



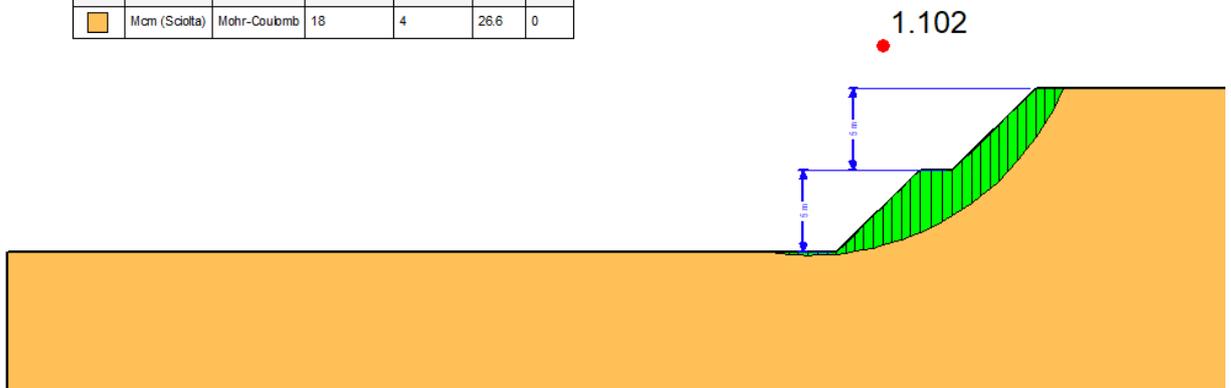
Formazione Mcm (litoide)

Color	Name	Model	Unit Weight (kNm ³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
	Mcm Litoide	Mohr-Coulomb	23.7	104	29.3	0



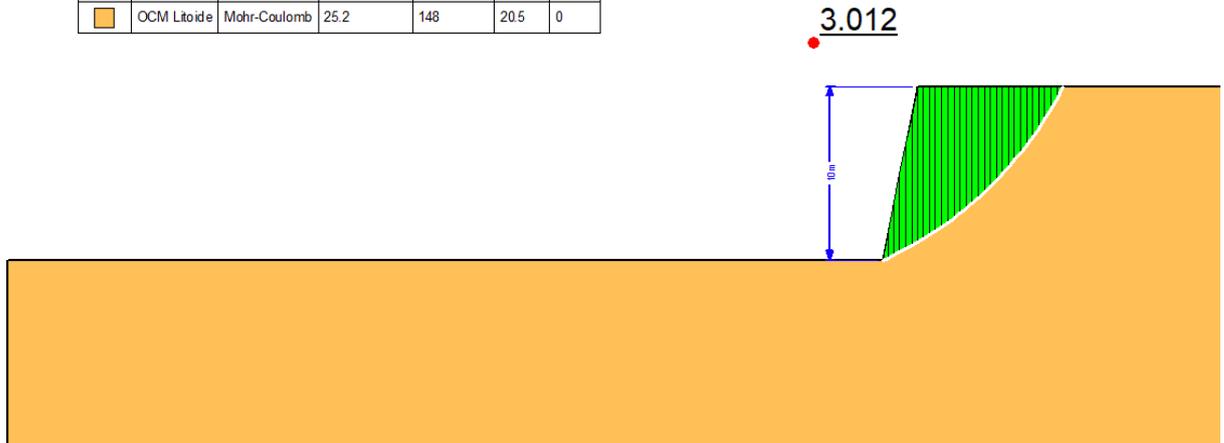
Formazione Mcm (sciolta)

Color	Name	Model	Unit Weight (kNm ³)	Cohesion' (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
	Mcm (Sciolta)	Mohr-Coulomb	18	4	26.6	0



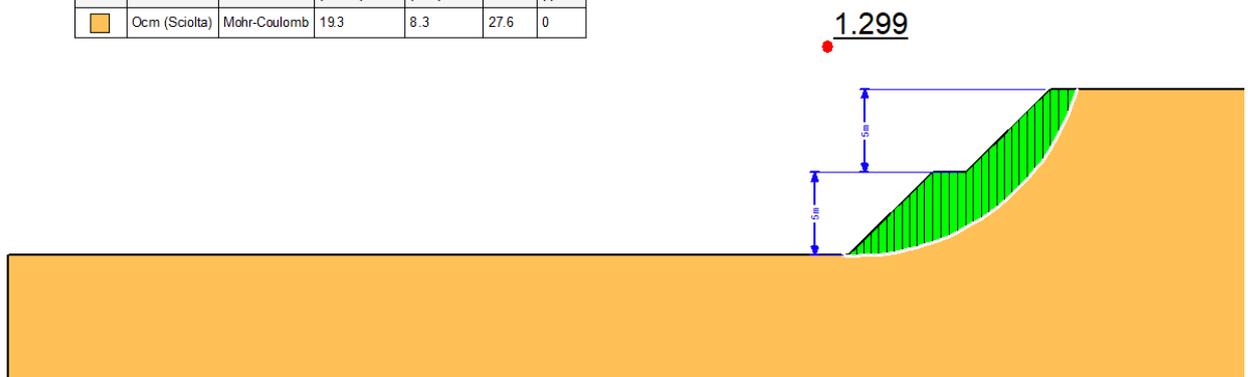
Formazione Ocm (litoide)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
	OCM Litoide	Mohr-Coulomb	25.2	148	20.5	0



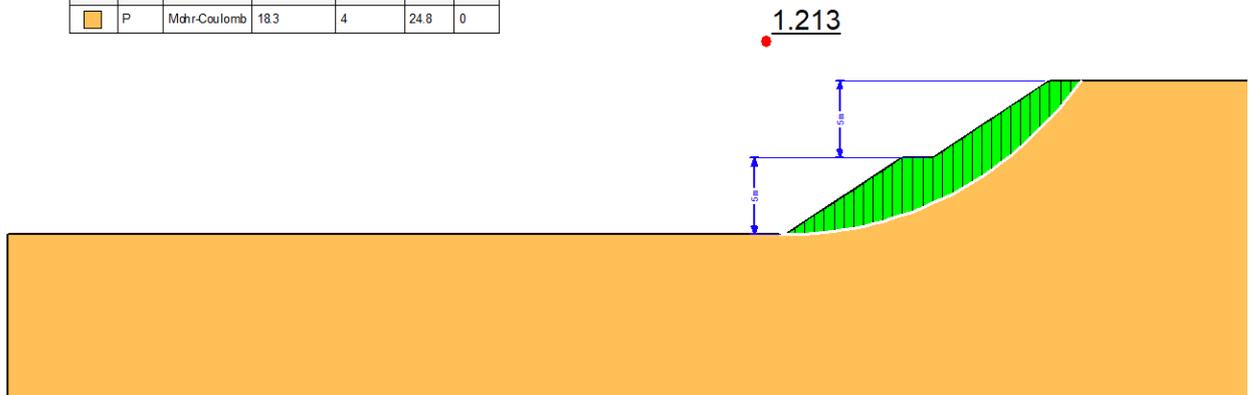
Formazione Ocm (sciolta)

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
	Ocm (Sciolta)	Mohr-Coulomb	19.3	8.3	27.6	0



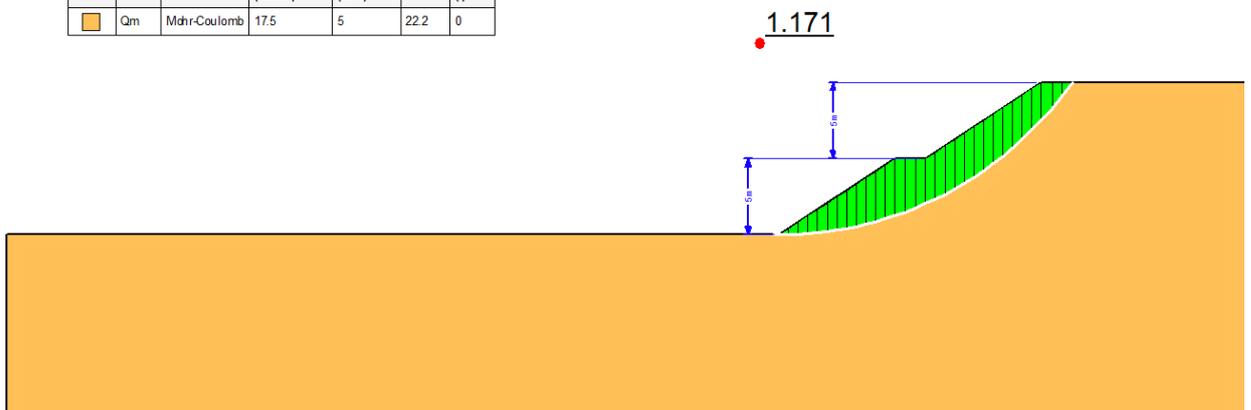
Formazione P

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
	P	Mohr-Coulomb	18.3	4	24.8	0



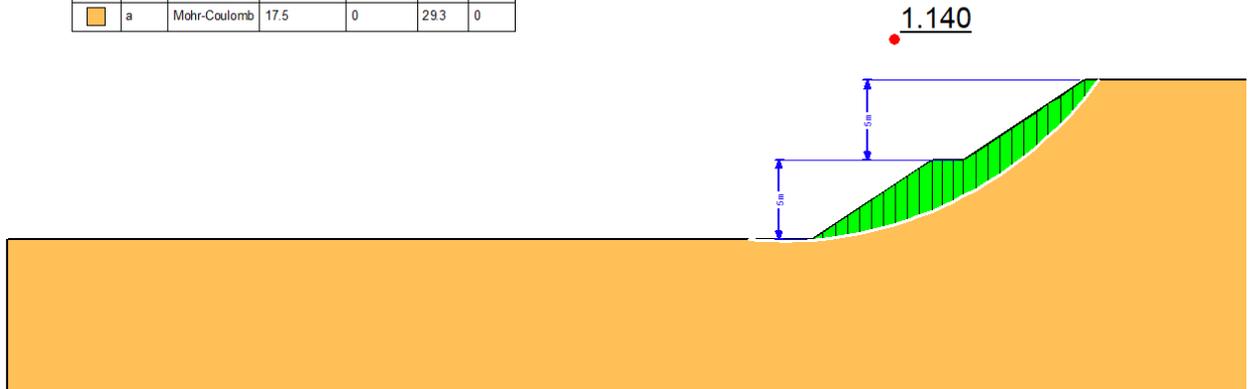
Formazione Qm

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
	Qm	Mohr-Coulomb	17.5	5	22.2	0



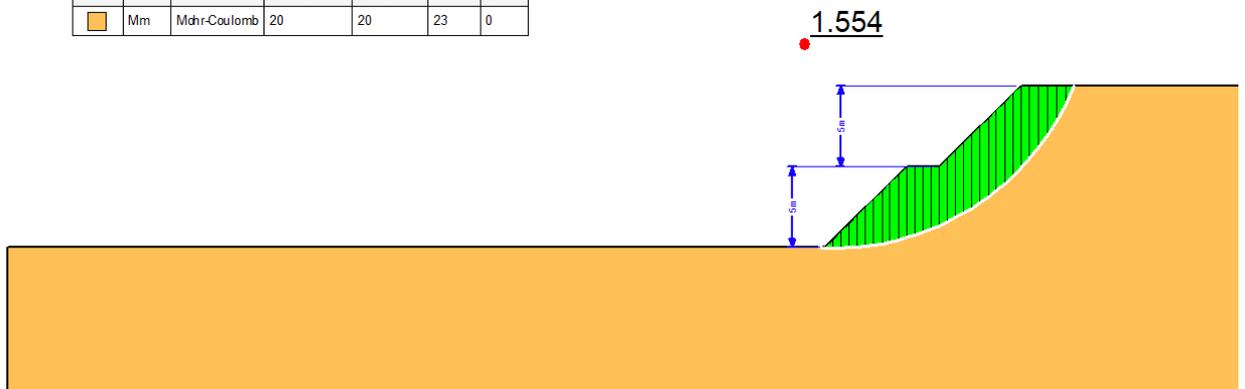
Formazione a

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
■	a	Mohr-Coulomb	17.5	0	29.3	0



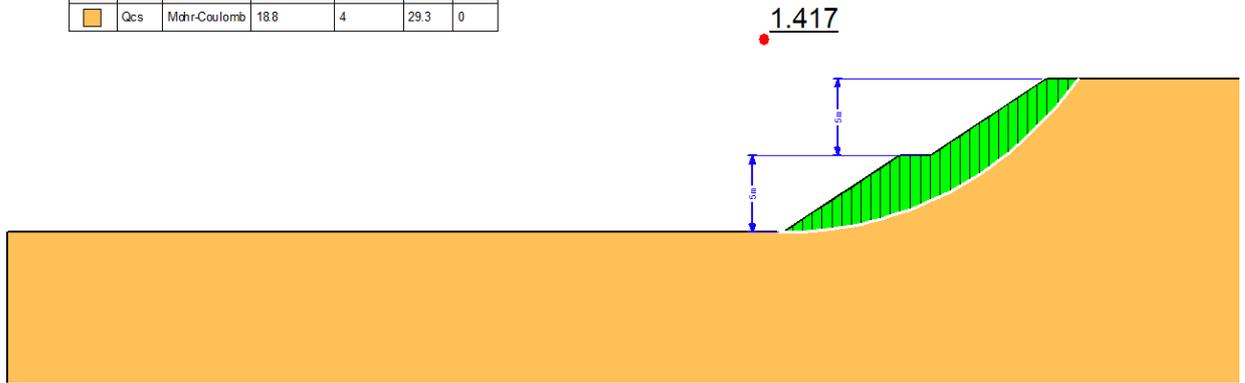
Formazione Mm

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
■	Mm	Mohr-Coulomb	20	20	23	0



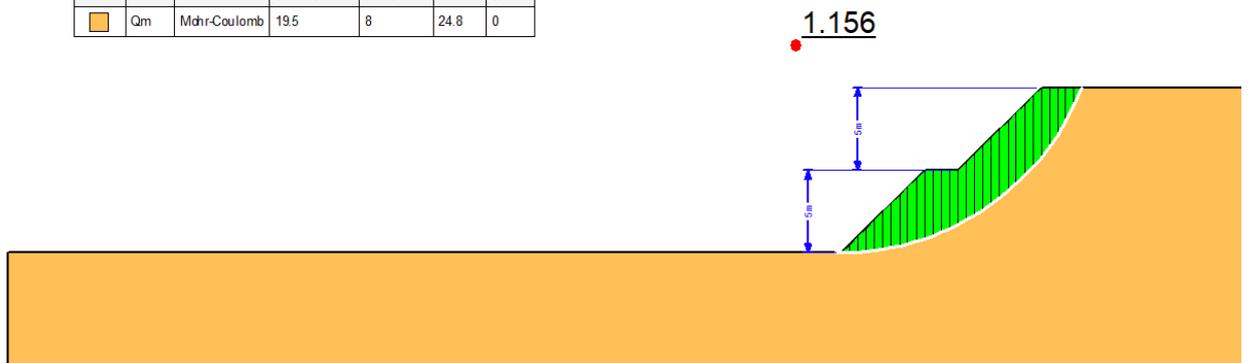
Formazione Qcs

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
■	Qcs	Mohr-Coulomb	18.8	4	29.3	0



Formazione Qm

Color	Name	Model	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi' (°)	Phi-B (°)
■	Qm	Mohr-Coulomb	19.5	8	24.8	0



È stato inoltre eseguita l'analisi di stabilità dello scavo provvisorio della terra rinforzata OS54.
Nelle verifiche si considera un carico pari a 10 kPa dovuto ai mezzi di cantiere.

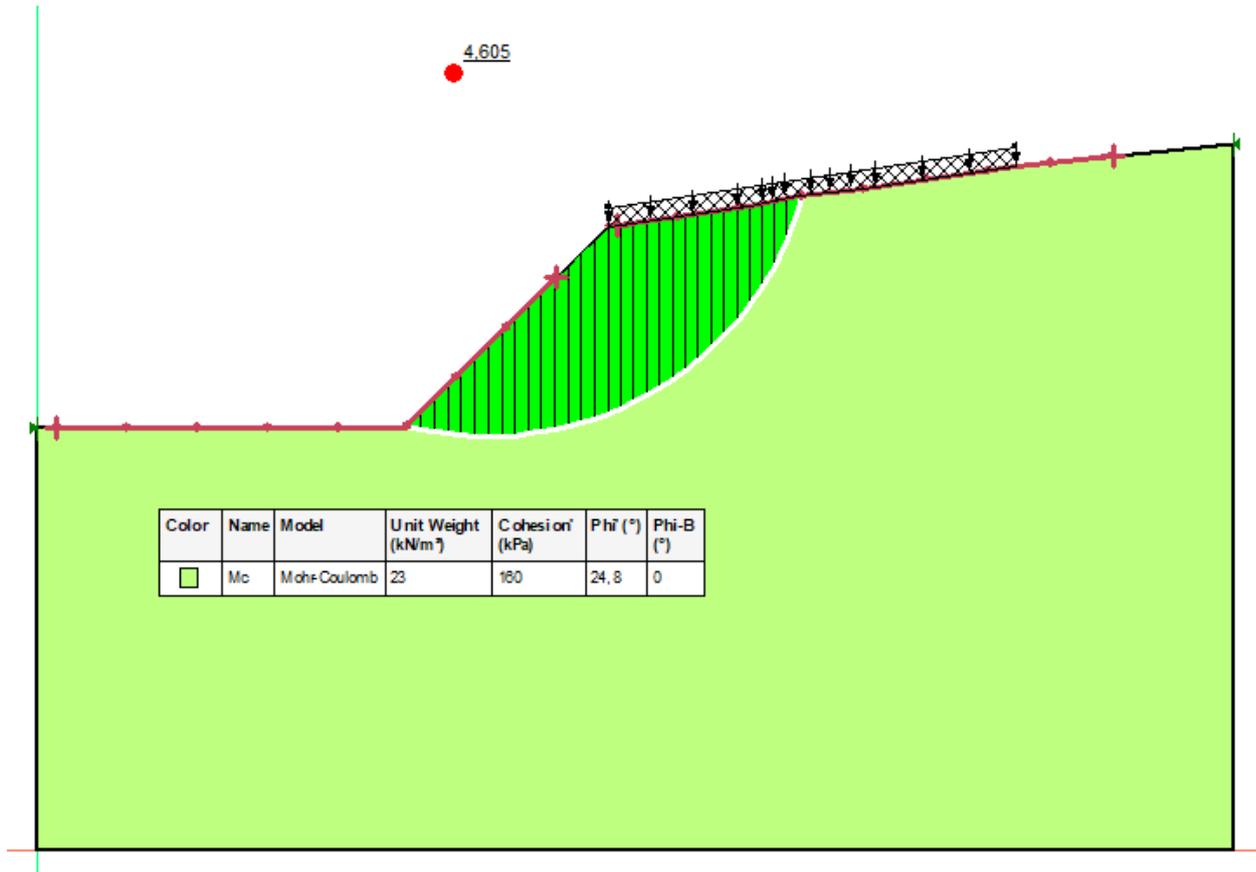


Figura 10.1 verifica di stabilità provvisoria