

# AUTOSTRADA VALDASTICO

## A31 NORD

### 1° LOTTO

### Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

## PROGETTO DEFINITIVO

CUP G21B1 30006 60005  
WBS B25.A31N.L1  
COMMESSA J16L1

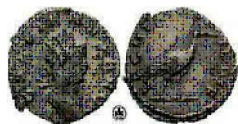
#### COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA  
Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA  
PER LA PROGETTAZIONE  
Dott. Ing. Gabriella Costantini

PRESTATORE DI SERVIZI:  
**CONSORZIO RAETIA**



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE  
TRA LE PROVAZIONI SPECIALISTICHE:  
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renso



PROGETTAZIONE:

**ROCKSOIL** S.p.A.

Il Responsabile  
Dott. Ing. Giovanni Cassani



ELABORATO: **OPERE D'ARTE MAGGIORI**  
**OPERE IN SOTTERANEO**  
**GALLERIA PEDESCALA**  
**OPERE DI IMBOCCO - RELAZIONE DI CALCOLO**

Progressivo Rev.  
**07 02 05 003 02**

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA: --
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	ROCKSOIL - ZIMBALDI	AMADI	GATTI	NOME FILE: J16L1_07_02_05_003_0101_OPD_02.doc
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER VERIFICA	ROCKSOIL - ZIMBALDI	AMADI	GATTI	CM. PROGR. FG. LIV. REV. J16L1_07_02_05_003_0101_OPD_02
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	ROCKSOIL - ZIMBALDI	AMADI	GATTI	

**AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD**  
**1° LOTTO**  
**PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO**

*Committente:*



*Progettazione:*

CONSORZIO RAETIA



**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE TECNICA

Opere in sotterraneo

Galleria Pedesca

Opere di imbocco - Relazione di calcolo

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>8</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>10</b>
<b>3</b>	<b>SOFTWARE UTILIZZATI</b>	<b>11</b>
	3.1 PARATIE PLUS	11
	3.2 MAX 10.10	12
<b>4</b>	<b>DESCRIZIONE DELL’INTERVENTO</b>	<b>14</b>
	4.1 PARATIA IN MICROPALI – Imbocco Pedescala sud	14
	4.2 ATTACCO DIRETTO – Imbocco Pedescala nord	15
	4.3 FASI ESECUTIVE Imbocco Sud	16
<b>5</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</b>	<b>18</b>
<b>6</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>20</b>
	6.1 RESISTENZA DEI MATERIALI	20
<b>7</b>	<b>DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI</b>	<b>22</b>
	7.1 SPINTA DEL TERRENO	22
	7.2 CARICO IDRAULICO	22
	7.3 CARICO SISMICO	22
<b>8</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA</b>	<b>24</b>
	8.1 Stati limite ultimi (S.L.U.)	24
	8.2 Stati limite di esercizio (S.L.E.)	26
	8.2.1 <i>Verifica a Fessurazione</i>	26
	8.3 Tiranti	27
	8.4 Trave di ripartizione	31
<b>9</b>	<b>ANALISI NUMERICHE</b>	<b>33</b>
	9.1 FASI DI CALCOLO	33
	9.2 PARAMETRI GEOTECNICI	34
<b>10</b>	<b>IMBOCCO PEDESCALA SUD</b>	<b>35</b>
	10.1 VERIFICA DEI MICROPALI	35
	10.1.1 <i>Spostamenti</i>	35
	10.1.1 <i>Verifiche a flessione e taglio</i>	35
	10.2 VERIFICA DEI TIRANTI	36
	10.2.1 <i>Verifiche dei trefoli</i>	36

10.2.2	<i>Verifiche della lunghezza libera e dell’ancoraggio</i>	37
<b>10.3</b>	<b>VERIFICA DELLE TRAVI DI RIPARTIZIONI</b>	<b>38</b>
<b>10.4</b>	<b>VERIFICA DELLA TRAVE DI TESTA</b>	<b>40</b>
<b>11</b>	<b>IMBOCCO PEDESCALA NORD</b>	<b>41</b>
11.1	<b>DESCRIZIONE IMBOCCO NORD E INTERVENTI DI SOSTEGNO</b>	<b>41</b>
11.2	<b>Fasi esecutive di preparazione imbocco</b>	<b>42</b>
11.3	<b>VERIFICHE DI STABILITÀ E DEI SUPPORTI DELLE PARETI DI SCAVO</b>	<b>42</b>
11.3.1	<i>Accenni teorici sulle verifiche di stabilità</i>	43
11.4	<b>Modello di calcolo</b>	<b>50</b>
11.4.1	<i>Standard di verifica</i>	50
11.4.2	<i>Geometrie dei versanti</i>	51
11.4.3	<i>Giaciture discontinuità</i>	51
11.4.4	<i>Caratteristiche geomeccaniche delle discontinuità</i>	51
11.4.5	<i>Assetto idrogeologico</i>	52
11.4.6	<i>Azione del sisma sulle opere</i>	52
11.4.7	<i>Interventi di supporto</i>	52
11.5	<b>Analisi 1 (Parete frontale)</b>	<b>53</b>
11.5.1	<i>Scivolamento planare (planar sliding)</i>	53
11.5.2	<i>Ribaltamento (toppling)</i>	55
11.5.3	<i>Scivolamento dei cunei (wedge sliding)</i>	55
11.6	<b>Analisi 2 (Parete Laterale 1)</b>	<b>57</b>
11.6.1	<i>Scivolamento planare (planar sliding)</i>	57
11.6.2	<i>Ribaltamento (toppling)</i>	58
11.6.3	<i>Scivolamento dei cunei (wedge sliding)</i>	59
11.7	<b>Analisi 3 (Parete laterale 2)</b>	<b>59</b>
11.7.1	<i>Scivolamento planare (planar sliding)</i>	59
11.7.2	<i>Ribaltamento (toppling)</i>	61
11.7.3	<i>Scivolamento dei cunei (wedge sliding)</i>	62
11.8	<b>Analisi 4 (Parete laterale 3)</b>	<b>63</b>
11.8.1	<i>Scivolamento planare (planar sliding)</i>	63
11.8.2	<i>Ribaltamento (toppling)</i>	65
11.8.3	<i>Scivolamento dei cunei (wedge sliding)</i>	65
<b>12</b>	<b>VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE</b>	<b>68</b>
12.1	<b>Modello di calcolo</b>	<b>68</b>
12.2	<b>Parametri di calcolo</b>	<b>71</b>
12.3	<b>Risultati</b>	<b>71</b>
<b>13</b>	<b>IMBOCCO PEDESCALA NORD – MURO DEFINITIVO</b>	<b>75</b>

<b>13.1</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<b>76</b>
<b>13.2</b>	<b>Verifica strutturale muro</b>	<b>79</b>
13.2.1	Verifica allo SLU	79
13.2.2	Verifica allo SLE	81
<b>14</b>	<b>CONCLUSIONI</b>	<b>82</b>
<b>15</b>	<b>ALLEGATI</b>	<b>83</b>
15.1	PEDESCALA SUD – 1	83

### Indice delle tabelle

Tabella 1: Coefficienti parziali per le azioni.....	24
Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici.....	25
Tabella 3: Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi.....	28
Tabella 4: Valori di $\alpha$ in funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione (semplice o ripetute). ....	29
Tabella 5: Sezioni di calcolo.....	33
Tabella 6: Specifiche - Pedescala sud - 1.....	33
Tabella 7: Stratigrafia per Pedescala Sud – 1.....	34
Tabella 8: Spostamenti orizzontali.....	35
Tabella 9: Armatura.....	35
Tabella 10: Verifica a flessione e taglio SLU – Pedescala sud – 1.....	36
Tabella 11: Verifica a flessione e taglio SLE – Pedescala sud – 1.....	36
Tabella 12: Verifica dei trefoli – Pedescala sud - 1.....	37
Tabella 13: Lunghezza libera dei tiranti – Pedescala Sud – 1.....	37
Tabella 14: Verifica dell’ancoraggio – Pedescala sud – 1.....	38
Tabella 15: Verifica travi di ripartizione SLU – Pedescala sud – 1.....	39
Tabella 16: Verifica travi di ripartizione SLE – Pedescala sud – 1.....	39
Tabella 17: Verifica trave di testa.....	40
Tabella 18: geometrie dei versanti dell’imbocco Nord.....	51
Tabella 19: rilievo geomeccanico n°2 di PD – dati discontinuità.....	51
Tabella 20: Parametri di progetto – Analisi statica (A2+M2) - Pedescala Sud – 1.....	71
Tabella 21: Parametri di progetto – Analisi sismica (A1+M1) - Pedescala Sud – 1.....	71
Tabella 22: Analisi di stabilità globale - statica.....	72
Tabella 23: Analisi di stabilità globale – sismica.....	72
Tabella 24: Combinazioni di carico.....	76
Tabella 25: Coefficienti di sicurezza sulle azioni.....	77

Tabella 26: Coefficienti di sicurezza sulla resistenza dei terreni .....	77
Tabella 27: Dati per l’analisi sismica.....	77
Tabella 28: Risultati .....	78
Tabella 29: Sollecitazioni allo SLU - Paramento.....	80
Tabella 30: Sollecitazioni allo SLU - Fondazione.....	80
Tabella 31: Verifiche tensionali - Paramento .....	81
Tabella 32: Verifiche tensionali – Fondazione.....	81

### Indice delle figure

<b>Figura 1 - Planimetria imbocco Pedescala sud .....</b>	<b>8</b>
<b>Figura 2 - Sezione tipo imbocco Pedescala sud.....</b>	<b>8</b>
<b>Figura 3 - Planimetria imbocco Pedescala nord .....</b>	<b>9</b>
<b>Figura 4 - Sezione tipo imbocco Pedescala nord.....</b>	<b>9</b>
<b>Figura 5 - Interazione suolo – struttura nel programma PARATIE.....</b>	<b>11</b>
<b>Figura 6 - Input di MAX .....</b>	<b>13</b>
<b>Figura 7 - Sviluppata imbocco Pedescala sud.....</b>	<b>14</b>
<b>Figura 8: Stralcio planimetrico Imbocco Nord Galleria Pedescala .....</b>	<b>15</b>
<b>Figura 9 - Sviluppata imbocco Pedescala nord.....</b>	<b>16</b>
<b>Figura 10 - Stratigrafia imbocco sud .....</b>	<b>18</b>
<b>Figura 11 - Stratigrafia imbocco nord .....</b>	<b>19</b>
<b>Figura 12 - Diagramma per il calcolo del valore di <math>\tau_{lim}</math> per terreni incoerenti.....</b>	<b>29</b>
<b>Figura 13 - Diagramma per il calcolo del valore di <math>\tau_{lim}</math> per rocce alterate e fratturate.....</b>	<b>30</b>
<b>Figura 14 - Modello “Pedescala sud – 1” .....</b>	<b>34</b>
<b>Figura 15 - Stralcio planimetrico Imbocco Nord Galleria Pedescala .....</b>	<b>41</b>
<b>Figura 16 - esempio di scivolamento planare (Goodman, R. E. - Introduction to Rock Mechanics, 2nd Edition).....</b>	<b>44</b>
<b>Figura 17 - stereogramma per la verifica dello scivolamento planare.....</b>	<b>44</b>
<b>Figura 18 - Esempio di verifica deterministica dello scivolamento planare .....</b>	<b>45</b>
<b>Figura 19 - esempi di direct toppling (sinistra) e flexural toppling (destra).....</b>	<b>46</b>
<b>Figura 20 - esempio di stereogramma per la verifica del ribaltamento.....</b>	<b>47</b>
<b>Figura 21 - esempio della verifica deterministica del ribaltamento (toppling) .....</b>	<b>48</b>
<b>Figura 22 - esempio dello scivolamento di cunei rocciosi (Goodman, R. E. - Introduction to Rock Mechanics, 2nd Edition) .....</b>	<b>48</b>
<b>Figura 23 - esempio di stereogramma per la verifica dello scivolamento dei cunei .....</b>	<b>49</b>
<b>Figura 24 - esempio della verifica deterministica dello scivolamento dei cunei (wedge sliding) .....</b>	<b>50</b>

Figura 25 - Parete frontale – scivolamento planare (planar sliding) verifica grafica .....	54
Figura 26 - Parete frontale – scivolamento planare (planar sliding) verifica deterministica .....	54
Figura 27 - Parete frontale – ribaltamento(toppling) verifica grafica .....	55
Figura 28 - Parete frontale scivolamento cunei (wedge sliding) – verifica grafica .....	56
Figura 29 - scivolamento cunei (wedge sliding) – combinazione K1-K3 verifica deterministica .....	56
Figura 30 - Parete laterale 1 – scivolamento planare (planar sliding) verifica grafica.....	57
Figura 31 - Parete laterale 1 – scivolamento planare (planar sliding) verifica deterministica tridimensionale.....	57
Figura 32 - Parete laterale 1 – ribaltamento(toppling) verifica grafica .....	58
Figura 33 - Parete laterale 1 – ribaltamento(toppling) verifica deterministica .....	58
Figura 34 - Parete laterale 1 scivolamento cunei (wedge sliding) – verifica grafica .....	59
Figura 35 - Parete laterale 2 – scivolamento planare (planar sliding) verifica grafica.....	60
Figura 36 - Parete laterale 2 – scivolamento planare (planar sliding) verifica deterministica tridimensionale.....	60
Figura 37 - Parete laterale 2 – ribaltamento(toppling) verifica grafica .....	61
Figura 38 - Parete laterale 2 – ribaltamento(toppling) verifica deterministica .....	61
Figura 39 - Parete laterale 2 scivolamento cunei (wedge sliding) – verifica grafica .....	62
Figura 40 - Parete laterale 2 scivolamento cunei (wedge sliding) – verifica deterministica. ....	63
Figura 41 - Parete laterale 3 – scivolamento planare (planar sliding) verifica grafica.....	64
Figura 42 - Parete laterale 3 – scivolamento planare (planar sliding) verifica deterministica tridimensionale.....	64
Figura 43 - Parete laterale 3 – ribaltamento(toppling) verifica grafica .....	65
Figura 44 - Parete laterale 3 scivolamento cunei (wedge sliding) – verifica grafica .....	66
Figura 45 - Parete laterale 3 scivolamento cunei (wedge sliding) – verifica deterministica. ....	67
Figura 46 - Suddivisione in conci del meccanismo di rottura .....	68
Figura 47 - Forze agenti sul singolo concio.....	69
Figura 48 - Sfruttamento dei tiranti.....	70
Figura 49 - Analisi stabilità statica Pedescala Sud – 1 .....	72
Figura 50 - Analisi stabilità sismica Pedescala Sud – 1 .....	72
Figura 51 - Muro di contenimento all’imbocco nord .....	75
Figura 52 - Modello di calcolo.....	76
Figura 53 - Superficie critica.....	78
Figura 54 - Andamento tipo delle sollecitazioni sul muro .....	79
Figura 55 - Verifica MN – Paramento .....	80
Figura 56 - Verifica MN – Fondazione.....	80

<b>Figura 57 - Verifica a taglio – Paramento .....</b>	<b>81</b>
<b>Figura 58 - Verifica a taglio – Fondazione .....</b>	<b>81</b>
<b>Figura 59 - Involuppo spostamenti SLE.....</b>	<b>83</b>
<b>Figura 60 - Involuppo momento flettente SLE .....</b>	<b>84</b>
<b>Figura 61 - Involuppo taglio SLE.....</b>	<b>84</b>
<b>Figura 62 - Involuppo momento flettente SLU .....</b>	<b>85</b>
<b>Figura 63 - Involuppo taglio SLU .....</b>	<b>85</b>



## 1 INTRODUZIONE

Oggetto della presente Relazione di Calcolo sono le opere a sostegno degli scavi previste per la realizzazione degli imbocchi della galleria “Pedescala”, nell’ambito del Progetto Definitivo dell’Autostrada A 31 Nord Trento Rovigo – Tronco Trento - Valdastico – Piovene Rocchette.

La galleria naturale e le gallerie artificiali ai 2 imbocchi saranno oggetto di un’apposita relazione tecnica e di calcolo.

All’imbocco sud della galleria “Pedescala”, la berlinese in micropali è infissa nello strato di dolomia sottostante i detriti di versante.

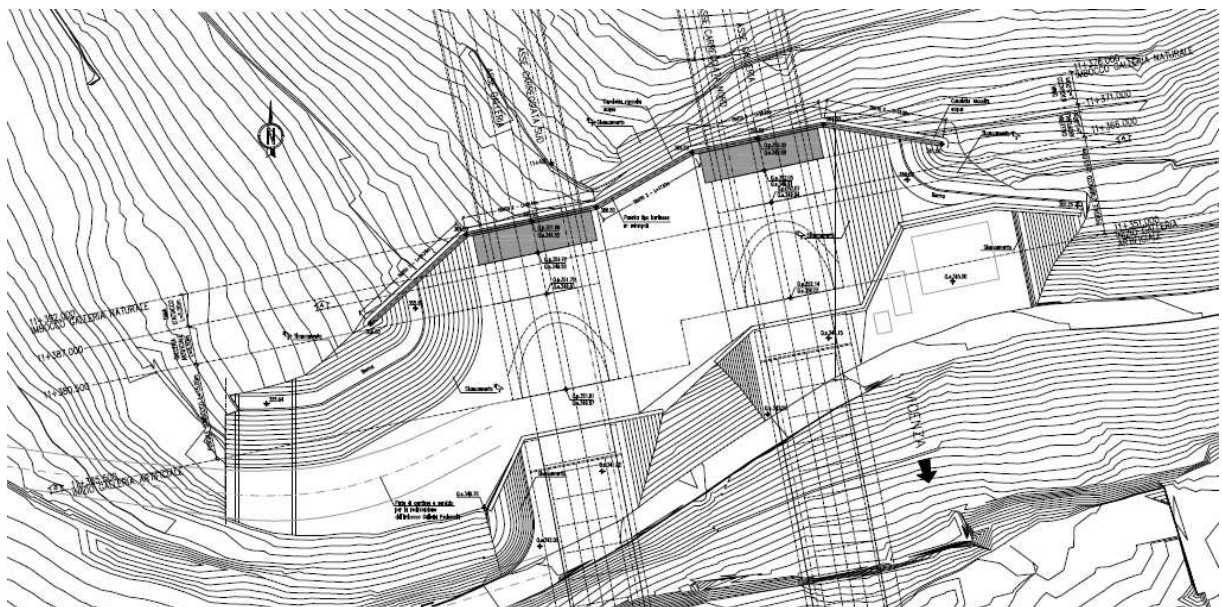


Figura 1 - Planimetria imbocco Pedescala sud

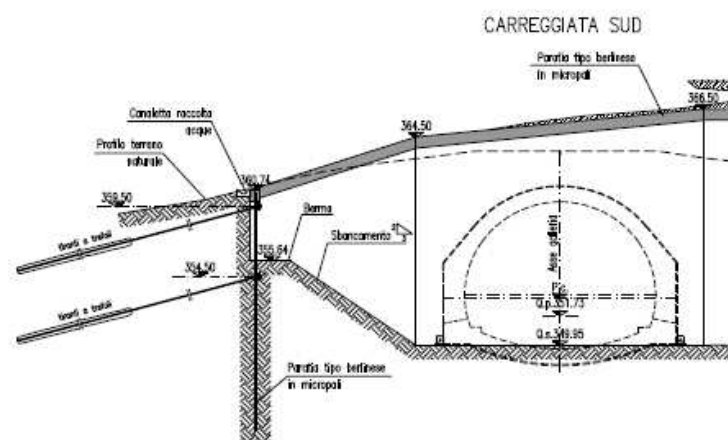


Figura 2 - Sezione tipo imbocco Pedescala sud

L’imbocco nord della galleria Pedescala è un attacco diretto in roccia e si prevedono delle chiodature per sostenere i possibili cunei di roccia instabili.

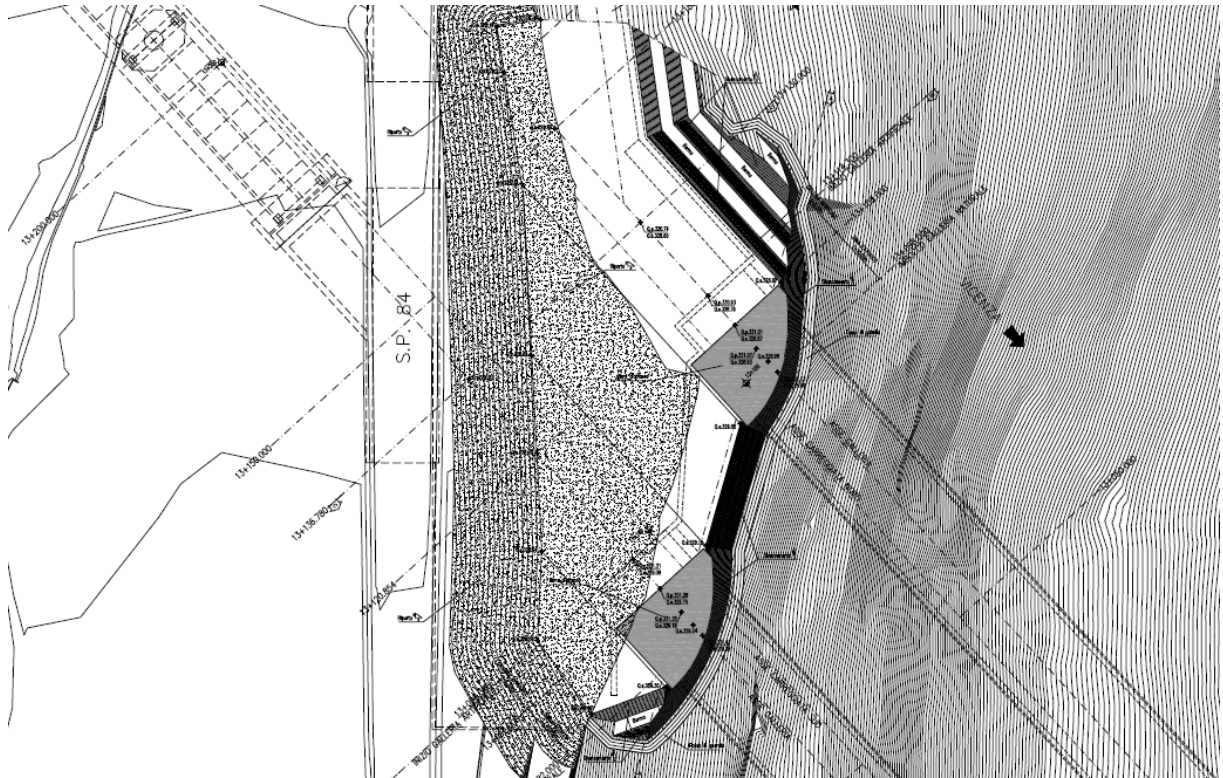


Figura 3 - Planimetria imbocco Pedescala nord

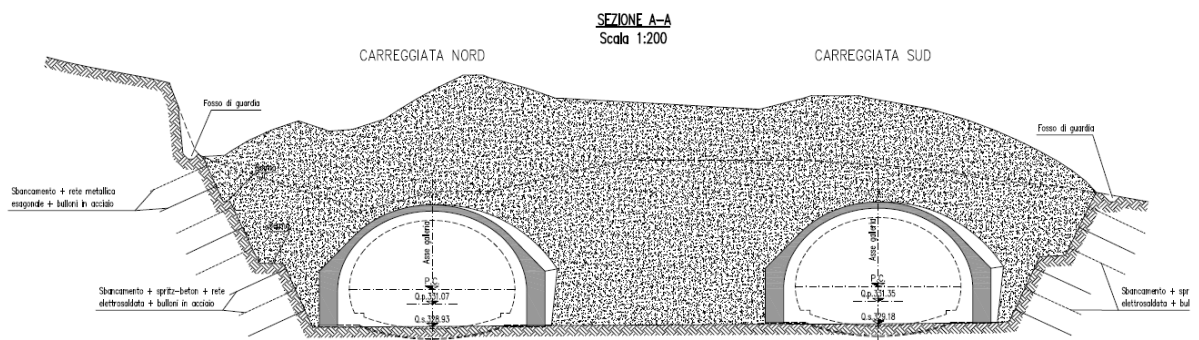


Figura 4 - Sezione tipo imbocco Pedescala nord

Nel seguito vengono descritte in dettaglio le fasi esecutive per la realizzazione delle opere, si forniscono le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati e si riportano i risultati delle verifiche statiche condotte.

## **2   NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le verifiche statiche degli interventi, la redazione della presente relazione e degli elaborati tecnici allegati sono state effettuate nel rispetto della Normativa in vigore e di alcune Raccomandazioni.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n.29 – Suppl. Ordinario n.30 – del 4 febbraio 2008);
- EC2\_UNI-ENV-1992: “Progettazione Strutture in c.a.”;
- EC3\_UNI-ENV-1993: “Progettazione delle strutture in acciaio”;
- EC7\_UNI-ENV-1997: “Progettazione geotecnica”;
- EC8\_UNI-ENV-1998: “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”;
- Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce, Raccomandazioni AGI-AICAP, AGI, Roma, 2012;
- UNI-EN 1537, Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti di ancoraggio;
- Circolare 617 – 2/2/2009.

### 3 SOFTWARE UTILIZZATI

Nella presente relazione di calcolo si è fatto uso dei seguenti codici di calcolo:

- PARATIE PLUS per Windows, Versione 14.1. Programma per il progetto e la verifica di paratie, CEAS.
- SLOPE / W, Versione 5. Programma per l’analisi di stabilità di pendii, GEO-SLOPE Int. Ltd., Canada.

#### 3.1 PARATIE PLUS

Il programma Paratie affronta il problema della simulazione di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili attraverso il metodo degli elementi finiti. La schematizzazione del fenomeno fisico è del tipo “Trave su suolo elastico” detto anche terreno alla Winkler.

La paratia viene rappresentata come elementi trave il cui comportamento flessionale è definito dalla rigidezza flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie.

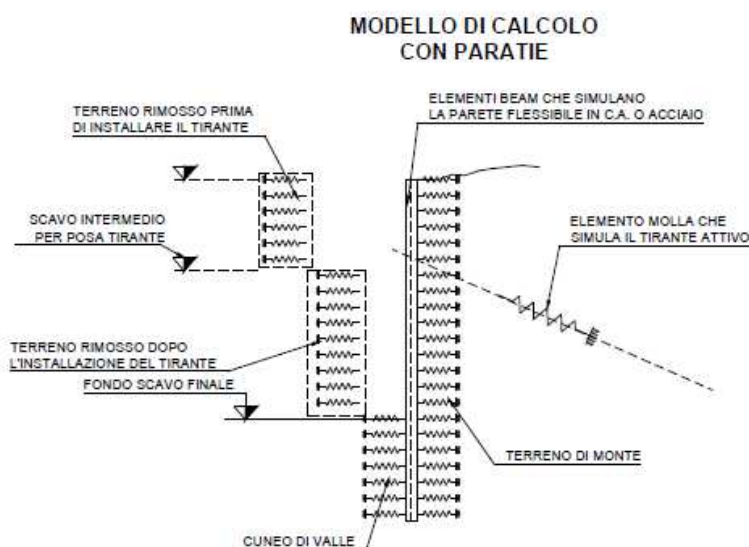


Figura 5 - Interazione suolo – struttura nel programma PARATIE

Con questo modello di calcolo la realizzazione dello scavo sostenuto da paratie tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi elencate in precedenza. L’analisi con il modello ad elementi finiti è quindi un’analisi “Statica Incrementale”: ogni passo coincide con una ben precisa configurazione, caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una distribuzione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti (terreno) è di tipo elastoplastico, ogni step richiede più iterazioni ed ogni

configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti: lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo step di carico condiziona la risposta della struttura negli step successivi.

I parametri che caratterizzano il modello possono essere distinti in due classi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , il coefficiente di spinta attiva  $K_a$  e il coefficiente di spinta passiva  $K_p$ . I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidità delle molle.

Le due componenti di sforzo verticale ed orizzontale vengono intese come sforzi principali. Viene definita una funzione di plasticità dipendente da esse, e la funzione anzidetta determina i confini di una regione entro la quale è determinato lo stato tensionale. A seconda dello stato in cui l'elemento si trova, esso reagisce con differenti caratteristiche di rigidità.

Sono possibili tre situazioni:

- Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente; questa fase corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati.
- Fase incrudente: l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai ancora sperimentati.
- Collasso: il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo dettati dalla resistenza del materiale. Questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva.

### 3.2 MAX 10.10

Il programma MAX è dedicato all'analisi e al calcolo dei muri di sostegno. I tipi di muri che è possibile analizzare con il programma MAX sono:

- muri a gravità;
- a semigravità;
- muri in calcestruzzo armato.

Dopo aver definito la geometria del muro e la stratigrafia, l'analisi dei carichi, le verifiche di sezione ed il calcolo delle spinte dei terreni verranno effettuate in accordo con le Norme Tecniche 2008. In particolare le verifiche di sezione verranno effettuate secondo gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio. In tale ambito normativo bisogna impostare i coefficienti di amplificazione dei carichi o di riduzione delle caratteristiche dei terreni.

Tale norma si basa sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considera due famiglie di combinazioni (indicate come A1-M1 e A2-M2).

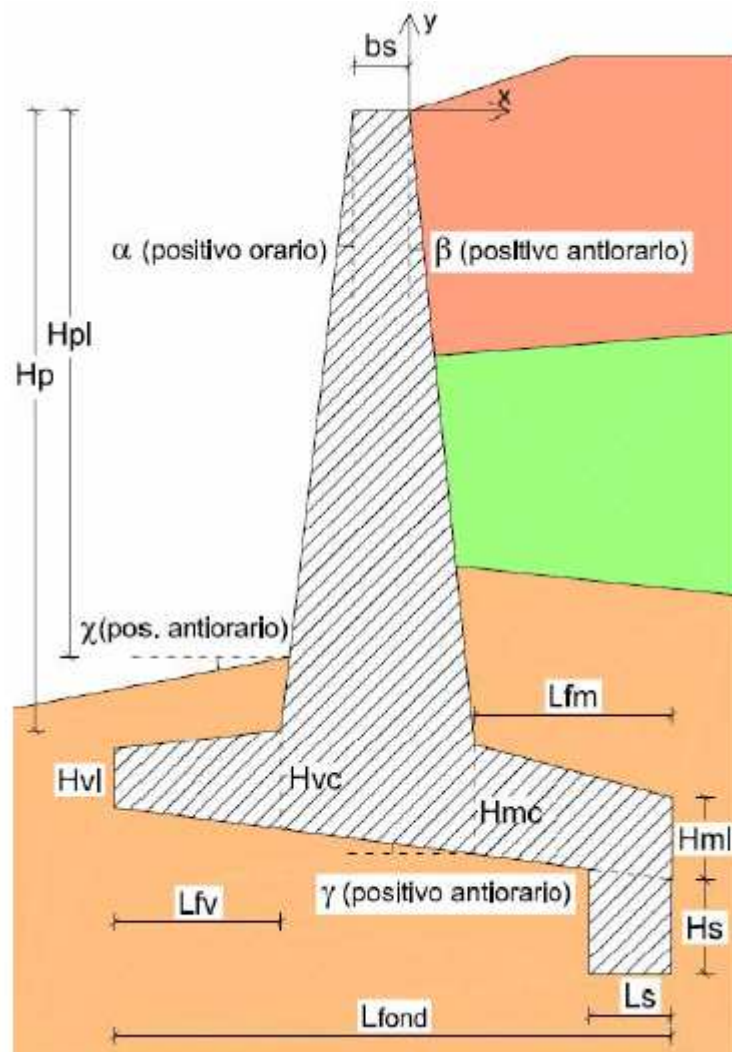


Figura 6 - Input di MAX

Il programma esegue le seguenti verifiche geotecniche per il muro di sostegno:

- verifica al ribaltamento;
- verifica a scorrimento;
- verifica a carico ultimo;
- verifica della stabilità globale.

MAX calcola inoltre le sollecitazioni agenti nel muro, per permetterne il dimensionamento strutturale.

#### 4 DESCRIZIONE DELL’INTERVENTO

Nel seguito si fornisce una descrizione dei principali interventi previsti per la realizzazione degli imbocchi della Galleria “Pedescala”, oggetto di questa relazione; per ulteriori informazioni si rimanda agli appositi elaborati grafici.

##### 4.1 PARATIA IN MICROPALI – Imbocco Pedescala sud

Quale opera principale di contenimento degli scavi è prevista la realizzazione di una paratia tipo “berlinese” in micropali, mediante tubi in acciaio S275 con diametro esterno  $\varnothing 177.8\text{mm}$ , spessore 10 mm, disposti a passo 400 mm con un preforo  $\varnothing \geq 240\text{ mm}$  e collegati ad una trave di coronamento in calcestruzzo armato C28/35, di dimensioni 70x80 cm.

L’altezza massima fuori terra della paratia è di circa 16.7 m, cui corrisponde un’altezza di infissione pari a circa 4.3 m e una lunghezza totale di 21m.

I micropali sono sostenuti da un intervento di tirantatura disposto su più ordini (al massimo 3); si sono impiegati tiranti aventi 3, 4 e 5 trefoli (sezione nominale del trefolo  $139\text{ mm}^2$ ), disposti con passo 2.8 m ed inclinazione di  $0^\circ\text{-}15^\circ$  rispetto alla verticale e di  $0^\circ$  sul piano orizzontale. I tiranti sono a carattere provvisorio; l’iniezione della miscela cementizia dovrà avvenire ad alta pressione e dovrà essere ripetuta.

Le travi di ripartizione dei tiranti saranno realizzate mediante 2 profilati metallici HEB 160 accoppiati in acciaio S275.

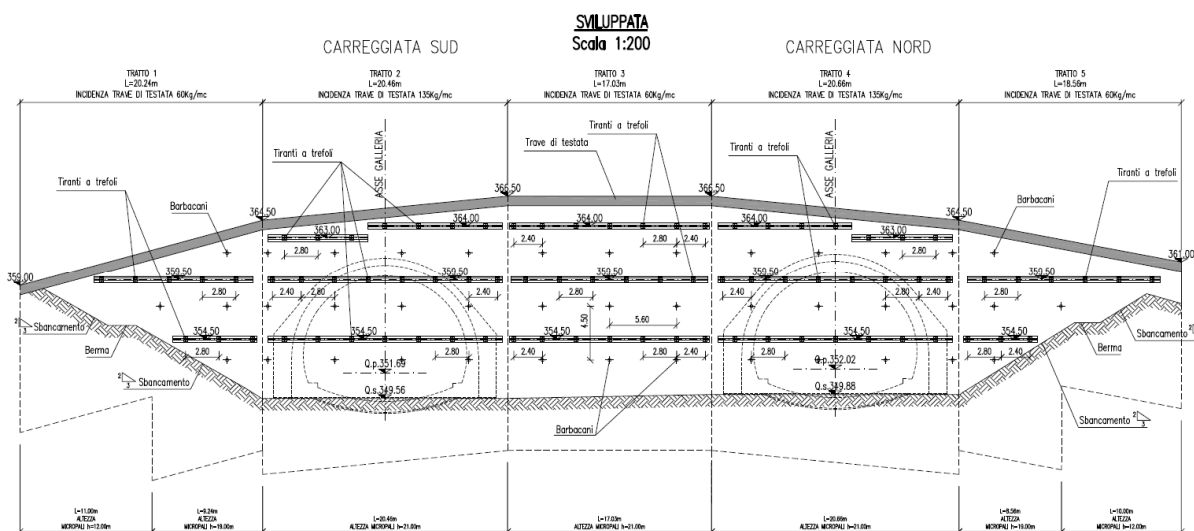


Figura 7 - Sviluppata imbocco Pedescala sud

#### 4.2 ATTACCO DIRETTO – Imbocco Pedescala nord

La realizzazione dell’Imbocco Nord della Galleria Pedescala prevede la formazione di quattro pareti di sbancamento all’interno del substrato roccioso, la parete frontale e tre pareti laterali (parete laterale 1, laterale 2 e laterale 3)

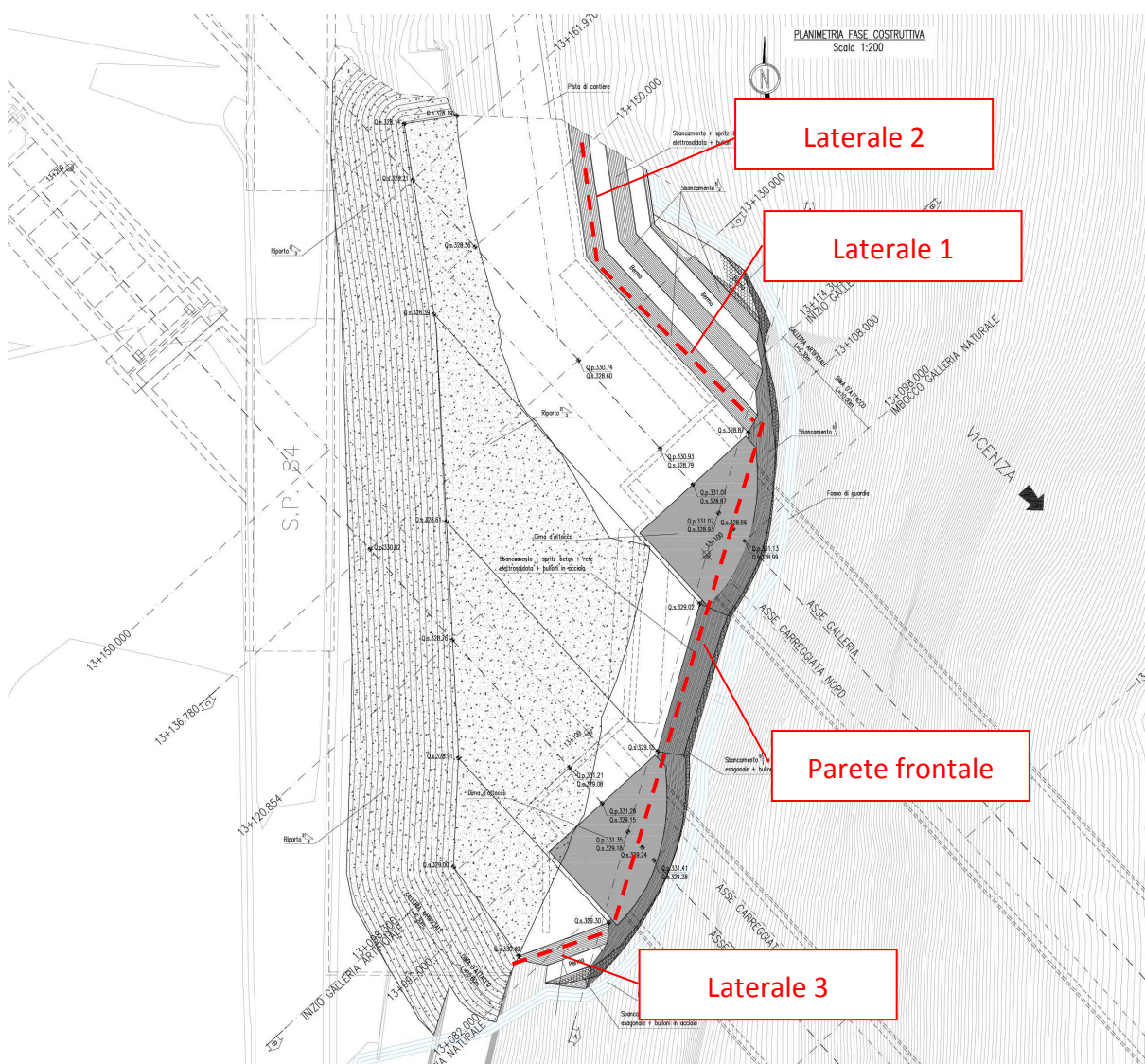


Figura 8: Stralcio planimetrico Imbocco Nord Galleria Pedescala

La parete frontale di scavo sarà modellata con pendenze pari a 5 su 1 (79° circa), con altezze di scavo variabili mediamente di 20.00 metri circa.

Quelle laterali invece saranno modellate con pendenze 5 su 2 (69° circa), con altezze variabili tra 12 e 16 m circa.



In tutti i casi saranno adottati bulloni in acciaio cementati  $L = 6.00$  m,  $\Phi = 26$ mm, perforazione  $\Phi \geq 51$ mm, disposti su una maglia a quinconce  $2.00 \times 2.00$  m; sarà poi proiettato uno strato di spritz-beton armato con rete metallica elettrosaldata, di spessore pari a  $10.00$  cm. Per le porzioni sommitali che non saranno ricoperte dalla sistemazione finale, saranno utilizzati bulloni tipo Dywidag  $\Phi = 25$ mm, di pari resistenza rispetto ai bulloni in acciaio  $\Phi = 26$ mm, a doppia protezione e, al posto dello spritz-beton armato, sarà impiegata una rete esagonale metallica zincata.

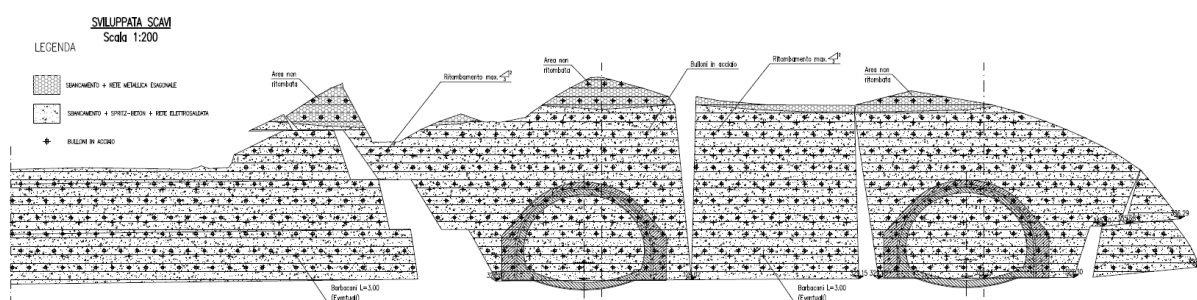


Figura 9 - Sviluppata imbocco Pedescala nord

#### 4.3 FASI ESECUTIVE Imbocco Sud

Per la realizzazione della paratia, si prevedono le seguenti fasi operative:

- Realizzazione dei micropali secondo la geometria di progetto ed esecuzione della trave di testata.
- Scavo fino a  $0,50$  m sotto la quota del primo ordine di tiranti.
- Realizzazione di uno strato di spritz-beton dello spessore di  $10$  cm, armato con rete elettrosaldata, sulla superficie di paratia messa a nudo dallo scavo.
- Realizzazione del 1° ordine di tiranti e drenaggi ove previsti.
- Realizzazione degli ordini di tiranti e drenaggi successivi con modalità analoghe alla realizzazione del primo ordine e ripetizione delle fasi seguenti per i successivi ordini di tiranti fino al raggiungimento della quota di fondo scavo.
- Realizzazione della dima di attacco, che ha la funzione di definire la geometria di scavo e di costituire un ulteriore elemento di stabilità della parete nella delicata fase di attacco della galleria naturale.
- Scavo della galleria.
- Ritombamento finale e sistemazione definitiva dell'imbocco.

L'esecuzione dei tiranti dovrà avvenire secondo le seguenti fasi:

- Perforazione secondo la geometria di progetto.
- Posa in opera del tirante, dotato di distanziatori e canne per la successiva iniezione del bulbo di ancoraggio.
- Iniezione della miscela cementizia per la formazione del bulbo di ancoraggio, di lunghezza pari a quella prevista in progetto.
- Iniezione di cementazione secondaria nella parte libera del tirante, tra guaina liscia e parete del foro.
- Tesatura del tirante; prima di procedere al fissaggio della testa sarà necessario attendere la completa maturazione della miscela iniettata per il bulbo di ancoraggio, per un tempo dell'ordine di almeno 72 ore.

## 5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L’imbocco sud della Galleria “Pedescala” interessa prevalentemente depositi glaciali e fluvioglaciali costituiti da ghiaia media e grossolana a supporto di matrice sabbiosa, con strati di limo sabbioso.

Dalla sintesi dei dati raccolti durante le campagne di indagine si evince un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.

Si riporta di seguito un quadro di sintesi della stratigrafia di progetto e, per un approfondimento, si rimanda alla relazione geologica e geotecnica.

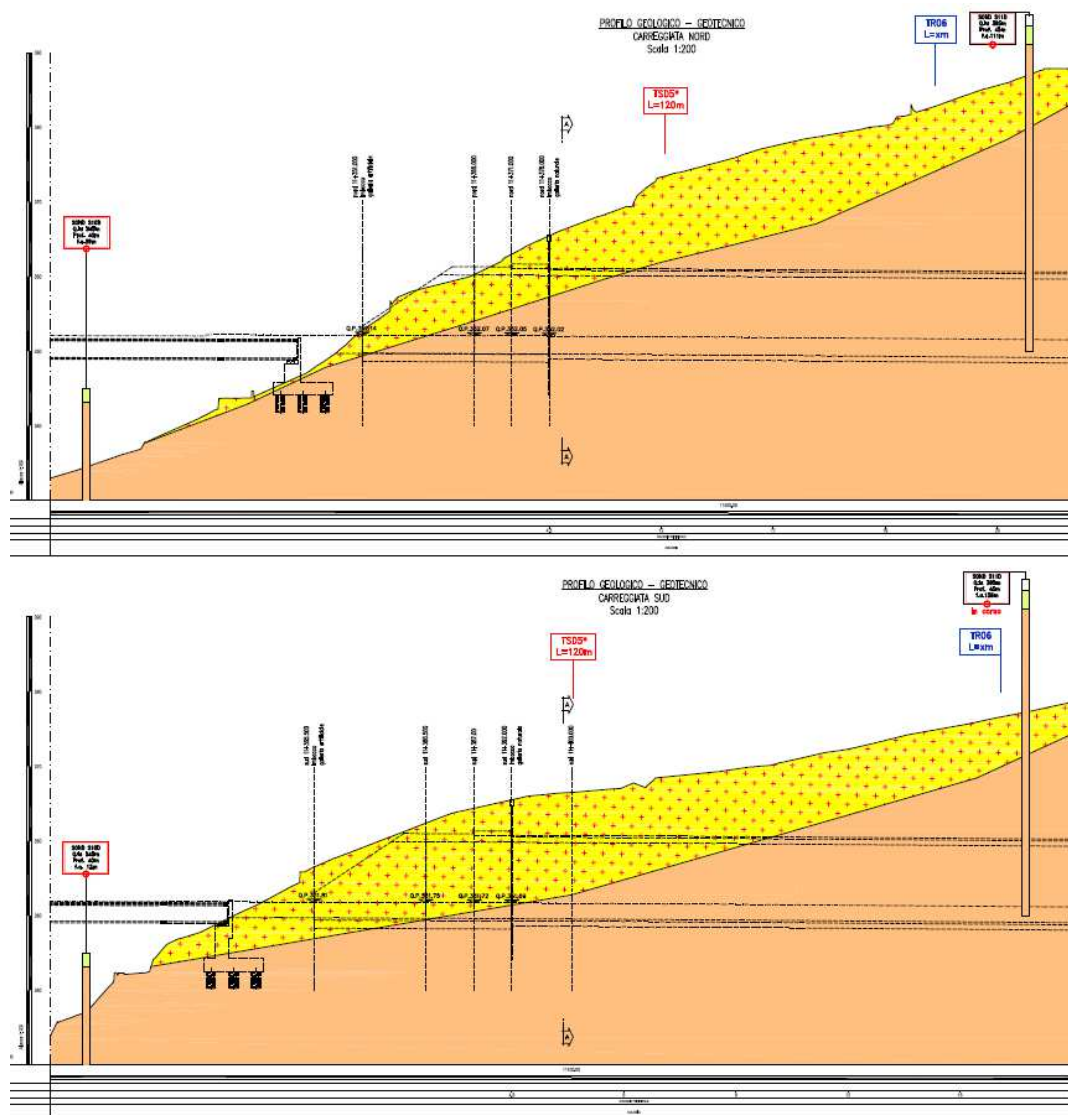


Figura 10 - Stratigrafia imbocco sud

L’imbocco nord della Galleria “Pedescala” interessa il substrato roccioso costituito dalla

Dolomia Principale, ricoperta da un sottile strato di depositi superficiali.

Si riporta di seguito un quadro di sintesi della stratigrafia di progetto e, per un approfondimento, si rimanda alla relazione geologica e geotecnica.

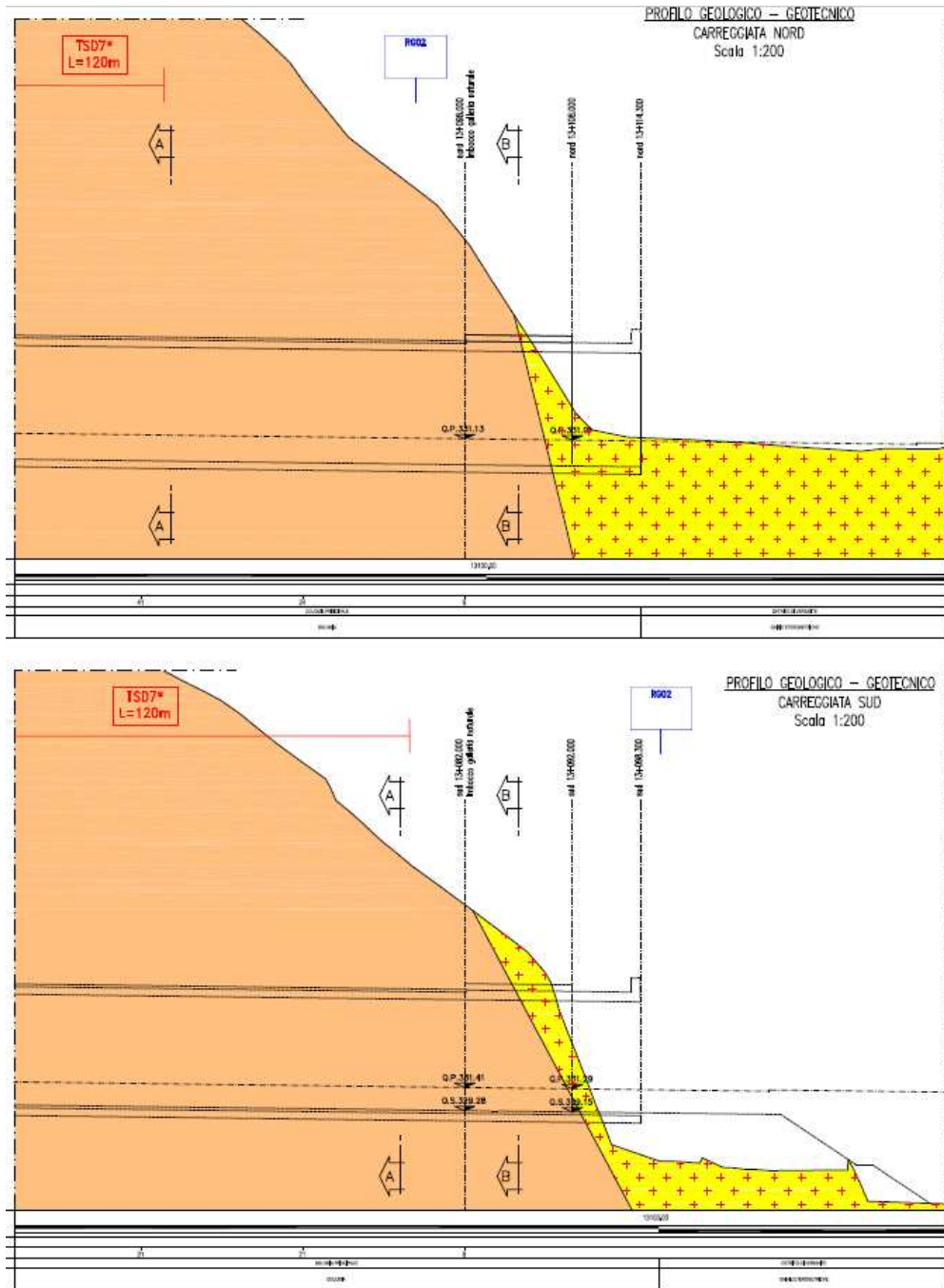


Figura 11 - Stratigrafia imbocco nord

## 6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

La scelta della classe del calcestruzzo dipende dalle classe di esposizione, in questo caso definita come XD1-XC3-XF2. In accordo con il par. C.4.1.6.1.3 del D.M. 14 gennaio 2008 e la circolare 02 febbraio 2009 UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006, per rispettare la condizione ambientale aggressiva data da XD1 e XF2, risulta necessaria una classe di resistenza minima C28/35 ed il copriferro minimo risulta pari a 50mm (per elementi a piastra  $c_{min}$  è pari a 30mm, da incrementare di 10mm per le tolleranze costruttive e di ulteriori 10mm perché la vita nominale dell’opera è al massimo di 100 anni).

Per la progettazione delle opere di sostegno dell’imbocco Pedescala sud, si sono utilizzati i seguenti materiali:

- |                                      |  |
|--------------------------------------|--|
| – acciaio per micropali              | S275;  |
| – calcestruzzo per trave testata:    | C28/35;  |
| – calcestruzzo micropali:            | C28/35;  |
| – acciaio per armatura:              | B 450 C;   |
| – acciaio per travi di ripartizione: | S275;  |
| – malta per cementazione tiranti:    | C20/25;  |
| – betoncino proiettato:              | C20/25;  |
| – rete elettrosaldata:               | B 450 C;   |
| – acciaio armonico per tiranti:      | $f_{ptk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$ ;<br>$f_{pyk} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$ ; |
| – barbacani in PVC microfessurato.   |  |

### 6.1 RESISTENZA DEI MATERIALI

Le caratteristiche di resistenza dei materiali considerati nelle analisi sono le seguenti:

- |  |                             |
|--|-----------------------------|
| • Miscela cementizia per micropali:                  | C28/35                      |
| Resistenza a compressione:                           | $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$   |
| Resistenza di progetto:                              | $f_{cd} = 15.8 \text{ MPa}$ |
| • Calcestruzzo per trave di testa e di ripartizione: | C28/35                      |
| Resistenza a compressione:                           | $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$   |

Resistenza di progetto:	$f_{cd} = 15.8 \text{ MPa}$
• Acciaio per armatura ordinaria:	B 450 C
Tensione di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$
• Acciaio per profilati e micropali:	S 275
Tensione di rottura	$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = 261.9 \text{ MPa}$
• Acciaio armonico per tiranti:	trefoli stab. da 0,6''
Tensione di rottura	$f_{ptk} = 1860 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento	$f_{yk} = 1670 \text{ MPa}$

Per quanto riguarda le prove di normativa sui tiranti (UNI-EN 1537: prove di indagine preliminare; prove di idoneità; prove di accettazione; DM2008: prove di verifica), il numero e le modalità esecutive, si rimanda alle specifiche di Capitolato.

## **7 DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI**

Le opere di sostegno sono state verificate applicando i carichi indicati nel seguito.

### **7.1 SPINTA DEL TERRENO**

Il terreno esercita una spinta orizzontale sulla paratia proporzionale al carico verticale cui esso è soggetto. Il fattore di proporzionalità (coefficiente di spinta) dipende dallo stato deformativo del terreno e varia tra il valore del coefficiente di spinta attiva  $K_a$  e quello del coefficiente di spinta passiva  $K_p$ , i quali, a loro volta, dipendono dall'angolo d'attrito interno del terreno, dall'angolo d'attrito paratia – terreno, dall'inclinazione del terreno a tergo dell'opera e dall'inclinazione della paratia stessa.

Come assunzione di default, PARATIE PLUS tiene conto dell'attrito paratia – terreno (angolo  $\delta$ ) solo nel calcolo di  $K_p$ , che viene valutato tramite la correlazione di Lancellotta (2007). Il coefficiente  $K_a$  viene valutato con le formule di Coulomb, ignorando, di default, l'effetto di  $\delta$ . Nelle analisi effettuate si è supposto un coefficiente d'attrito paratia – terreno pari a  $1/2$  dell'angolo d'attrito interno del terreno.

Il programma di calcolo utilizzato applica alla paratia la componente orizzontale della spinta del terreno, calcolata utilizzando un coefficiente di spinta ottenuto iterativamente ad ogni passo dell'analisi in funzione dello stato deformativo puntuale del terreno.

### **7.2 CARICO IDRAULICO**

Le elaborazioni numeriche sono state condotte in presenza della falda acquifera, dove presente.

### **7.3 CARICO SISMICO**

L'azione di un ipotetico sisma è stata valutata secondo quanto prescritto dalla recente normativa sismica attraverso la formulazione pseudo-statica proposta da Mononobe-Okabe; tale approccio permette di determinare una nuova coppia di coefficienti di spinta ( $K_{a_s}$  e  $K_{p_s}$ ), in relazione alla categoria sismica di riferimento e al contesto geologico e topografico del sito.

Il programma calcola in automatico l'incremento di spinta dovuto alla terra in caso di sisma e lo applica alla parete come carico distribuito.

Per determinare l'azione sismica, con riferimento alla galleria Pedescala che si sviluppa interamente nel comune di San Pietro Valdastico, si utilizza il foglio excel Spettri-NTC ver 1.03, disponibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Per le opere con sola funzione statica durante la fase di scavo degli imbocchi, si determinano i seguenti valori:

- Vita nominale =  $V_N = 10$  anni (opere provvisorie – provvisionali – fase costruttiva);
- Classe d'uso =  $c_u = 1$  (classe II);
- Periodo di riferimento =  $V_R = \max(V_N c_u ; 35) = 35$ ;
- Probabilità di superamento =  $P_{VR} = 10\%$ ;
- Tempo di ritorno =  $T_R = 332$  anni.
- Accelerazione orizzontale di picco su suolo di riferimento rigido  $a_g = 0.109 g$ .

Il coefficiente sismico orizzontale ( $K_h$ ) per le paratie viene calcolato come:

$$K_h = \alpha \beta S_S S_T \frac{a_g}{g}$$

dove:

$S_S$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione della categoria di sottosuolo;

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della categoria topografica;

$\alpha$  = coefficiente di deformabilità, funzione dalla categoria di suolo e dall'altezza complessiva dell'opera;

$\beta$  = coefficiente di spostamento, funzione del massimo spostamento ( $D_r$ ) che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza (con  $D_r < 0,005 * H$  dove  $H$  = altezza complessiva dell'opera). Imponendo uno spostamento ammissibile di 3cm,  $\beta$  risulta pari a 0.5183.

Per le paratie, la Normativa consente di utilizzare il coefficiente sismico verticale  $K_v = 0$ .

Inserendo i valori ottenuti di  $K_h$  e  $K_v$  nelle formulazioni proposte da Mononobe – Okabe, si ottengono i relativi valori dei coefficienti di spinta sismici ( $K_{as}$  e  $K_{ps}$ ).



## 8 CRITERI DI VERIFICA

La verifica dell’opera di sostegno è stata effettuata secondo un approccio agli Stati Limite, analizzando sia lo stato limite ultimo che lo stato limite di esercizio, con riferimento a quanto indicato nel Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14.01.2008 - Testo Unico “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Il D.M. 2008 T.U. segue l’approccio agli Stati Limite degli Eurocodici: la sicurezza e la prestazione di un’opera devono essere valutati in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la sua vita nominale, Stati Limite Ultimi (S.L.U.) [combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1 in accordo con par. 6.5.3 del D.M. da e analisi sismica in accordo con par. 7.11] e Stati Limite di Esercizio (S.L.E.), secondo il metodo semiprobabilistico basato sull’impiego dei “coefficienti parziali di sicurezza”.

### 8.1 Stati limite ultimi (S.L.U.)

Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici i valori dei coefficienti di sicurezza sono riportati ai capitoli 6.2-7 del Testo Unico 2008. La Normativa impone che sia rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell’azione, pari all’azione nominale moltiplicata per il coefficiente parziale per le azioni  $\gamma_f$ , mentre  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, valutato con riferimento ai coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno  $\gamma_m$ .

Per la verifica delle paratie la condizione  $E_d \leq R_d$  deve essere rispettata impiegando due combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici (A1+M1 e A2+M2). In particolare la combinazione A1+M1 risulta rilevante per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno, mentre la combinazione A2+M2 determina il dimensionamento geotecnico.

Azione	Coeff. Parziale $\gamma_f$	
	A1	A2
Permanente sfavorevole	1,30	1,00
Permanente favorevole	1,00	1,00
Variabile sfavorevole	1,50	1,30
Variabile favorevole	0,00	0,00

Tabella 1: Coefficienti parziali per le azioni

Parametro al quale applicare		Coeff. Parziale $\gamma_m$	
		M1	M2
il coefficiente parziale			
Angolo d’attrito	$\tan \phi$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c'$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_u$	1,00	1,40
Peso dell’unità di volume	$\gamma$	1,00	1,00

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici

In condizioni sismiche le verifiche agli Stati Limite Ultimi vengono condotte ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni.

### VERIFICA A TAGLIO MICROPALI

Allo stato limite ultimo, per i tubi in acciaio la verifica combinata momento flettente-taglio è stata condotta verificando che:

$$M_{rd} \geq M_{sd} \quad \text{e} \quad V_{rd} \geq V_{sd}$$

dove:

$M_{rd}$  = momento flettente resistente di progetto;

$M_{sd}$  = momento flettente sollecitante di progetto;

$V_{rd}$  = azione tagliante resistente di progetto;

$V_{sd}$  = azione tagliante sollecitante di progetto.

Le ipotesi che stanno alla base del calcolo con “metodo plastico” a rottura richiedono, in corrispondenza della sezione sollecitata a momento flettente, che si possa formare una cerniera plastica prima che fenomeni di instabilità locale penalizzino la resistenza della sezione (sezione di classe 1); la capacità della sezione di sviluppare rotazioni plastiche è assicurata se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{c}{t_f} \leq 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

dove:

$c$  = lunghezza di metà ala del profilato;

$t_f$  = spessore dell’ala del profilato;

$f_y$  = tensione di snervamento dell’acciaio.

Tuttavia, in presenza di un’azione di taglio, deve essere valutata la possibilità di ridurre il valore del momento resistente plastico ( $M_{pl,rd}$ ).

Nel caso, infatti, in cui si verifichi la seguente condizione:

$$V_{sd} > 50\% V_{pl,rd}$$

il modulo di resistenza che dovrà essere utilizzato nelle verifiche sarà ridotto e cautelativamente posto pari a quello elastico ( $W_{el}$ ).

## 8.2 Stati limite di esercizio (S.L.E.)

La verifica allo stato limite di esercizio viene condotta ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni ed impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto.

Le tensioni ricavate dalle sollecitazioni fornite dal codice di calcolo dovranno essere confrontate con le seguenti tensioni di riferimento, rispettivamente nel calcestruzzo e nell’acciaio:

$$\sigma_c = 0,45 \times f_{ck}$$

$$\sigma_s = 0,80 \times f_{yk}$$

dove:

$f_{ck}$  = Resistenza caratteristica di compressione del calcestruzzo;

$f_{yk}$  = Tensione caratteristica di snervamento dell’acciaio.

### MICROPALI

Per i micropali, allo stato limite di esercizio, le verifiche sono state condotte accertando che, in fase di esercizio, sia rispettata la condizione:

$$\sigma_{id} \leq \sigma_s = 0,80 \times f_{yk}$$

dove:

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma_{\max}^2(\bar{z}) + 3 \cdot \tau^2(\bar{z}))}$$

$$\sigma_{\max}(\bar{z}) = \frac{M_{\max}}{W} \quad \tau_{\max} = \frac{V}{A_{ridotta}}$$

con  $W$  e  $A_{ridotta}$  rispettivamente pari al modulo di resistenza e all’area dell’anima della sezione metallica del profilato.

### 8.2.1 Verifica a Fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture si deve:

- garantire un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite di fessurazione:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

dove  $f_{ctm}$  rappresenta la resistenza a trazione media del cls.

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione è stato fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Per armature poco sensibili e condizioni ambientali aggressive (XF2),  $w_d=w_1=0.2\text{mm}$ .

### 8.3 Tiranti

Per quanto riguarda i tiranti (cap. 6.6 del Testo Unico 2008), ai fini della verifica della

fondazione di ancoraggio, la condizione  $E_d \leq R_d$  deve essere rispettata confrontando l'azione di progetto con una resistenza  $R_d$  calcolata come:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

dove  $\gamma_R$  è il coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggi pretesi:

Tipologia tiranti	Coeff. Parziale $\gamma_R$
Temporanei	1,10
Permanenti	1,20

Tabella 3: Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

La resistenza caratteristica  $R_k$  è definitiva come:

$$R_k = L_{anc} \cdot \pi \cdot (D \cdot \alpha) \cdot \frac{\tau_{lim}}{\xi}$$

dove:

$L_{anc}$  lunghezza del bulbo di ancoraggio;

$D$  diametro di perforazione, pari a 15cm fino a 4 trefoli e a 18cm per più trefoli;

$\alpha$  coefficiente di sbulbamento, assunto cautelativamente pari a 1.2 per terreni e 1.1 per roccia;

$\tau_{lim}$  tensione limite di aderenza fra la malta del buldo ed il terreno, assunta pari a 300kPa;

$\xi$  fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove geotecniche, assunto pari a 1.8, come il massimo proposto nel DM2008.

Per la valutazione di  $\alpha$  e  $\tau_{lim}$ , si è fatto riferimento alla pubblicazione di Bustamante e Doix (1985) per il dimensionamenti dei tiranti di ancoraggio. Il metodo proposto dagli autori si applica ad ancoraggi realizzati mediante iniezione semplice (in un'unica fase) o ripetuta e non si applica pertanto a tiranti per i quali la fondazione viene colata a gravità.

I valori di  $\alpha$  possono essere ricavati dalla tabella riportata nella figura che segue, in funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione (semplici o ripetute). Nella stessa tabella sono indicati i corrispondenti volumi minimi di miscela da iniettare. Nel computo dei volumi non si tiene conto della presenza delle armature.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

TIPO DI TERRENO	COEFFICIENTE $\alpha$		QUANTITÀ MINIMA DI MISCELA
	INIEZIONI RIPETUTE	INIEZIONI RIPETUTE	
Ghiaia	1.8	1.3 ÷ 1.4	1.5 Vp
Ghiaia sabbiosa	1.6 ÷ 1.8	1.2 ÷ 1.4	1.5 Vp
Sabbia ghiaiosa	1.5 ÷ 1.6	1.2 ÷ 1.3	1.5 Vp
Sabbia (grossolana media o fine)	1.4 ÷ 1.5	1.1 ÷ 1.2	1.5 Vp
Sabbia limosa	1.4 ÷ 1.5	1.1 ÷ 1.2	1.5 ÷ 2 Vp per iniezioni ripetute 1.5 Vp per iniezione semplice
Limo	1.4 ÷ 1.6	1.1 ÷ 1.2	2 Vp per iniezione ripetute 1.5 Vs per iniezione semplice
Argilla	1.8 ÷ 2.0	1.2	2.5 ÷ 3 Vp per iniezione ripetute 1.5 ÷ 2 Vp per iniezione semplice
Marna, marna calcarea arenaria alterata o fratturata	1.8	1.1 ÷ 1.2	1.5 ÷ Vp per strati compatti 2 ÷ 6 Vp per strati fratturati
Roccia alterata o fratturata	1.2	1.1	1.1 ÷ 1.5 Vp per roccia poco fessurata ≥ 2 Vp per roccia fratturata

Vp = volume di perforazione

Tabella 4: Valori di  $\alpha$  in funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione (semplice o ripetute).

I valori di  $\tau_{lim}$  sono stati stimati partendo dai diagrammi delle figure che seguono rispettivamente per

- terreni incoerenti;
- rocce alterate e fratturate.

In ciascun diagramma la curva uno, si riferisce a fondazioni realizzate mediante iniezioni ripetute e la curva due, inferiore, a fondazioni mediante iniezione semplice.

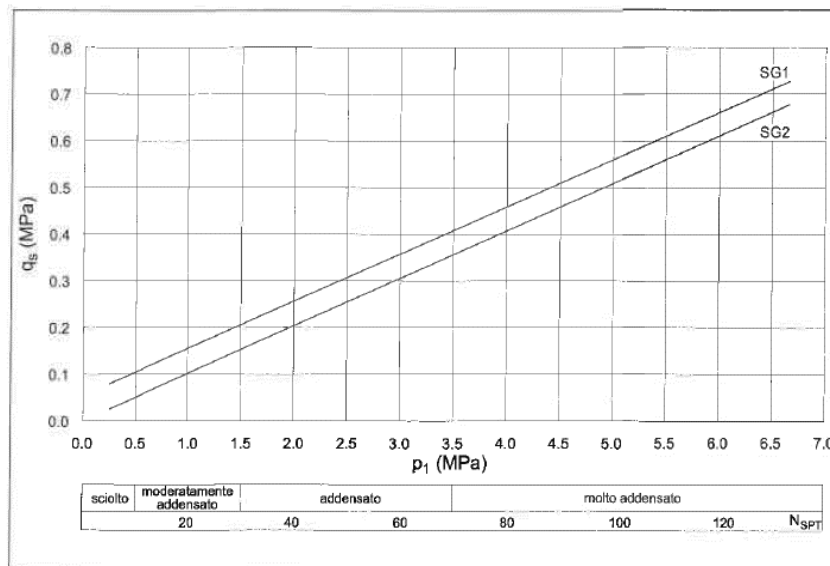


Fig. 6.6 - Resistenza unitaria limite per terreni incoerenti

Figura 12 - Diagramma per il calcolo del valore di  $\tau_{lim}$  per terreni incoerenti

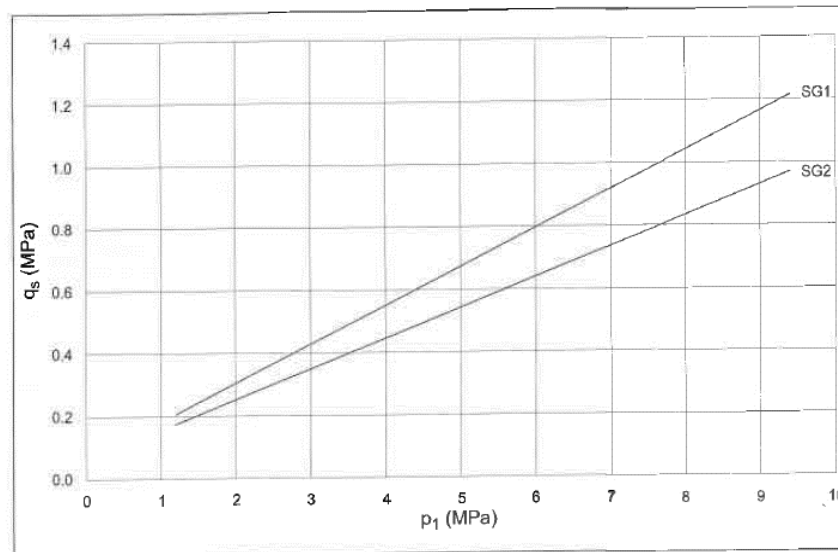


Fig. 6.9 - Resistenza unitaria limite per rocce tenere e fratturate

**Figura 13 - Diagramma per il calcolo del valore di  $\tau_{lim}$  per rocce alterate e fratturate**

Nell'intenzione di raccomandare che i meccanismi di collasso più critici siano il più possibile duttili, le NTC 2008 contengono una richiesta specifica in merito ai tiranti. Nel paragrafo 6.6.2 "VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)" è richiesto quanto segue: "Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio".

La lunghezza libera è definita dall'intersezione del tirante con un piano inclinato di  $45^\circ - \phi/2$  sulla verticale, parallelo al piano passante per il piede della paratia e da esso distante  $0,20 h$ . Si ha quindi:

$$L_s \geq h' + d$$

dove:

$$h' = 0,20 h / \cos(45^\circ - \alpha - \phi/2);$$

$$d = (h + t - h_i) \sin(45^\circ - \phi/2) / \sin(45^\circ + \alpha - \phi/2);$$

$\alpha$  = inclinazione tirante;

$\phi$  = angolo di attrito del terreno;

$h$  = altezza fuori scavo paratia;

$t$  = infissione paratia;

$h_i$  = profondità tirante.

Si deve inoltre tenere presente che, a causa dell’evento sismico, la potenziale superficie di scorrimento risulta più inclinata sull’orizzontale rispetto a quella relativa al caso statico. Questo comporta un incremento della lunghezza libera:

$$L_s \text{ sismica} = L_s \text{ statica} (1+1,5 S_s S_T a_g)$$

#### 8.4 Trave di ripartizione

Allo stato limite ultimo, per le travi in acciaio la verifica combinata momento flettente-taglio è stata condotta verificando che:

$$M_{rd} \geq M_{sd} \quad \text{e} \quad V_{rd} \geq V_{sd}$$

dove:

$M_{rd}$  = momento flettente resistente di progetto;

$M_{sd}$  = momento flettente sollecitante di progetto;

$V_{rd}$  = azione tagliante resistente di progetto;

$V_{sd}$  = azione tagliante sollecitante di progetto.

Le ipotesi che stanno alla base del calcolo con “metodo plastico” a rottura richiedono, in corrispondenza della sezione sollecitata a momento flettente, che si possa formare una cerniera plastica prima che fenomeni di instabilità locale penalizzino la resistenza della sezione (sezione di classe 1); la capacità della sezione di sviluppare rotazioni plastiche è assicurata se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{c}{t_f} \leq 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

dove:

$c$  = lunghezza di metà ala del profilato;

$t_f$  = spessore dell’ala del profilato;

$f_y$  = tensione di snervamento dell’acciaio.

Tuttavia, in presenza di un’azione di taglio, deve essere valutata la possibilità di ridurre il valore del momento resistente plastico ( $M_{pl rd}$ ).

Nel caso, infatti, in cui si verifichi la seguente condizione:

$$V_{sd} > 50\% V_{pl rd}$$

il modulo di resistenza che dovrà essere utilizzato nelle verifiche sarà ridotto e cautelativamente posto pari a quello elastico ( $W_{el}$ ).



Allo stato limite di esercizio, le verifiche sono state condotte accertando che, in fase di esercizio, sia rispettata la condizione:

$$\sigma_{id} \leq \sigma_s = 0,80 \times f_{yk}$$

dove:

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma_{\max}^2(\bar{z}) + 3 \cdot \tau^2(\bar{z}))}$$

$$\sigma_{\max}(\bar{z}) = \frac{M_{\max}}{W} \quad \tau_{\max} = \frac{V}{A_{ridotta}}$$

con  $W$  e  $A_{ridotta}$  rispettivamente pari al modulo di resistenza e all'area dell'anima della sezione metallica del profilato.

## 9 ANALISI NUMERICHE

Il dimensionamento dell’imbocco sud è stato eseguito con riferimento ai risultati dedotti da un’analisi numerica che ha permesso di valutare il comportamento tenso-deformativo della struttura di sostegno nella sezione ritenuta maggiormente rappresentativa.

Analisi	H <sub>SCAVO</sub>	H <sub>PALO</sub>	n° tiranti
	[m]	[m]	[-]
Pedescala sud - 1	16.7	21	2

Tabella 5: Sezioni di calcolo

La sezione “Pedescala sud – 1” è rappresentativa dell’intera sviluppata, che ha un andamento costante, con l’altezza di scavo che decresce quasi simmetricamente sui lati.

Tiranti		Trefoli	Incl.	Incl.	Passo	L libera	L ancor	L tot	Tiro iniz.	Travi di ripartiz.
ordine	m da P.C.	n°	vert °	orizz.°	m	m	m	m	KN	
1	2.5	4	15	0	2.8	14	7	21	300	2HEB160
2	7	5	15	0	2.8	11.5	7	18.5	400	2HEB160
3	12	3	15	0	2.8	8.5	4.5	13	100	2HEB160

Tabella 6: Specifiche - Pedescala sud - 1

Per Pedescala Nord, nel seguito si riporta l’analisi di stabilità dei cunei di roccia e la verifica dell’intervento di contenimento prescelto.

### 9.1 FASI DI CALCOLO

Si riporta la metodologia impiegata per simulare le fasi di realizzazione della paratia.

- step 1 geostatico: vengono applicati i pesi propri del terreno e viene attivato l’elemento “beam”;
- step 2: scavo fino a 0.5m sotto la quota di installazione del tirante.
- step 3: attivazione del tirante, con relativo precarico se di tipo.
- step 4 - fino ad i: ripetizione degli step 2 e 3 fino alla realizzazione di tutti i tiranti.
- step i+1: scavo fino a fondo scavo.
- step i+2 fase sismica: applicazione delle spinte in fase sismica.

## 9.2 PARAMETRI GEOTECNICI

Le opere di sostegno sono state verificate in accordo con le NTC2008, eseguendo i calcoli nelle combinazioni SLE, A1+M1+R1, A2+M2+R2, SISMICA STR e SISMICA GEO (quest’ultima solo per la verifica degli ancoraggi). La stratigrafia ed i parametri geotecnici caratteristici considerati nell’analisi sono riportati di seguito.

Terreno	Profondità da p.c. [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E [MPa]	$\phi$ [°]	c' [kPa]
Detrito - a	0 - 7	22	100	35	0
Cappellaccio*	7 - 12	26	2800	40	70
Dolomia	> 12	26.5	15000	40	380

Tabella 7: Stratigrafia per Pedescala Sud – 1

\* Con cappellaccio si identifica la zona di transizione dal detrito alla roccia sottostante, costituita da roccia alterata e fratturata; nel calcolo si è introdotto uno strato di spessore pari a 5m, con caratteristiche di resistenza ridotte rispetto a quelle della roccia sottostante.

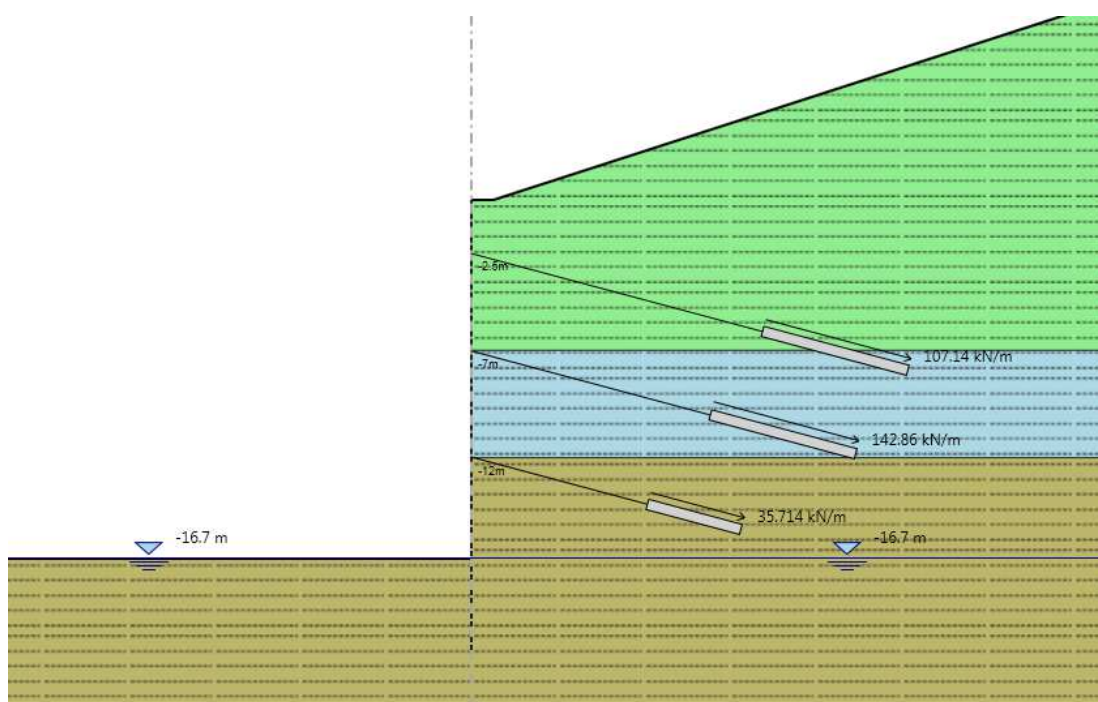


Figura 14 - Modello “Pedescala sud – 1”

Per quanto riguarda il livello idrico, in corrispondenza dell’imbocco Pedescala sud, si è posta la falda a 5.2m al di sopra del piano di fondo scavo ad inizio calcolo e si è successivamente abbassato il livello, portandolo a monte e a valle alla quota dei successivi scavi di ribasso intermedi, per tener conto dell’intervento di drenaggio.

## 10 IMBOCCO PEDESCALA SUD

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche riguardanti le sezioni di paratia esaminate nei calcoli di Pedescala sud.

### 10.1 VERIFICA DEI MICROPALI

#### 10.1.1 Spostamenti

Il codice di calcolo ha permesso di valutare il regime deformativo corrispondente ad ogni step di calcolo; nella seguente tabella si riportano i valori massimi degli spostamenti orizzontali evidenziati dall’elaborazione numerica in fase statica: il regime deformativo mostrato dal programma di calcolo è compatibile con la tipologia di struttura considerata e la spinta passiva mobilitata massima è significativamente inferiore al 50% di quella disponibile.

Calcolo	Spostamenti orizzontali [mm]	Utilizzo spinta passiva
Pedescala sud - 1	17.15	5%

Tabella 8: Spostamenti orizzontali

#### 10.1.1 Verifiche a flessione e taglio

La verifica di resistenza dei micropali è stata condotta considerando reagente il solo tubo di acciaio, mentre il calcestruzzo contenuto all’interno è stato considerato per la definizione dell’inerzia e dell’area della sezione equivalente dell’elemento beam utilizzato nella modellazione. Si è analizzata la sezione in corrispondenza della quota del palo z per la quale si verifica lo stato di sollecitazione più gravoso in termini di M e di V.

La tabella seguente riporta, per ogni sezione di calcolo, il tubo considerato nelle verifiche:

Calcolo	Tubo
Pedescala sud - 1	Ø177.8 spessore 10 passo 400

Tabella 9: Armatura

#### Stato Limite Ultimo

Nelle seguenti tabelle sono riportati i risultati delle verifiche condotte. Come è possibile osservare, le verifiche risultano soddisfatte.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

	Dati da Paratie			Tipo acciaio				Tubo					
	M <sub>paratie</sub> [KNm/m]	V <sub>paratie</sub> [KN/m]	passo [m]	Tipo acciaio	f <sub>yk</sub> [MPa]	γ <sub>M0</sub> [-]	f <sub>yd</sub> [MPa]	[Ø] [mm]	t [mm]	W <sub>el</sub> [cm3]	W <sub>pl</sub> [cm3]	A [cm2]	A <sub>v</sub> [cm2]
CASO	76.99	124.49	0.4	S275	275	1.05	262	177.8	10	209	266	52.7	33.6
STATICO	61.06	105.17											
SISMICO	90.03	118.2											

	Azioni sollecitanti			Azioni resistenti						Verifiche			controllo classe sezioni		
	M <sub>sk</sub> [kNm]	V <sub>sk</sub> [kNm]	γ <sub>A</sub> [-]	M <sub>sd</sub> [kNm]	V <sub>sd</sub> [kN]	M <sub>el rd</sub> [kNm]	M <sub>pl rd</sub> [kNm]	M <sub>rd</sub> [kNm]	V <sub>pl rd</sub> [kN]	M <sub>rd</sub> / M <sub>sd</sub> [-]	V <sub>rd</sub> / V <sub>sd</sub> [-]	X	Y		
CASO	30.8	49.8	1.0	30.8	49.8	54.9	69.7	69.7	507.5	2.26	> 1	10.19	> 1	8.9	66.6
STATICO	24.4	42.1	1.0	24.4	42.1	54.9	69.7	69.7	507.5	2.85	> 1	12.06	> 1	OK: X<Y sez. di classe 1	
SISMICO	36.0	47.3	1.0	36.0	47.3	54.9	69.7	69.7	507.5	1.93	> 1	10.73	> 1		

Tabella 10: Verifica a flessione e taglio SLU – Pedescala sud – 1

### Stato Limite di Esercizio

Le tensioni risultano sempre inferiori al limite ( $\sigma_s=220$  MPa) e la verifica risulta quindi soddisfatta.

M <sub>MAX</sub>	V <sub>MAX</sub>	σ <sub>max</sub>	τ <sub>max</sub>	σ <sub>id</sub>
[KN*m]	[KN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
23.69	38.34	113.1	14.5	115.9

Tabella 11: Verifica a flessione e taglio SLE – Pedescala sud – 1

## 10.2 VERIFICA DEI TIRANTI

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche riguardanti i tiranti previsti in progetto a sostegno delle paratie; le verifiche riguardano la resistenza a trazione dei trefoli in acciaio e la resistenza a sfilamento del bulbo d'ancoraggio, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

### 10.2.1 Verifiche dei trefoli

Le verifiche sono state condotte accertando, sia in fase statica che in fase sismica, che sia rispettata la condizione:  $E_d \leq R_d$ .

<b>VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A1+M1</b>									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f <sub>yk</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm2]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	4	2.8	149.2	1.39	1670	807.4	417.81	1.93	> 1
2	5	2.8	186.3	1.39	1670	1009.3	521.63	1.93	> 1
3	3	2.8	46.4	1.39	1670	605.6	129.99	4.66	> 1

<b>VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1</b>									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	$f_{yk}$	$R_{sd}$	$E_{sd}$	$R_{sd}/E_{sd}$	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	4	2.8	132.7	1.39	1670	807.4	371.60	<b>2.17</b>	> 1
2	5	2.8	147.1	1.39	1670	1009.3	411.79	<b>2.45</b>	> 1
3	3	2.8	40.0	1.39	1670	605.6	111.91	<b>5.41</b>	> 1

<b>VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A2+M2</b>									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	$f_{yk}$	$R_d$	$E_d$	$R_d/E_d$	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	4	2.8	130.5	1.39	1670	807.4	365.52	<b>2.21</b>	> 1
2	5	2.8	145.7	1.39	1670	1009.3	407.83	<b>2.47</b>	> 1
3	3	2.8	35.9	1.39	1670	605.6	100.43	<b>6.03</b>	> 1

<b>VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2</b>									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	$f_{yk}$	$R_{sd}$	$E_{sd}$	$R_{sd}/E_{sd}$	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	4	2.8	156.3	1.39	1670	807.4	437.75	<b>1.84</b>	> 1
2	5	2.8	188.3	1.39	1670	1009.3	527.24	<b>1.91</b>	> 1
3	3	2.8	70.6	1.39	1670	605.6	197.76	<b>3.06</b>	> 1

Tabella 12: Verifica dei trefoli – Pedescala sud - 1

### 10.2.2 Verifiche della lunghezza libera e dell'ancoraggio

Le lunghezze libere dei tiranti sono state definite secondo i criteri esposti in precedenza.

Di seguito sono riassunte le lunghezze adottate per i diversi ordini di tiranti.

ordine	H1 [m]	H2 [m]	Inclinaz. verticale	Inclinaz. orizz.	Angolo d'attrito	Infiss. pannello	L. libera [m]	L. libera + sisma	L. libera arrot. 0.5
1	16.7	2.5	15	0	40	4.3	<b>11.33</b>	<b>13.18</b>	<b>14</b>
2	16.7	7	15	0	40	4.3	<b>9.40</b>	<b>10.93</b>	<b>11.5</b>
3	16.7	12	15	0	40	4.3	<b>7.25</b>	<b>8.44</b>	<b>8.5</b>

Tabella 13: Lunghezza libera dei tiranti – Pedescala Sud – 1

Nel seguito si riportano le verifiche allo sfilamento del bulbo di ancoraggio.

<b>VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A1+M1</b>									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	$\tau$ terr-fond.	Diametro perforaz.	$\alpha$ sbulbam.	$R_d$	$E_d$	$R_d/E_d$
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	149.2	7.0	167	15	1.1	549.5	417.8	<b>1.32</b>
2	2.8	186.3	7.0	167	18	1.1	659.4	521.6	<b>1.26</b>
3	2.8	46.4	4.5	167	15	1.1	353.3	130.0	<b>2.72</b>

<b>VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1</b>									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	$\tau$ terr-fond.	Diametro perforaz.	$\alpha$ sbulbam.	$R_{sd}$	$E_{sd}$	$R_{sd}/E_{sd}$
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	132.7	7.0	167	15	1.1	549.5	371.6	<b>1.48</b>
2	2.8	147.1	7.0	167	18	1.1	659.4	411.8	<b>1.60</b>
3	2.8	40.0	4.5	167	15	1.1	353.3	111.9	<b>3.16</b>

<b>VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A2+M2</b>									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	$\tau$ terr-fond.	Diametro perforaz.	$\alpha$ sbulbam.	$R_d$	$E_d$	$R_d/E_d$
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	130.5429	7.0	167	15	1.1	549.5	365.5	<b>1.50</b>
2	2.8	145.6536	7.0	167	18	1.1	659.4	407.8	<b>1.62</b>
3	2.8	35.86786	4.5	167	15	1.1	353.3	100.4	<b>3.52</b>

<b>VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2</b>									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	$\tau$ terr-fond.	Diametro perforaz.	$\alpha$ sbulbam.	$R_d$	$E_d$	$R_d/E_d$
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	156.3393	7.0	167	15	1.1	549.5	437.8	<b>1.26</b>
2	2.8	188.3	7.0	167	18	1.1	659.4	527.2	<b>1.25</b>
3	2.8	70.62857	4.5	167	15	1.1	353.3	197.8	<b>1.79</b>

Tabella 14: Verifica dell’ancoraggio – Pedescala sud – 1

### 10.3 VERIFICA DELLE TRAVI DI RIPARTIZIONI

#### Stato limite ultimo

I risultati delle verifiche della trave di ripartizione sono riportati nelle tabelle seguenti, in cui compaiono:

- $T_{paratie}$  = azione di trazione nel tirante derivante dal codice di calcolo PARATIE;
- $f_{yk}$  = tensione di snervamento dell’acciaio;
- $\gamma_{M0}$  = coefficiente riduttivo della resistenza dell’acciaio;
- $f_{yd}$  = tensione di snervamento di progetto dell’acciaio;
- $b, t, r, h$  = caratteristiche geometriche del profilato;
- $W_{el}$  = modulo di resistenza della sezione;
- $W_{pl}$  = modulo di resistenza “plastico” della sezione;
- $A$  = area della sezione del profilato;
- $A_v$  = area ridotta “di taglio”;
- $M_{sk}$  = momento flettente agente sulla sezione di verifica (  $(T_{paratie} * passo^2)/10$  );
- $V_{sk}$  = azione di taglio agente sulla sezione di verifica (  $(T_{paratie} * passo)/2$  );
- $\gamma_A$  = coefficiente amplificativo delle azioni sollecitanti;
- $M_{sd}$  = momento flettente di progetto;

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

- $V_{sd}$  = azione di taglio agente di progetto;
- $M_{pl\ rd}$  = momento flettente resistente "plastico" ( $f_{yd} \cdot W_{pl}$ );
- $M_{el\ rd}$  = momento flettente resistente "elastico" ( $f_{yd} \cdot W_{el}$ );
- $V_{pl\ rd}$  = azione tagliante resistente "plastica" ( $A_v \cdot f_{yd} / \sqrt{3}$ )

I ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	$T_{paratie}$	passo	Tipo	$f_{yk}$	$\gamma_{M0}$	$f_{yd}$	Tipo e numero	b	$t_{flangia}$	$t_{web}$	r	$h_{web}$	$W_{el}$	$W_{pl}$	A	Av
Combinazione	[KNm/m]	[m]	acciaio	[MPa]	[-]	[MPa]		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
STATICO	149.2178571	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	HEB160	16	1.3	0.8	1.5	13.4	311.5	354	54.25	17.59
SISMICO	132.7142857						2									
A2+M2	130.5428571						2									

I ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche			controllo classe sezioni		
	$M_{sk}$	$V_{sk}$	$\gamma_A$	$M_{sd}$	$V_{sd}$	$M_{el\ rd}$	$M_{pl\ rd}$	$M_{rd}$	$V_{pl\ rd}$	$M_{rd} / M_{sd}$	$V_{rd} / V_{sd}$	X	Y		
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[-]	[-]	C/t <sub>t</sub>	(235/f <sub>y</sub> ) <sup>0.5</sup>		
STATICO	58.5	104.5	1.0	58.5	104.5	81.6	92.7	92.7	266.0	1.59	> 1	2.55	> 1	6.2	66.6
SISMICO	52.0	92.9	1.0	52.0	92.9	81.6	92.7	92.7	266.0	1.78	> 1	2.86	> 1	K: X<Y sez. di classe	
A2+M2	51.2	91.4	1.0	51.2	91.4	81.6	92.7	92.7	266.0	1.81	> 1	2.91	> 1		

II ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	$T_{paratie}$	passo	Tipo	$f_{yk}$	$\gamma_{M0}$	$f_{yd}$	Tipo e numero	b	$t_{flangia}$	$t_{web}$	r	$h_{web}$	$W_{el}$	$W_{pl}$	A	Av
Combinazione	[KNm/m]	[m]	acciaio	[MPa]	[-]	[MPa]		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
STATICO	186.2964286	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	HEB160	16	1.3	0.8	1.5	13.4	311.5	354	54.25	17.59
SISMICO	147.0678571						2									
A2+M2	145.6535714						2									

II ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche			controllo classe sezioni		
	$M_{sk}$	$V_{sk}$	$\gamma_A$	$M_{sd}$	$V_{sd}$	$M_{el\ rd}$	$M_{pl\ rd}$	$M_{rd}$	$V_{pl\ rd}$	$M_{rd} / M_{sd}$	$V_{rd} / V_{sd}$	X	Y		
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[-]	[-]	C/t <sub>t</sub>	(235/f <sub>y</sub> ) <sup>0.5</sup>		
STATICO	73.0	130.4	1.0	73.0	130.4	81.6	92.7	92.7	266.0	1.27	> 1	2.04	> 1	6.2	66.6
SISMICO	57.7	102.9	1.0	57.7	102.9	81.6	92.7	92.7	266.0	1.61	> 1	2.58	> 1	K: X<Y sez. di classe	
A2+M2	57.1	102.0	1.0	57.1	102.0	81.6	92.7	92.7	266.0	1.62	> 1	2.61	> 1		

III ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	$T_{paratie}$	passo	Tipo	$f_{yk}$	$\gamma_{M0}$	$f_{yd}$	Tipo e numero	b	$t_{flangia}$	$t_{web}$	r	$h_{web}$	$W_{el}$	$W_{pl}$	A	Av
Combinazione	[KNm/m]	[m]	acciaio	[MPa]	[-]	[MPa]		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
STATICO	46.425	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	HEB160	16	1.3	0.8	1.5	13.4	311.5	354	54.25	17.59
SISMICO	39.96785714						2									
A2+M2	35.86785714						2									

III ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche			controllo classe sezioni		
	$M_{sk}$	$V_{sk}$	$\gamma_A$	$M_{sd}$	$V_{sd}$	$M_{el\ rd}$	$M_{pl\ rd}$	$M_{rd}$	$V_{pl\ rd}$	$M_{rd} / M_{sd}$	$V_{rd} / V_{sd}$	X	Y		
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[-]	[-]	C/t <sub>t</sub>	(235/f <sub>y</sub> ) <sup>0.5</sup>		
STATICO	18.2	32.5	1.0	18.2	32.5	81.6	92.7	92.7	266.0	5.09	> 1	8.18	> 1	6.2	66.6
SISMICO	15.7	28.0	1.0	15.7	28.0	81.6	92.7	92.7	266.0	5.92	> 1	9.51	> 1	K: X<Y sez. di classe	
A2+M2	14.1	25.1	1.0	14.1	25.1	81.6	92.7	92.7	266.0	6.59	> 1	10.59	> 1		

Tabella 15: Verifica travi di ripartizione SLU – Pedescala sud – 1

**Stato limite di esercizio**

Nelle travi di ripartizione in acciaio, le tensioni risultano sempre inferiori al limite  $\sigma_s=220$  MPa e la verifica risulta quindi soddisfatta.

Ordine	Profilato	$M_{MAX}$	$V_{MAX}$	$\sigma_{max}$	$\tau_{max}$	$\sigma_{id}$
	[-]	[KN*m]	[KN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
I	2 HEB160	44.95	80.35	144.4	45.7	164.7
II	2 HEB160	56.18	100.31	180.3	57.0	205.6
III	2 HEB160	13.99	25.00	44.9	14.2	51.2

Tabella 16: Verifica travi di ripartizione SLE – Pedescala sud – 1



### 10.4 VERIFICA DELLA TRAVE DI TESTA

La trave di testa, che collega i micropali, ha una sezione larga 70 cm e alta 80 cm ed è armata in corrispondenza degli imbocchi con 4Ø26 ad un lembo e con 4+4Ø26 dall'altro. In corrispondenza degli imbocchi, i micropali verranno tagliati e rimarranno appesi alla trave di testa. Sulla trave agisce un momento ed un taglio dovuti al peso distribuito  $q$  equivalente a quello dei micropali tagliati sulla larghezza  $l$  dell'imbocco:

$$M_{ks} = M_{\max} = \frac{ql^2}{10} \quad \text{e} \quad V_{ks} = V_{\max} = \frac{ql}{2}$$

AZIONI						
Spezzone medio palo[m]	Largh. scavo	Peso Spezz. KN	Carico distrib. KN/m	Momento PL <sup>2</sup> /8 [KNm]	Taglio PL/2 [KN]	
7	15	7.92	19.79	556.65	148.44	
<b>M</b>	<b>N</b>	<b>V</b>	<b>Md</b>	<b>Nd</b>	<b>Vd</b>	
KNm	KN	KN	KNm	KN	KN	
556.65	0.00	148.44	723.65	0.00	192.97	
VERIFICA SLE - T.U. 2008						
<b>Verifica</b>	<b>M</b>	<b>N</b>	<b>σ cls</b>	<b>σ steel</b>	<b>σ lim cls</b>	<b>σ lim steel</b>
S.L.E.	KNm	KN	MPa	MPa	MPa	MPa
	556.65	0.00	11.53	311	17.43	360
					OK	OK
VERIFICA SLU						
<b>Md</b>	<b>Nd</b>					
KNm	KN					
723.65	0.00					
VERIFICA TAGLIO ( T.U. 2008 )						
<b>V</b>	<b>N</b>	<b>Vd</b>	<b>V slu</b>	<b>Coefficiente</b>	<b>Coefficiente</b>	
KN	KN	KN	KN	γ <sub>s</sub>	γ <sub>c</sub>	
148.44	0.00	192.97	192.97	1.15	1.5	
<b>Staffe φ</b>	<b>Passo</b>	<b>Asw</b>	<b>Copriferro</b>	<b>f<sub>yk</sub> staffe</b>	<b>f<sub>yd</sub> staffe</b>	<b>f<sub>cd</sub></b>
mm	cm	mm <sup>2</sup>	cm	Mpa	MPa	MPa
14	20	307.88	5	450	391.30	15.8
<b>altezza utile</b>	<b>bw</b>	<b>σ<sub>cp</sub></b>	<b>α<sub>c</sub></b>	<b>α</b>	<b>θ</b>	
d [cm]	cm	MPa	-	°	°	
73.70	70	0	1.00	90	45	
<b>V<sub>Rsd</sub></b>	<b>V<sub>Rcd</sub></b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>		<b>Verifica</b>		
KN	KN	KN		OK		
399.55	1834.02	399.55				

Tabella 17: Verifica trave di testa

## 11 IMBOCCO PEDESCALA NORD

### 11.1 DESCRIZIONE IMBOCCO NORD E INTERVENTI DI SOSTEGNO

La realizzazione dell'Imbocco Nord della Galleria Pedescala prevede la formazione di quattro pareti di sbancamento all'interno del substrato roccioso, la parete frontale e tre pareti laterali (parete laterale 1, laterale 2 e laterale 3)

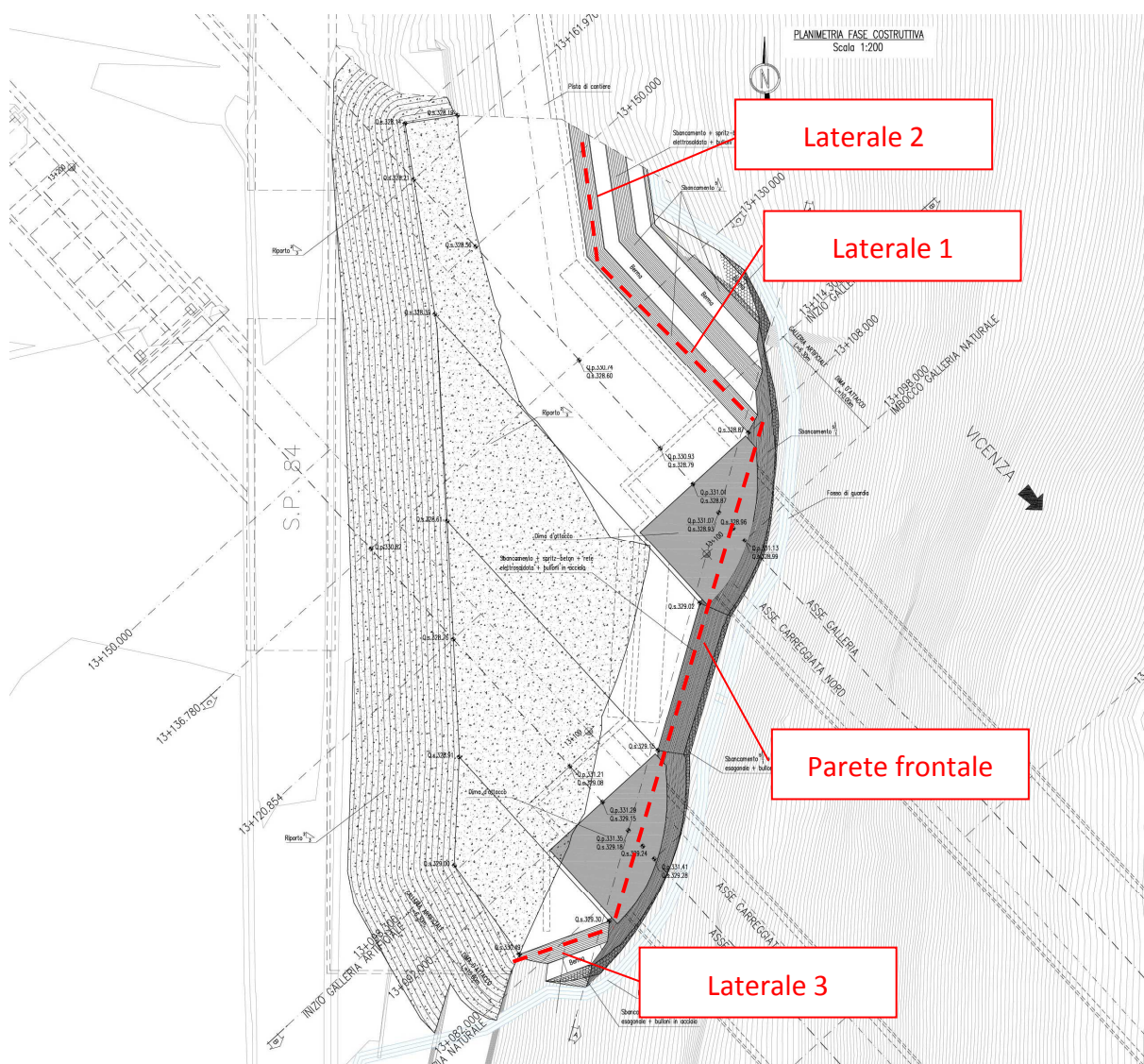


Figura 15 - Stralcio planimetrico Imbocco Nord Galleria Pedescala

La parete frontale di scavo sarà modellata con pendenze pari a 5 su 1 (79° circa), con altezze di scavo variabili mediamente di 20.00 metri circa.

Quelle laterali invece saranno modellate con pendenze 5 su 2 (69° circa), con altezze variabili tra 12 e 16 m circa.

In tutti i casi saranno adottati bulloni in acciaio cementati  $L = 6.00$  m,  $\Phi = 26$ mm, perforazione  $\Phi \geq 51$ mm, disposti su una maglia a quinconce  $2.00 \times 2.00$  m; sarà poi proiettato uno strato di spritz-beton armato con rete metallica elettrosaldata, di spessore pari a 10.00 cm. Per le porzioni sommitali che non saranno ricoperte dalla sistemazione finale, saranno utilizzati bulloni tipo Dywidag  $\Phi = 25$ mm, di pari resistenza rispetto ai bulloni in acciaio  $\Phi = 26$ mm, a doppia protezione e, al posto dello spritz-beton armato, sarà impiegata una rete esagonale metallica zincata.

### *11.2 Fasi esecutive di preparazione imbocco*

La realizzazione dell'imbocco in esame prevede le seguenti fasi esecutive:

- Scavo di sbancamento e profilatura, dall'alto verso il basso, per successivi ribassi massimi di  $2.50 \div 3.00$ m;
- realizzazione, durante le fasi di ribasso ove previsto, delle bullonature realizzate con barre  $L = 6.00$  m disposte su una maglia a quinconce  $2.00 \times 2.00$  m, e di un eventuale drenaggio, da prevedersi nei tratti di sbancamento rivestiti in betoncino proiettato, mediante tubi microfessurati  $L=3.00$ m n.°2 file per banca ad interasse orizzontale di 4.00m;
- per ogni ribasso, sia sul fronte di imbocco che lateralmente, rivestimento in betoncino proiettato  $sp=10$ cm armato con rete elettrosaldata  $\varnothing 6$ mm maglia  $15 \times 15$ cm, nelle porzioni che saranno ricoperte dalla sistemazione finale, le porzioni superiori invece saranno protette con rete d'acciaio esagonale;
- esecuzione dei trattamenti al contorno della futura sezione di scavo d'attacco;
- immediata esecuzione della dima d'attacco;
- scavo della galleria naturale secondo quanto previsto in progetto.
- Realizzazione della galleria artificiale
- Ritombamento finale e sistemazione dell'imbocco.

### *11.3 VERIFICHE DI STABILITÀ E DEI SUPPORTI DELLE PARETI DI SCAVO*

Nei seguenti paragrafi, dopo un richiamo teorico-pratico sulle metodologie di verifica utilizzate, saranno esposti i risultati di tutte le verifiche di stabilità eseguite sulle pareti rocciose realizzate per l'imbocco, definendo d'apprima il modello di calcolo utilizzato, ossia lo standard di verifica, le geometrie dei versanti e delle discontinuità, le resistenze

geomeccaniche lungo i giunti, le condizioni idrogeologiche, le condizioni sismiche ed i supporti applicati.

#### *11.3.1 Accenni teorici sulle verifiche di stabilità*

Le scarpate derivanti dagli scavi di imbocco possono risultare instabili a causa della presenza dei giunti di fratturazione all’interno dell’ammasso roccioso che isolano dei volumi rocciosi potenzialmente instabili. Si rende quindi necessario procedere a verifiche di stabilità volte ad individuare i possibili cinematismi dell’instabilità ed i necessari interventi di stabilizzazione.

I cinematismi che possono verificarsi sono i seguenti:

- Scivolamento planare lungo una discontinuità (planar sliding);
- Ribaltamento di blocchi (toppling);
- Scivolamento di cunei lungo la linea di intersezione tra due discontinuità (wedge sliding).

Le analisi sono condotte in due fasi: la prima consiste in un’analisi di tipo grafico, tramite il test di Markland eseguito con l’impiego degli stereogrammi utilizzando il software DIPS 6.0. La verifica grafica risulta progettualmente utile poiché individua i potenziali “meccanismi di movimento” sui piani di scavo, valutando se tali meccanismi siano possibili dal punto di vista puramente geometrico (condizioni geometriche), individuando inoltre le famiglie di discontinuità coinvolte per ogni singolo cinematismo analizzato.

Questi movimenti possono effettivamente verificarsi solo se gli sforzi di taglio indotti dalla gravità (forze agenti) superano la “resistenza al taglio” disponibile lungo le discontinuità interessate (forze resistenti); si procede pertanto con la seconda fase ad una verifica di tipo deterministico mediante le analisi di stabilità tridimensionali, valutando così per ciascun cinematismo l’effettivo fattore di sicurezza, determinato dal rapporto tra le forze agenti e quelle resistenti. Per le forze agenti si considerano quando presenti anche la presenza della falda acquifera, delle accelerazioni sismiche e di eventuali sovraccarichi, e per le forze resistenti il contributo degli interventi di sostegno. Le verifiche di tipo deterministico sono svolte secondo quanto indicato dal DM 2008 per i fronti di scavo (approccio 1, combinazione 2 – A2+M2+R2).

#### *Scivolamento planare (planar sliding)*

Lo scivolamento planare si forma quando un volume roccioso appoggia su un piano inclinato che immerge nella stessa direzione del pendio.

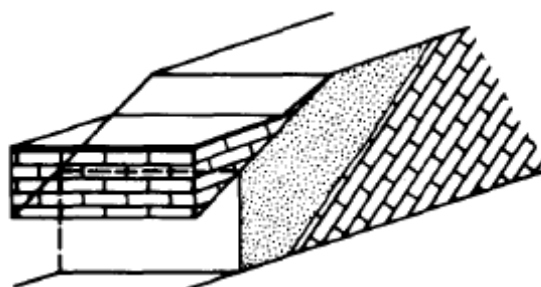


Figura 16 - esempio di scivolamento planare (Goodman, R. E. - Introduction to Rock Mechanics, 2nd Edition)

La condizione geometrica necessaria affinché tale cinematismo possa avvenire è che il piano di scivolamento abbia una direzione di immersione circa coincidente con uno scarto di circa  $\pm 30^\circ$  (lateral limits) con la linea di massima pendenza del pendio, ed inclinazione inferiore al pendio ma maggiore dell'angolo di resistenza la taglio su giunto. Dal punto di vista grafico le discontinuità che potenzialmente possono causare lo scivolamento planare sono quelle i cui poli rientrano nell'area critica (critical pole vector zone for planar sliding) definita nello stereogramma come mostrato nella figura seguente.

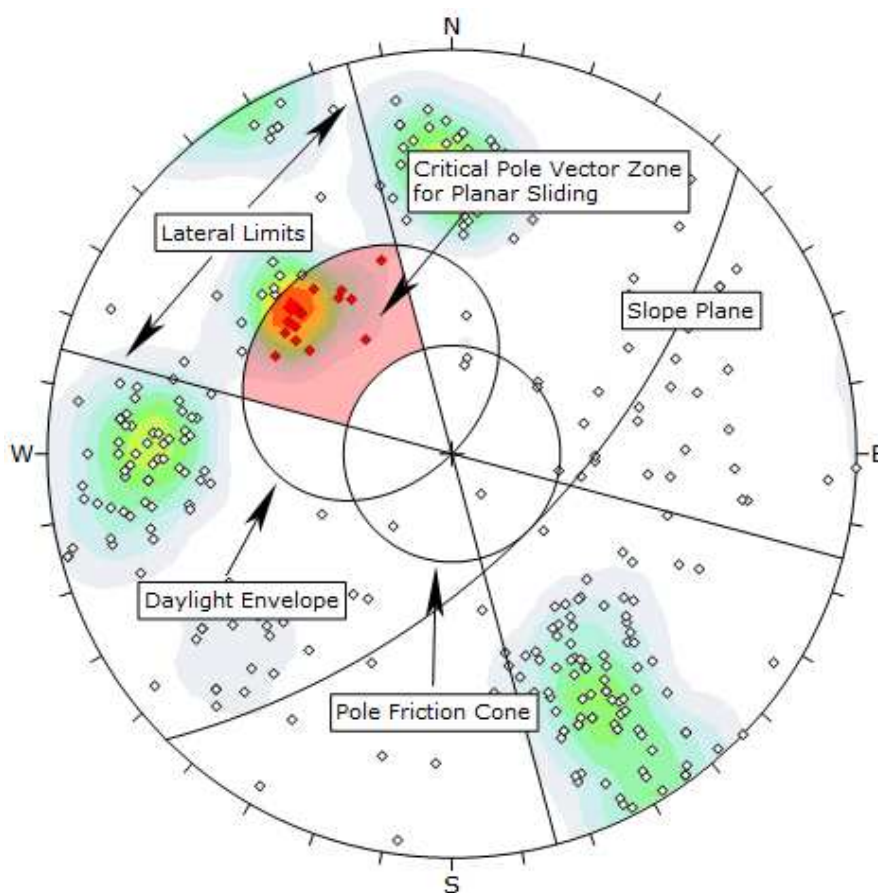


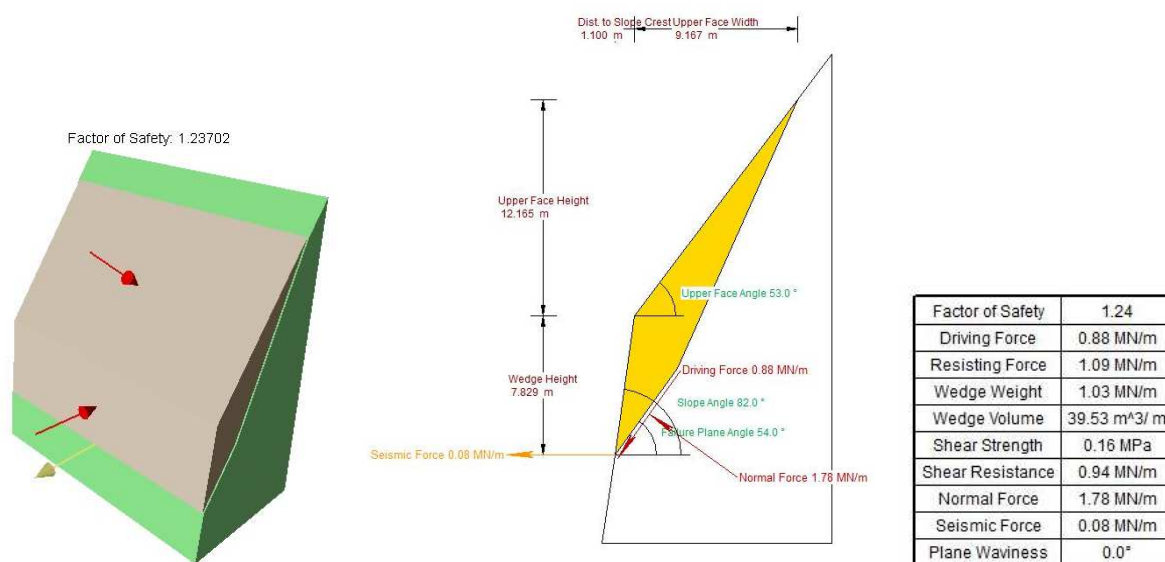
Figura 17 - stereogramma per la verifica dello scivolamento planare

La verifica deterministica viene svolta con il software RocPlane 3.0, nel quale si inseriscono i seguenti dati di input:

- La geometria del pendio e delle discontinuità che possono potenzialmente generare tale cinematismo individuate con la precedente verifica grafica;
- la resistenza al taglio lungo le discontinuità;
- l'eventuale presenza della falda;
- le accelerazioni sismiche;
- i supporti previsti.

Questi ultimi vengono considerati con una pressione equivalente agente sulle superfici del volume roccioso instabile, definita dalla capacità tensionale dei bulloni diviso la maglia di applicazione degli stessi. Si riporta un esempio di verifica di stabilità deterministica dello scivolamento planare.

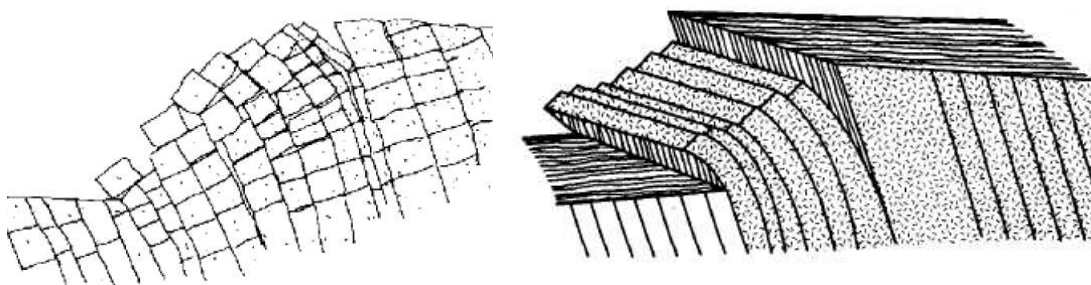
Lo scivolamento planare risulta al lato pratico generalmente poco probabile poiché richiede oltre alle condizioni geometriche sopra esposte (orientazione reciproca delle discontinuità e del pendio), che i lati del pendio siano liberi, o dal punto di vista morfologico (spuntoni rocciosi per esempio) o per la presenza di giunti laterali verticali, così che il volume roccioso instabile risulti svincolato. Tali condizioni si verificano molto raramente soprattutto in corrispondenza degli imbocchi delle gallerie; tuttavia per completezza di analisi e per ulteriore cautela sono state condotte anche le verifiche allo scivolamento planare.



**Figura 18 - Esempio di verifica deterministica dello scivolamento planare**

Ribaltamento dei blocchi (toppling)

Questa tipologia di instabilità comporta il ribaltamento degli strati rocciosi come se fossero una serie di lastre molto inclinate a sbalzo rispetto al pendio. Ogni strato tende a piegarsi verso il pendio sotto il peso proprio, e se vi sono le condizioni per cui è permesso al blocco roccioso di scorrere o ribaltarsi, si formano delle crepe di tensione (tension cracks) negli strati superiori, liberando dei volumi rocciosi potenzialmente instabili. A questo punto vi sono due possibili tipologie di ribaltamento: se vi sono frequenti discontinuità ortogonali i blocchi rocciosi possono svincolarsi reciprocamente e ribaltarsi rigidamente (direct toppling), in caso contrario gli strati rocciosi tendono a piegarsi (flexural toppling) scorrendo gli uni sugli altri.



**Figura 19 - esempi di direct toppling (sinistra) e flexural toppling (destra)**

La condizione geometrica necessaria affinché si verifichi il ribaltamento dei blocchi è che le discontinuità abbiano una immersione a circa  $180^\circ$  rispetto a quella del fronte di scavo con uno scarto di circa  $\pm 30^\circ$  (lateral limit) ed una elevata inclinazione, maggiore del limite di ribaltamento (toppling limit) definito in funzione della giacitura del pendio, ossia di una inclinazione maggiore di quella del pendio meno l'angolo d'attrito dei giunti. Dal punto di vista grafico le discontinuità che potenzialmente possono causare il ribaltamento flessionale sono quelle i cui poli rientrano nell'area critica (critical pole vector zone for flexural toppling) definita nello stereogramma come mostrato nella figura seguente.

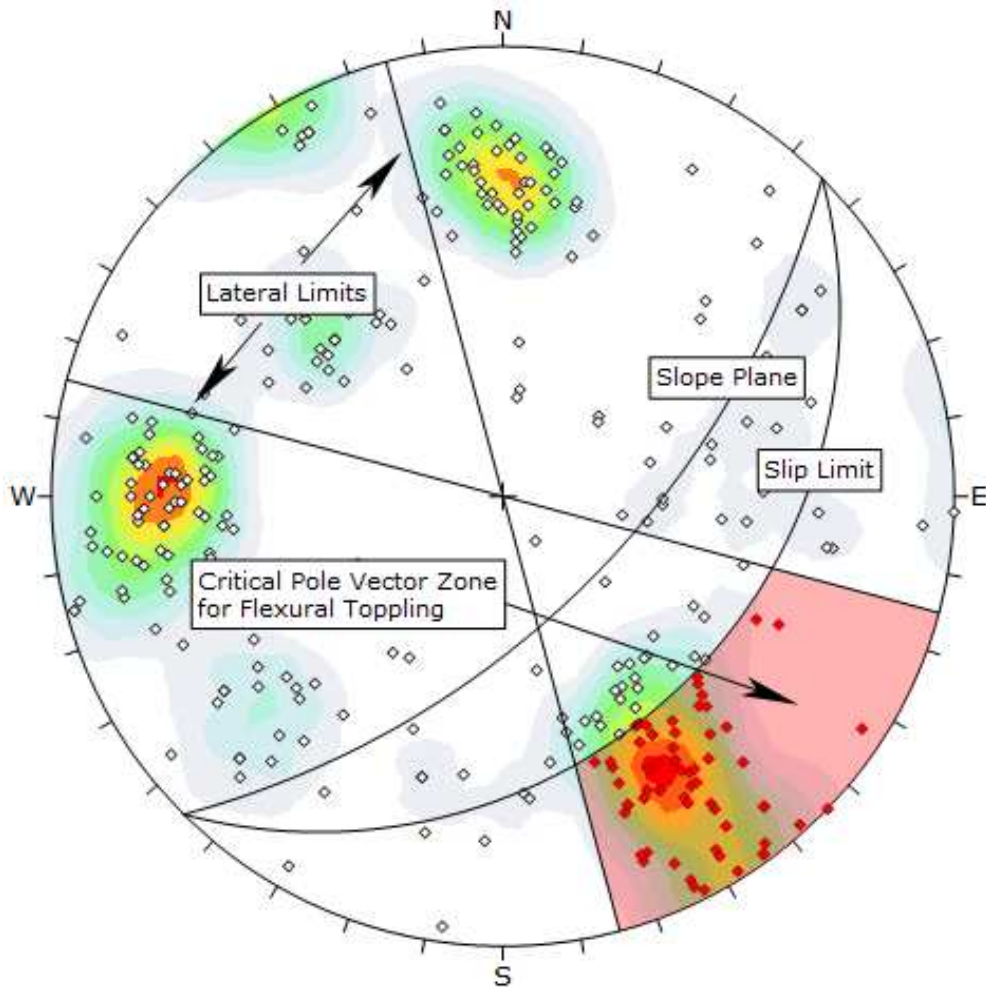


Figura 20 - esempio di stereogramma per la verifica del ribaltamento

La verifica deterministica viene svolta con il software RocToppo 1.0, nel quale si inseriscono i seguenti dati di input:

- la geometria del pendio e delle discontinuità che possono potenzialmente generare tale cinematiso individuate con la precedente verifica grafica;
- la resistenza al taglio lungo le discontinuità;
- l'eventuale presenza della falda;
- le accelerazioni sismiche;
- i supporti previsti.

Questi ultimi vengono inseriti manualmente definendo per ciascuno la capacità tensionale, la lunghezza, l'inclinazione, la spaziatura orizzontale e verticale.

Si riporta un esempio di verifica di stabilità deterministica del ribaltamento.



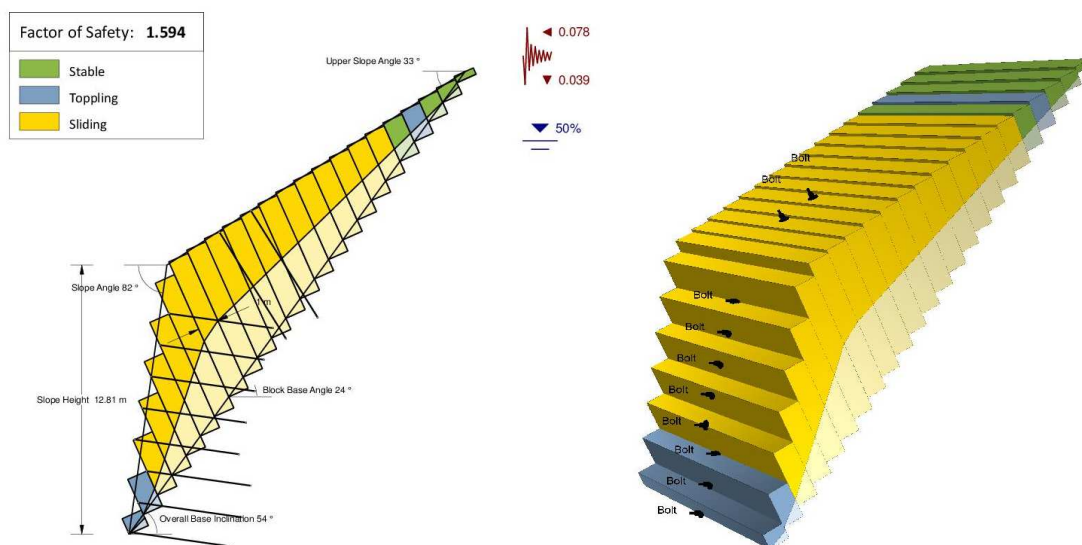


Figura 21 - esempio della verifica deterministica del ribaltamento (toppling)

### Scivolamento di cunei (wedge sliding)

Lo scivolamento dei cunei rocciosi si forma quando un volume roccioso viene isolato da due discontinuità la cui intersezione, che rappresenta la direzione di scivolamento, risulta orientata circa come il pendio, e con una inclinazione maggiore dell'angolo d'attrito lungo i giunti.

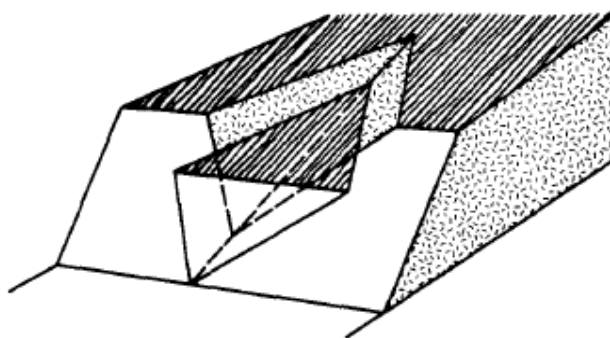
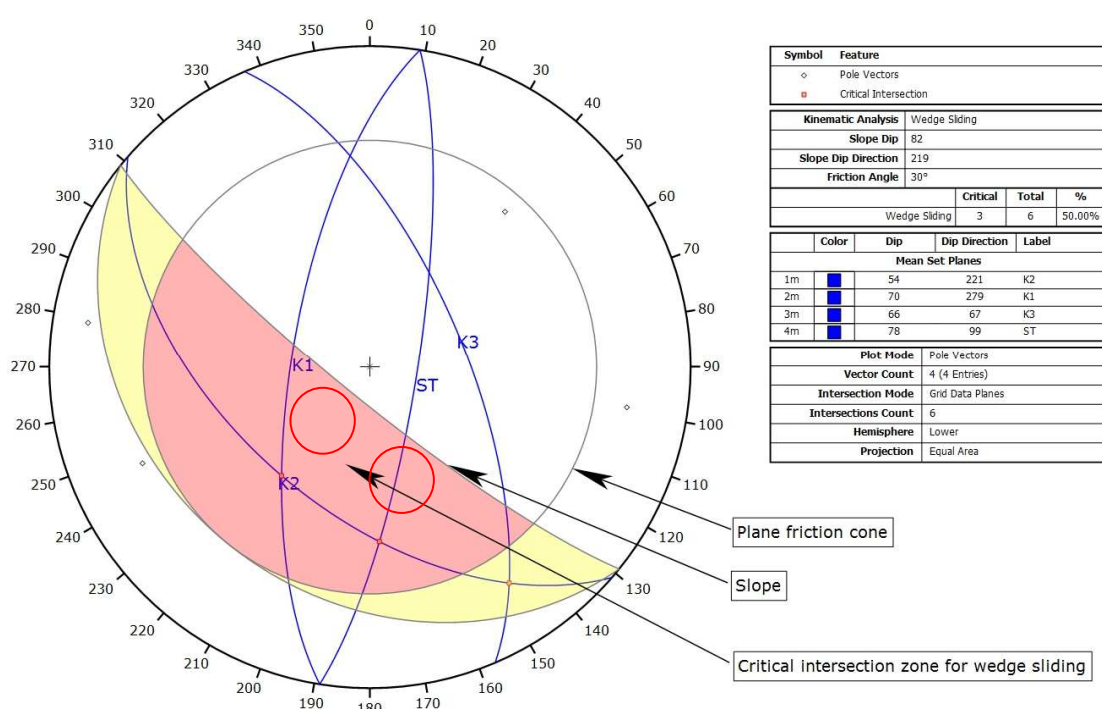


Figura 22 - esempio dello scivolamento di cunei rocciosi (Goodman, R. E. - Introduction to Rock Mechanics, 2nd Edition)

La condizione geometrica necessaria affinché tale cinematismo possa avvenire è che la linea di intersezione di due discontinuità abbia una direzione di immersione circa coincidente con la linea di massima pendenza del pendio ed inclinazione maggiore dell'angolo di resistenza la taglio su giunto. Dal punto di vista grafico le discontinuità che potenzialmente possono causare lo scivolamento dei cunei sono quelle le cui intersezioni rientrano nell'area critica (critical intersection zone for wedge sliding) definita nello stereogramma come mostrato nella figura seguente.



**Figura 23 - esempio di stereogramma per la verifica dello scivolamento dei cunei**

La verifica deterministica viene svolta con il software Swedge 5.0, nel quale si inseriscono i seguenti dati di input:

- la geometria del pendio e delle discontinuità che possono potenzialmente generare tale cinematismo individuate con la precedente verifica grafica;
- la resistenza al taglio lungo le discontinuità;
- l'eventuale presenza della falda;
- le accelerazioni sismiche;
- i supporti previsti.

Questi ultimi vengono considerati come una pressione equivalente agente sulle superfici del volume roccioso instabile, definita dalla capacità tensionale dei bulloni diviso la maglia di applicazione degli stessi.

Il programma di calcolo cautelativamente determina i cunei rocciosi di primo ordine che si formano al fronte dello sbancamento, ossia quelli di dimensioni massime considerando la persistenza delle discontinuità pari al 100%, fornendone una rappresentazione tridimensionale ed il relativo fattore di sicurezza.

Si riporta un esempio di analisi deterministica dello scivolamento dei cunei rocciosi.

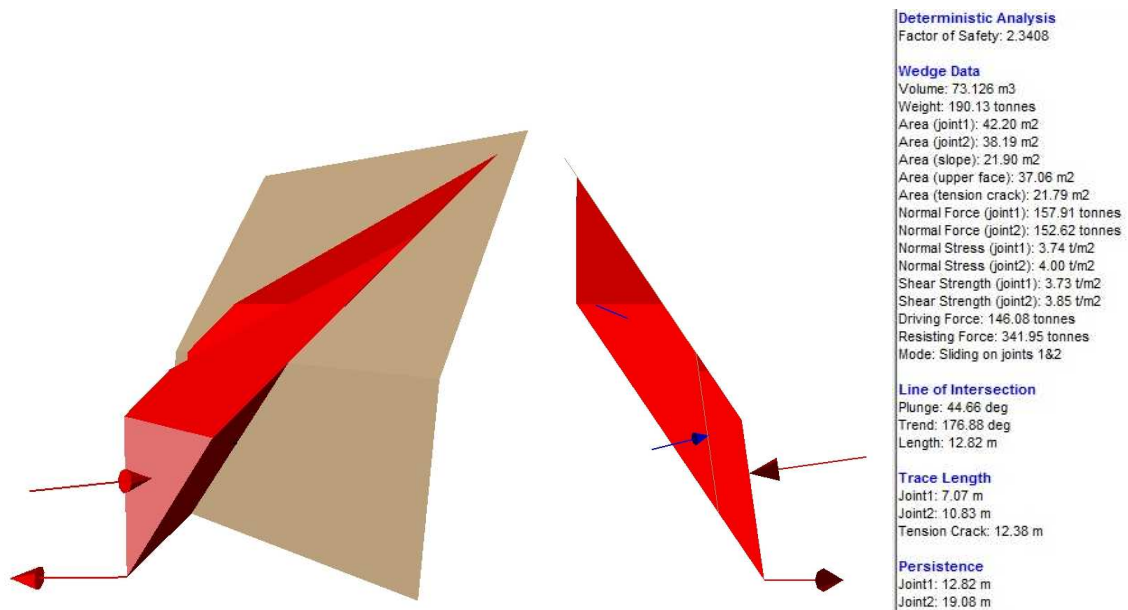


Figura 24 - esempio della verifica deterministica dello scivolamento dei cunei (wedge sliding)

#### 11.4 Modello di calcolo

##### 11.4.1 Standard di verifica

Tutte le verifiche sono state svolte secondo del direttive del DM 2008 che per i fronti di scavo indica l'utilizzo dell'approccio 1 con la combinazione 2, ossia A2+M2+R2 con i coefficienti parziali così definiti:

- A2 (azioni) = 1.0
- M2 (parametri geotecnici):
  - $\tan \Phi' = 1.25$
  - $c' = 1.25$
  - $Cu = 1.4$
  - $\gamma = 1.0$
- R2 (resistenze) = 1.1

Nelle verifiche in cui i supporti (le resistenze) vengono simulate come pressioni (planar e wedge sliding), non viene applicato il coefficiente parziale e si impone come fattore di sicurezza minimo 1.1.

#### 11.4.2 Geometrie dei versanti

La realizzazione dell’imbocco nord prevede la realizzazione di tre pareti di sbancamento, parete 1, parete 2 e parete 3, con le geometrie sintetizzate nella tabella seguente.

	Parete d’attacco	Parete 1	Parete 2	Parete 3
Giacitura [imm./incl.]	285/79	228/69	262/69	242/69
Inclinazione pendio superiore	48°	36°	38°	48°
Altezza [m]	20.00	15.70	14.00	12.00
Larghezza [m]	90.00	26.00	12.50	11.20

Tabella 18: geometrie dei versanti dell’imbocco Nord

#### 11.4.3 Giaciture discontinuità

Per la determinazione delle giaciture delle discontinuità sono stati utilizzati i dati del rilievo geomeccanico n°2 del Progetto Definitivo, realizzato proprio in corrispondenza del futuro imbocco della galleria:

Staz. 1	imm./incl.	persistenza	Rugosità (JRC)	alterazione	JCS (MPa)
ST	069/54	> 20 m	10	Debole/assente	90
K1	283/54	15 m	10	Debole/assente	90
K2	357/76	6 m	10	Debole/assente	90

Tabella 19: rilievo geomeccanico n°2 di PD – dati discontinuità

#### 11.4.4 Caratteristiche geomeccaniche delle discontinuità

Non sono disponibili dati diretti da prove di taglio lungo le discontinuità, pertanto la resistenza lungo i giunti sarà calcolata utilizzando la formulazione di Barton – Bandis (1976), con i dati derivati dal sopramenzionato rilievo geomeccanico

$$\tau = \sigma_n \tan \left[ \phi_r + JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right]$$

Dove

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20(r/R)$$

Dove:

- $\phi_b$  = angolo d’attrito di base

- r = indice di rimbalzo del martello di Schmidt sulla superficie alterata del giunto
- R = indice di rimbalzo del martello di Schmidt sulla superficie non alterata della roccia intatta.

#### 11.4.5 Assetto idrogeologico

In corrispondenza dell’imbocco in esame non è presente la falda acquifera.

#### 11.4.6 Azione del sisma sulle opere

Con riferimento alle indicazioni fornite in materia sismica dal D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n.29 –Suppl. Ordinario n.30 – del 4 febbraio 2008), sono stati determinati i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale applicabili al territorio del Comune Pedescala per l’opera in esame.

Le verifiche si riferiscono alla stabilità ed alle opere di sostegno degli scavi di sbancamento dell’imbocco, ossia ad opere di tipo provvisoria per la porzione inferiore che sarà poi ricoperta dalla sistemazione finale, e definitiva per una piccola porzione sommitale che rimarrà esclusa dalla sistemazione finale dell’imbocco.

Nella tabella seguente si riportano i parametri sismici:

	Provvisoria	Definitiva
VN (vita nominale)	10 anni	100 anni
Cu (classe d’uso)	1	2
VR (vita di riferimento)	35 anni	200 anni
a (accelerazione sismica)	0.109g	0.205g
Tr (tempo di ritorno)	332 anni	1898 anni
SS - Sottosuolo tipo A	1	1
ST (superficie topografica)	1.2	1.2
<b>Kh = SS*ST*a g/g =</b>	<b>0.1308</b>	<b>0.246</b>
<b>Kv = 0.5*Kh</b>	<b>0.0654</b>	<b>0.123</b>

I software di calcolo utilizzati non possono considerare differenti carichi sismici all’interno della medesima verifica, pertanto, cautelativamente, sono state utilizzate le accelerazioni sismiche maggiori, ossia quelle calcolate per sostegni definitivi.

#### 11.4.7 Interventi di supporto

Per tutte tre le pareti di scavo dell’imbocco sono previste le seguenti tipologie di sostegno:

- bulloni in acciaio B450C  $\Phi = 26\text{mm}$  cementati  $L = 6.00\text{ m}$ , perforazione  $\Phi \geq 51\text{mm}$ , **capacità tensionale**  $\sigma_n = 239\text{ KN} * \gamma_{M0} 1.15 = \mathbf{208\text{ KN}}$ , disposti su una maglia a quinconce  $2.00 \times 2.00\text{ m}$ ,
- bulloni in acciaio tipo Gewi  $\Phi = 25\text{mm}$  cementati  $L = 6.00\text{ m}$ , perforazione  $\Phi \geq 51\text{mm}$ , **capacità tensionale**  $\sigma_n = 245\text{ KN} * \gamma_{M0} 1.15 = \mathbf{213\text{ KN}}$ , disposti su una maglia a quinconce  $2.00 \times 2.00\text{ m}$ ,
- betoncino proiettato armato con rete metallica elettrosaldata, di spessore pari a  $10.00\text{ cm}$ .

Cautelativamente, nelle verifiche di tipo deterministico verrà utilizzato come supporto il bullone in acciaio B450C, che offre una resistenza leggermente inferiore al bullone tipo Dywidag.

Come accennato nei paragrafi precedenti, nelle verifiche deterministiche dello scivolamento planare e dei cunei (planar sliding e wedge sliding), il supporto dei bulloni è stato inserito come una pressione equivalente agente in modo ortogonale sulle superfici del volume roccioso instabile, pertanto:

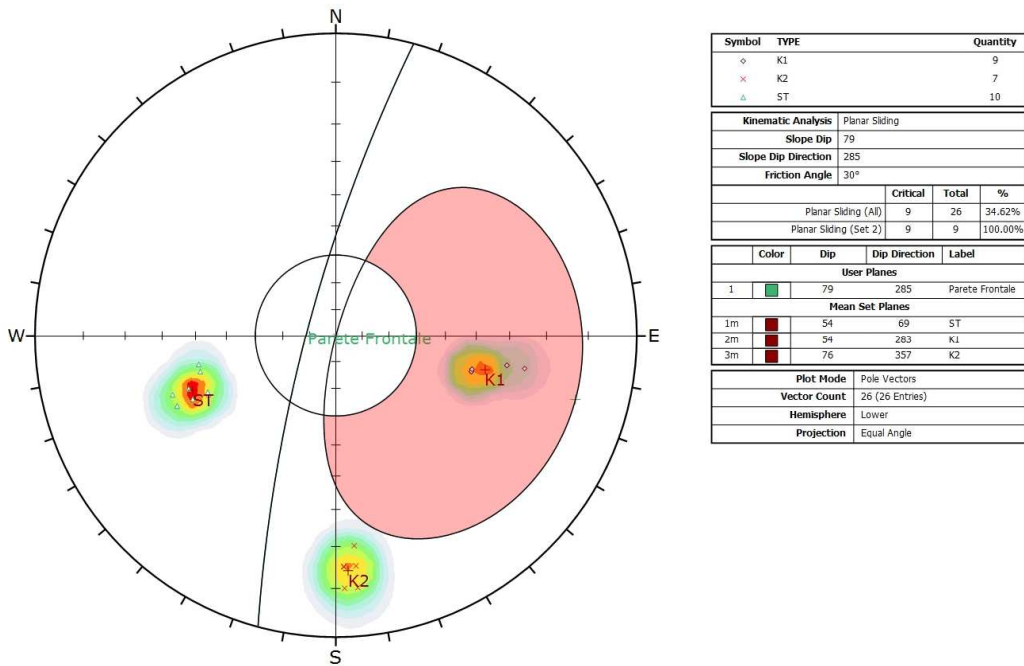
- $P = 208\text{KN} / (2.00 \times 2.00) = \mathbf{52.00\text{ KN/m}^2}$

In tutti i casi, in via cautelativa, non è stato considerato il contributo dello spritz-beton armato e, per la porzione superiore, la rete metallica esagonale.

## 11.5 *Analisi 1 (Parete frontale)*

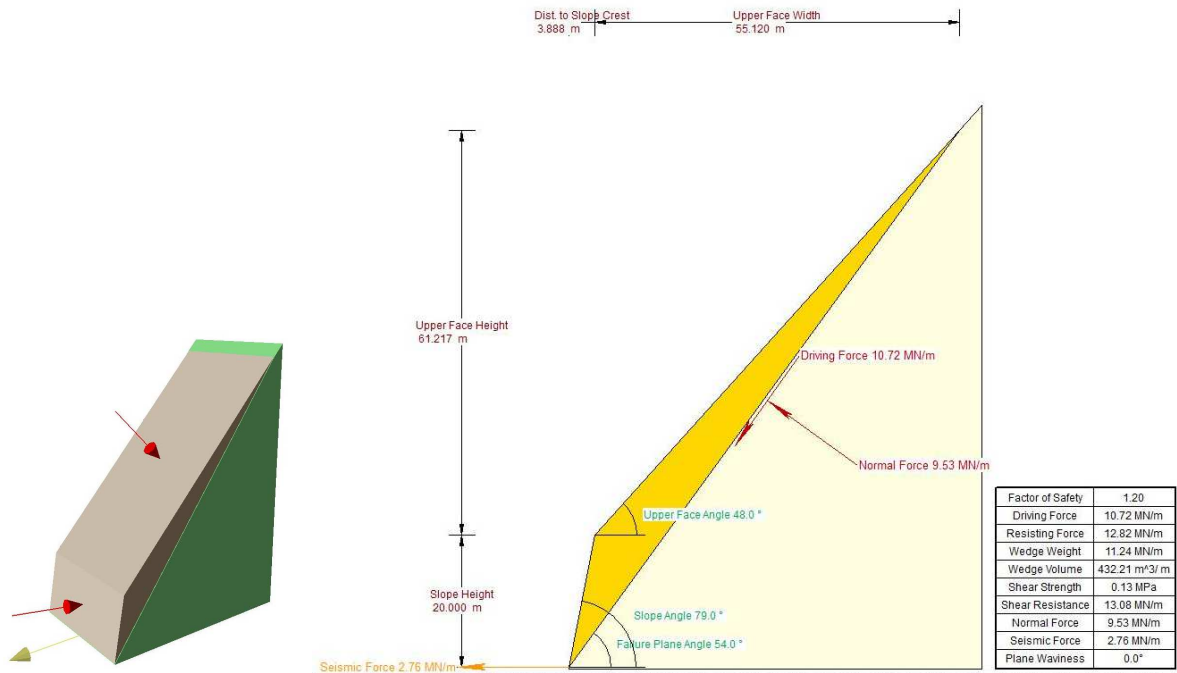
### 11.5.1 *Scivolamento planare (planar sliding)*

La verifica grafica ha individuato che i poli della famiglia K1 ricade direttamente nella regione critica per lo scivolamento planare.



**Figura 25 - Parete frontale – scivolamento planare (planar sliding) verifica grafica**

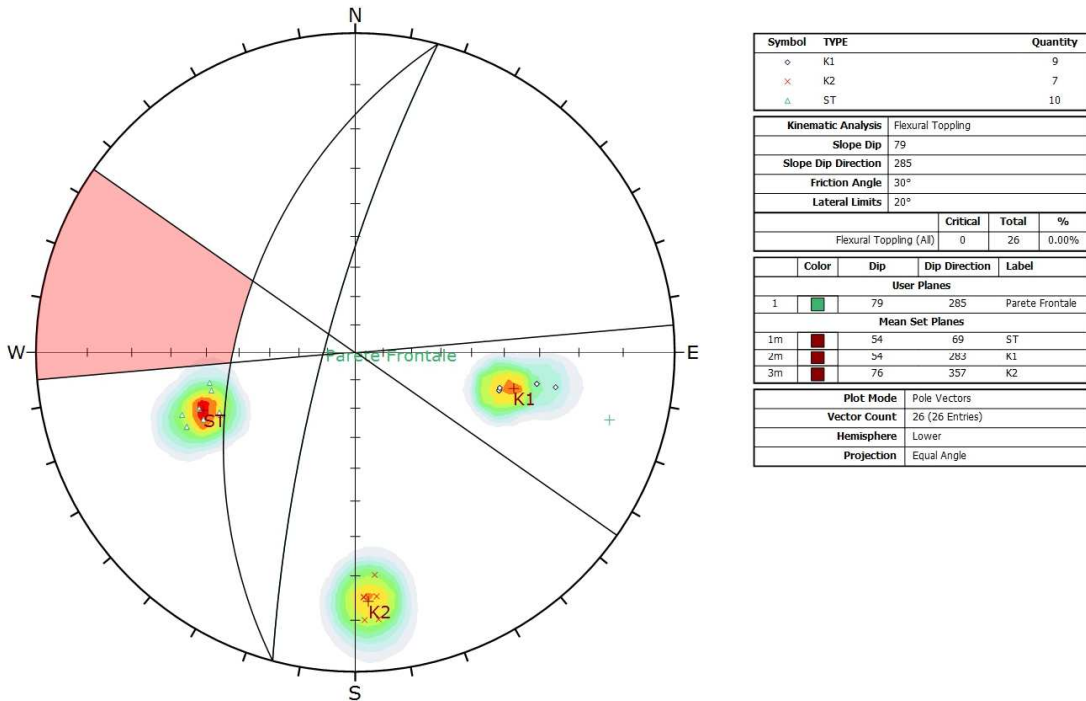
La verifica deterministica, considerando tutte le forze agenti e resistenti opportunamente fattorizzate come da DM 2008, ha calcolato un **fattore di sicurezza pari a 1.194**, pertanto gli interventi di supporto previsti risultano verificati.



**Figura 26 - Parete frontale – scivolamento planare (planar sliding) verifica deterministica**

### 11.5.2 Ribaltamento (toppling)

La verifica grafica non ha individuato alcuna discontinuità che può causare il ribaltamento dei blocchi rocciosi generare il ribaltamento dei blocchi rocciosi.



**Figura 27 - Parete frontale – ribaltamento(toppling) verifica grafica**

### 11.5.3 Scivolamento dei cunei (wedge sliding)

La verifica grafica ha individuato che la sola combinazione di discontinuità K1-K2 ricade nell'area che può determinare dei cunei rocciosi instabili.

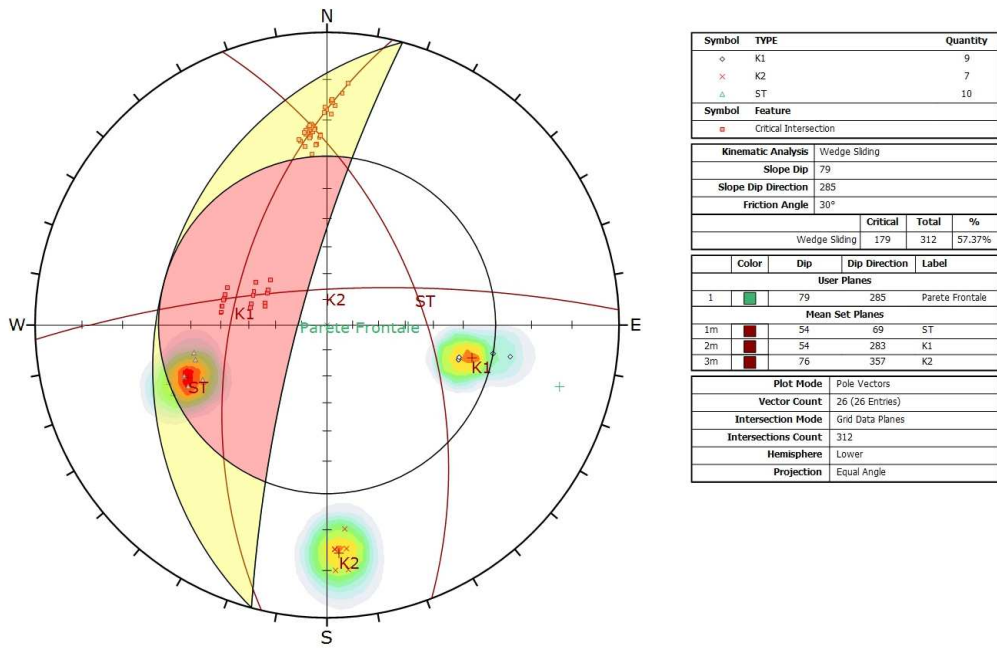
La verifica deterministica, considerando tutte le forze agenti e resistenti opportunamente fattorizzate come da DM 2008, ha calcolato per ogni combinazione i seguenti fattori di sicurezza:

- Combinazione 1 (K1-K2): **F.S. = 2.2**

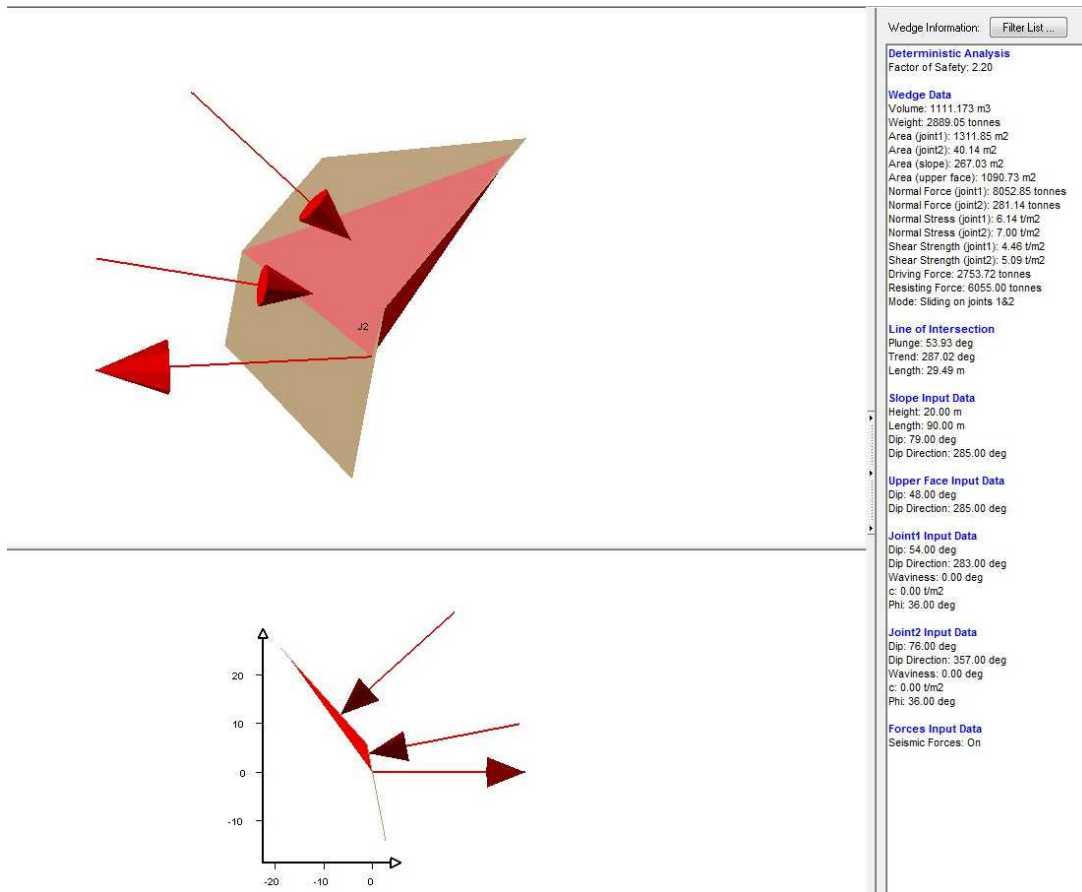
Appare evidente che per tutte le combinazioni di giunti possibili la stabilità dei cunei rocciosi risulta verificata.



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



**Figura 28 - Parete frontale scivolamento cunei (wedge sliding) – verifica grafica**



**Figura 29 - scivolamento cunei (wedge sliding) – combinazione K1-K3 verifica deterministica**

## 11.6 Analisi 2 (Parete Laterale 1)

### 11.6.1 Scivolamento planare (planar sliding)

La verifica grafica ha individuato che lungo le discontinuità della famiglia K1 è possibile che si verifichino degli scivolamenti planari, benché il suo polo sia posto ai limiti laterali della regione critica. La verifica deterministica, considerando tutte le forze agenti e resistenti opportunamente fattorizzate come da DM 2008, ha calcolato un **fattore di sicurezza pari a 1.73**, pertanto gli interventi di supporto previsti risultano verificati.

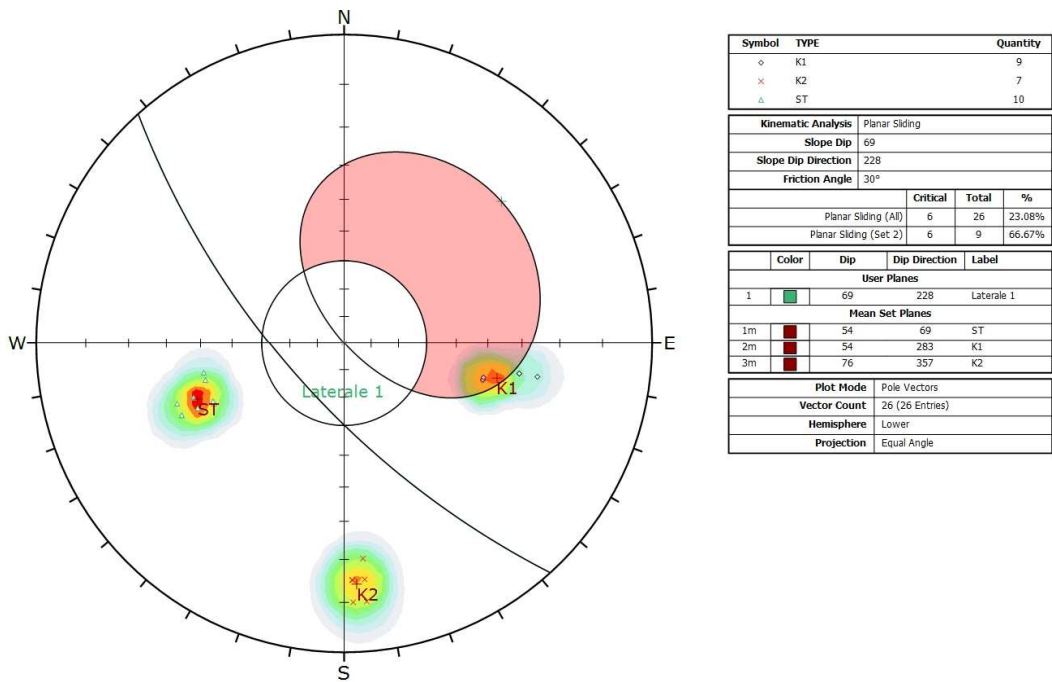


Figura 30 - Parete laterale 1 – scivolamento planare (planar sliding) verifica grafica

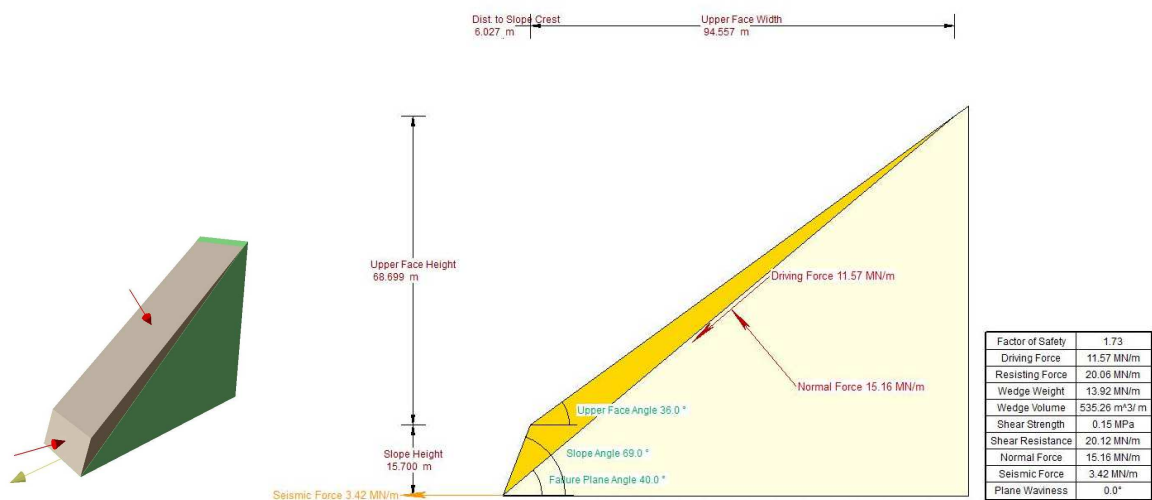
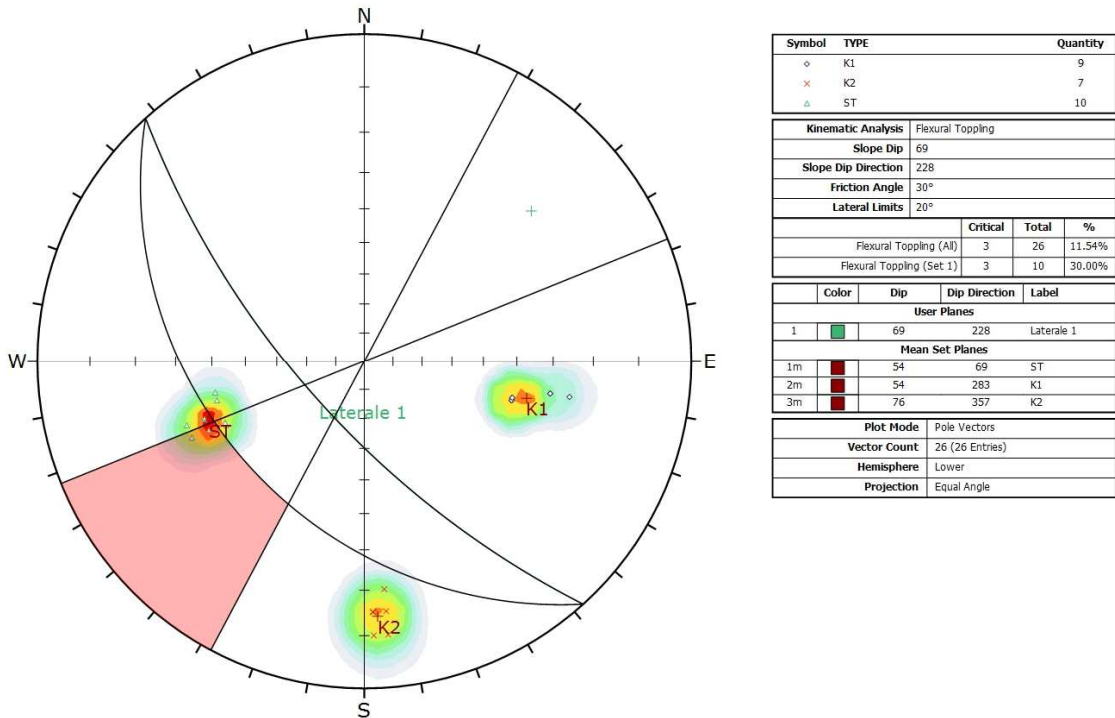


Figura 31 - Parete laterale 1 – scivolamento planare (planar sliding) verifica deterministica tridimensionale

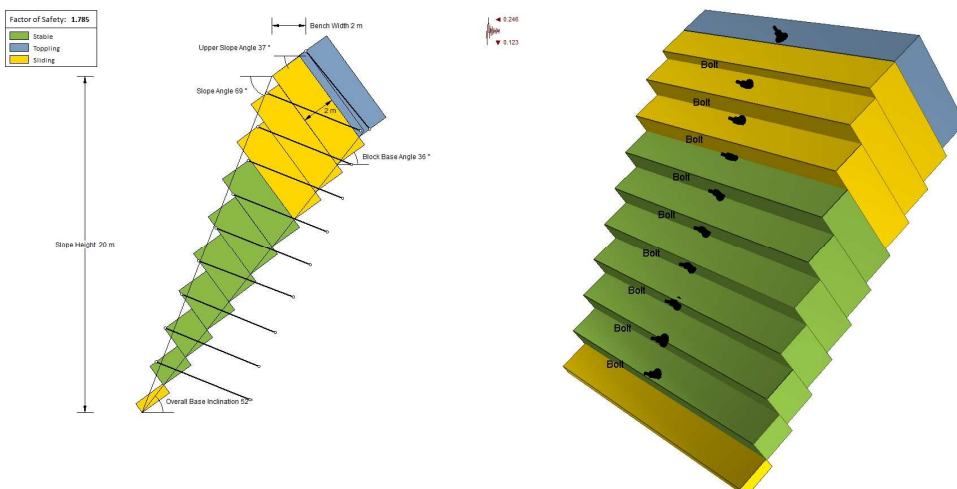
### 11.6.2 Ribaltamento (toppling)

La verifica grafica ha individuato che le discontinuità della famiglia ST benché ai limiti dell'area critica può generare il ribaltamento dei blocchi rocciosi.

La verifica deterministica, considerando tutte le forze agenti e resistenti opportunamente fattorizzate come da DM 2008, ha calcolato un **fattore di sicurezza pari a 1.548**, pertanto gli interventi di supporto previsti risultano verificati.



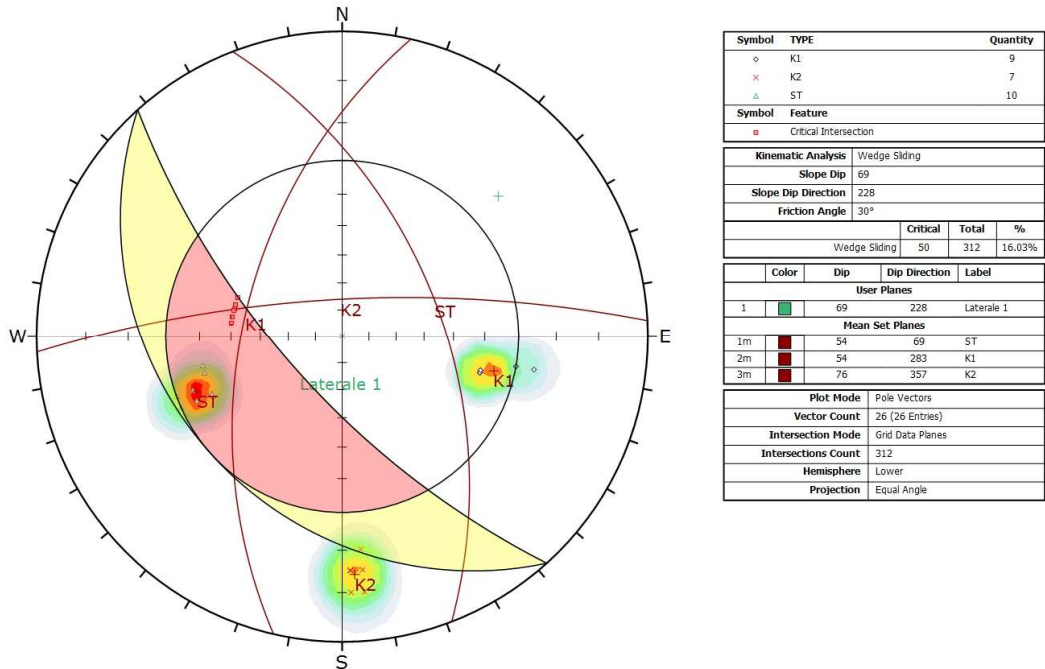
**Figura 32 - Parete laterale 1 – ribaltamento(toppling) verifica grafica**



**Figura 33 - Parete laterale 1 – ribaltamento(toppling) verifica deterministica**

### 11.6.3 Scivolamento dei cunei (wedge sliding)

La verifica grafica ha individuato una possibile combinazione di discontinuità (K1-K2) che potenzialmente isolano dei cunei rocciosi instabili, benché ai limiti della regione critica. Tuttavia la verifica deterministica tridimensionale, che prende in considerazione anche altri parametri geometrici come per esempio la superficie superiore a quella dello sbancamento, ha verificato che non ci sono le condizioni geometriche perché si formino cunei rocciosi instabili.



**Figura 34 - Parete laterale 1 scivolamento cunei (wedge sliding) – verifica grafica**

## 11.7 Analisi 3 (Parete laterale 2)

### 11.7.1 Scivolamento planare (planar sliding)

La verifica grafica ha individuato che lungo le discontinuità della famiglia K1 è possibile che si verifichino degli scivolamenti planari.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

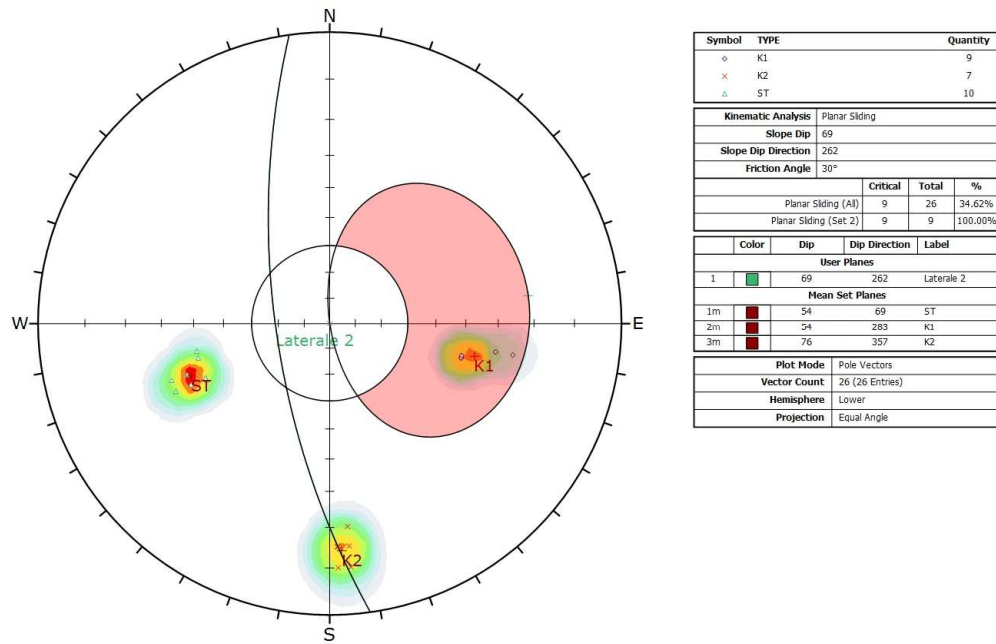


Figura 35 - Parete laterale 2 – scivolamento planare (planar sliding) verifica grafica

La verifica deterministica, considerando tutte le forze agenti e resistenti opportunamente fattorizzate come da DM 2008, ha calcolato un **fattore di sicurezza pari a 1.85**, pertanto gli interventi di supporto previsti risultano verificati.

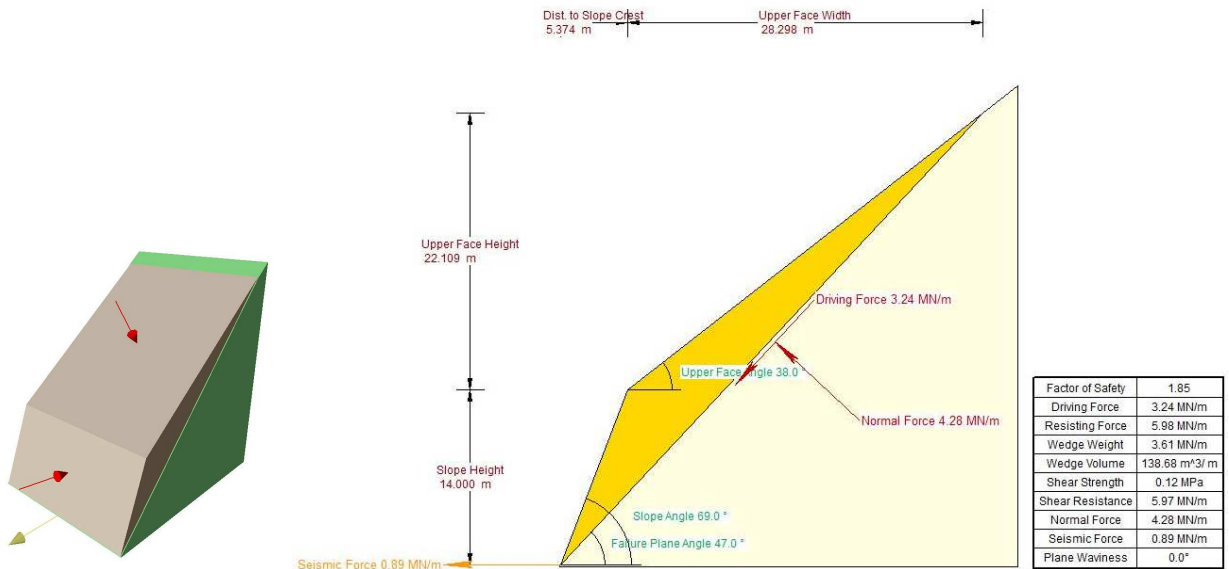


Figura 36 - Parete laterale 2 – scivolamento planare (planar sliding) verifica deterministica tridimensionale

### 11.7.2 Ribaltamento (toppling)

La verifica grafica ha individuato che le discontinuità della famiglia ST benché prossima ai limiti dell’area critica può generare il ribaltamento dei blocchi rocciosi.

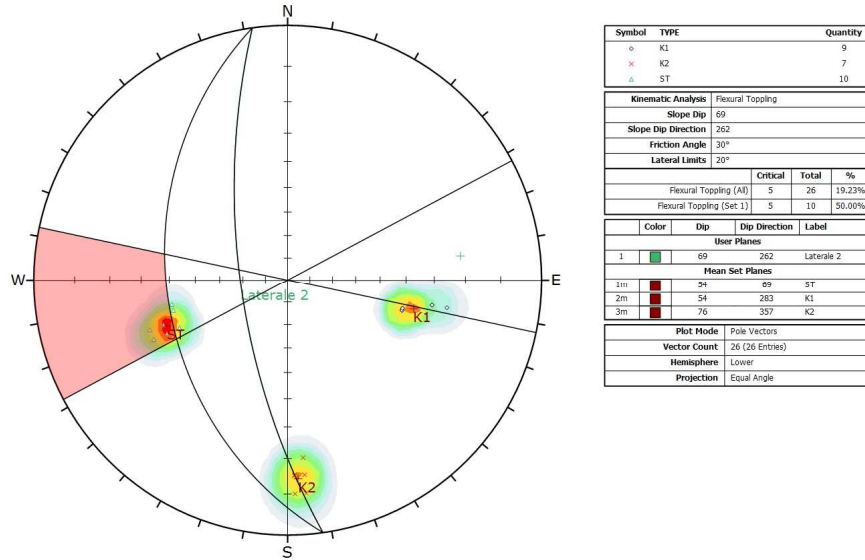


Figura 37 - Parete laterale 2 – ribaltamento(toppling) verifica grafica

La verifica deterministica, considerando tutte le forse agenti e resistenti opportunamente fattorizzate come da DM 2008, ha calcolato un **fattore di sicurezza pari a 1.785**, pertanto gli interventi di supporto previsti risultano verificati.

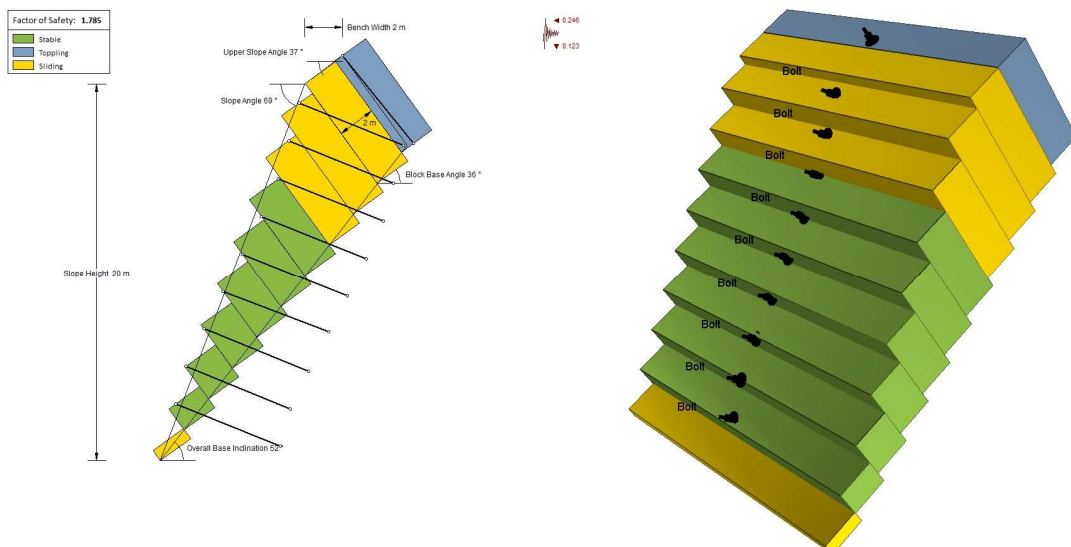
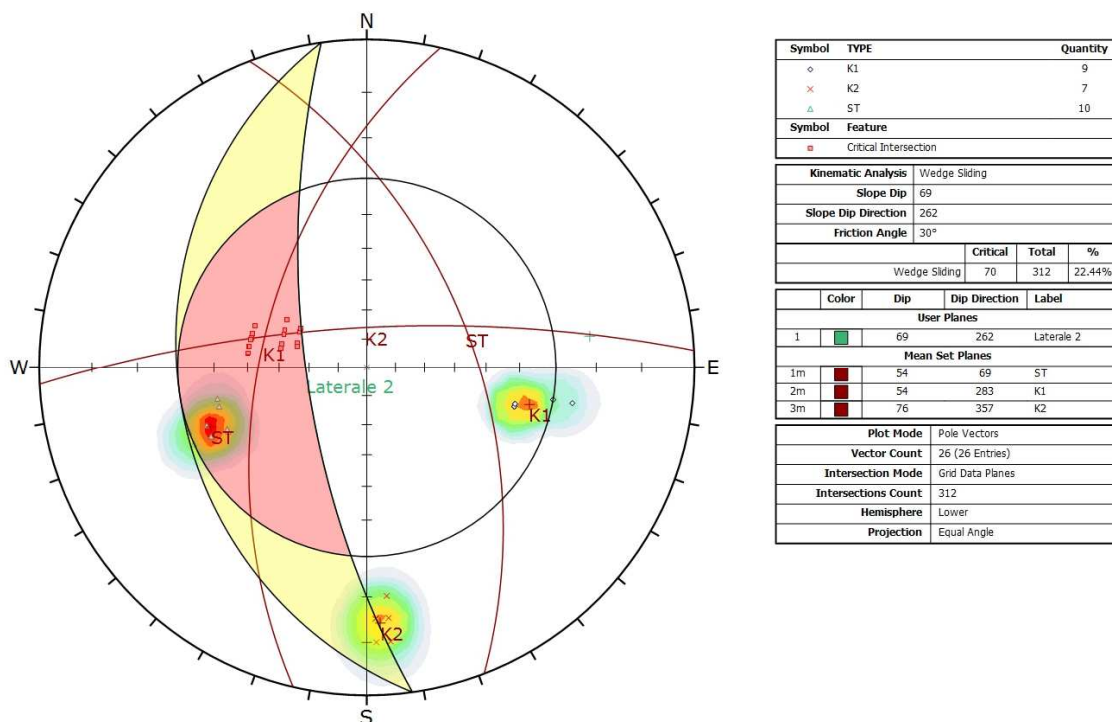


Figura 38 - Parete laterale 2 – ribaltamento(toppling) verifica deterministica

### 11.7.3 Scivolamento dei cunei (wedge sliding)

La verifica grafica ha individuato una possibile combinazione di discontinuità che potenzialmente isolano dei cunei rocciosi instabili. La combinazione individuata è:

- Combinazione 1: K1-K2



**Figura 39 - Parete laterale 2 scivolamento cunei (wedge sliding) – verifica grafica**

La verifica deterministica, considerando tutte le forze agenti e resistenti opportunamente fattorizzate come da DM 2008, ha calcolato per ogni combinazione i seguenti fattori di sicurezza:

- Combinazione 1 (K1-K2): **F.S. = 2.42**

Appare evidente che per tutte le combinazioni di giunti possibili la stabilità dei cunei rocciosi risulta verificata.

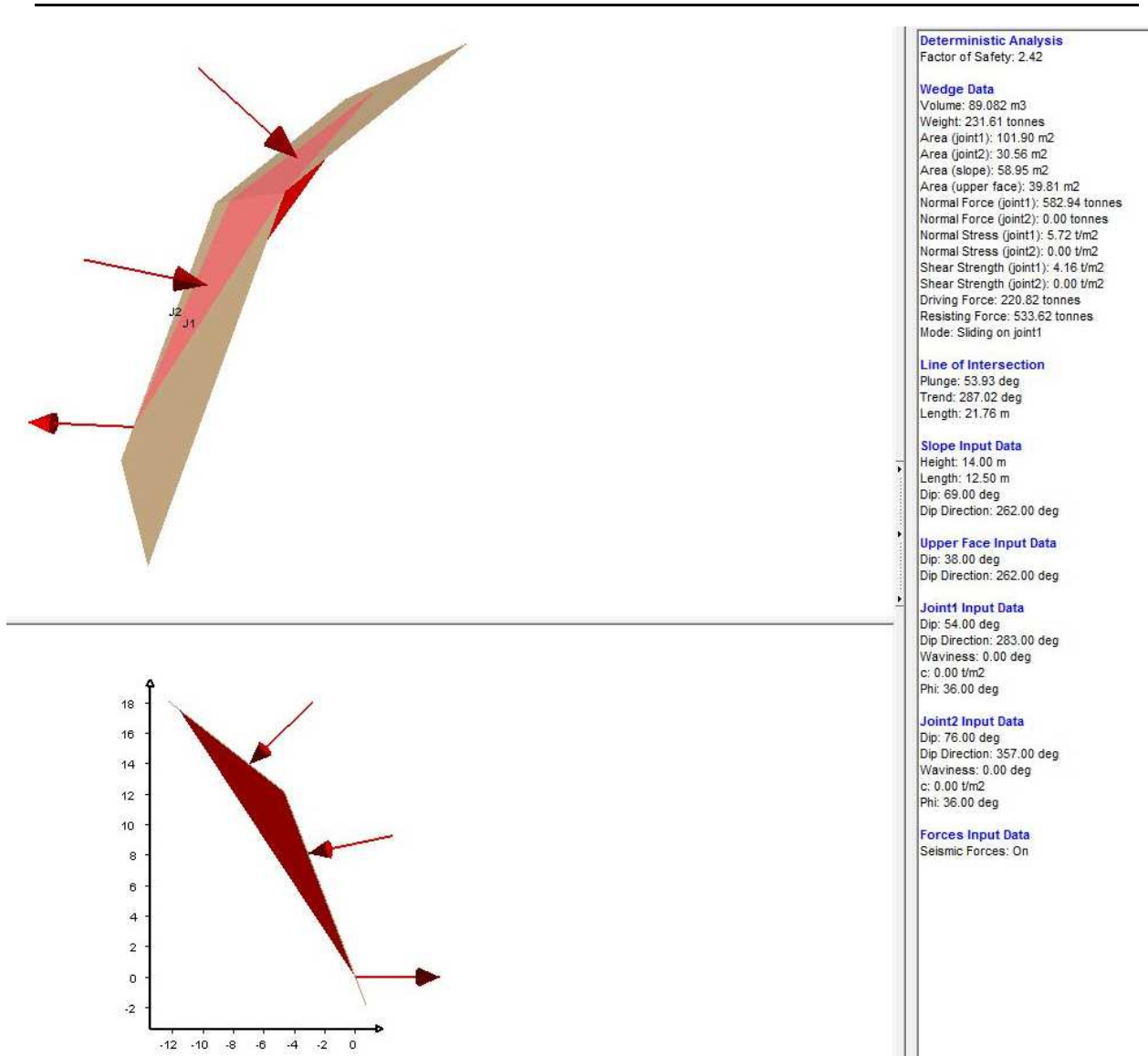


Figura 40 - Parete laterale 2 scivolamento cunei (wedge sliding) – verifica deterministica.

## 11.8 Analisi 4 (Parete laterale 3)

### 11.8.1 Scivolamento planare (planar sliding)

La verifica grafica ha individuato che lungo le discontinuità della famiglia K1, benché ai limiti dell'area critica, è possibile che si verifichino degli scivolamenti planari.



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

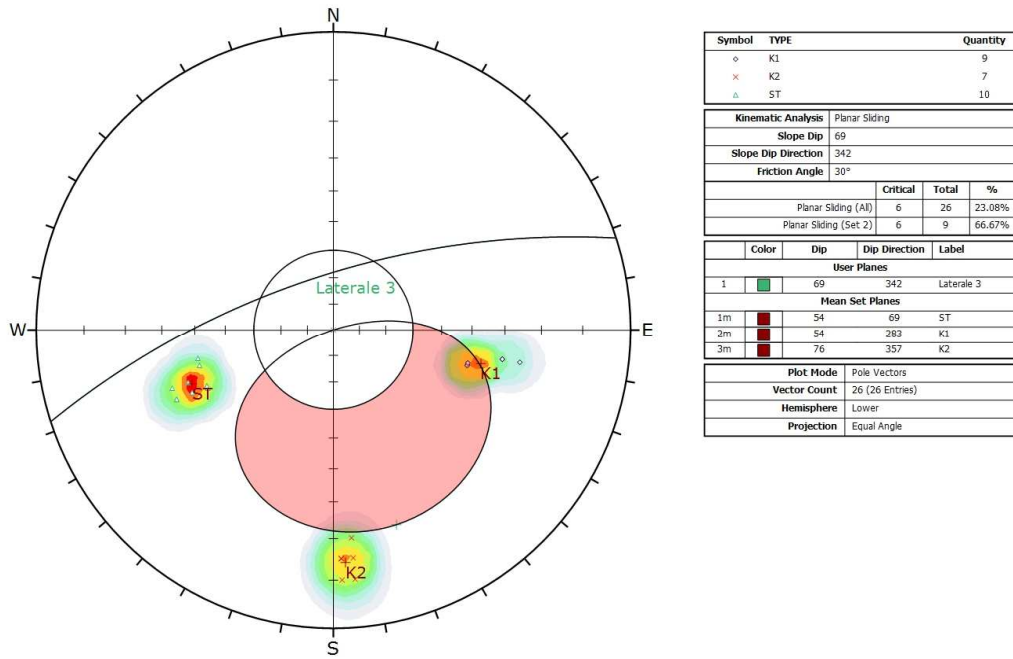


Figura 41 - Parete laterale 3 – scivolamento planare (planar sliding) verifica grafica

La verifica deterministica, considerando tutte le forze agenti e resistenti opportunamente fattorizzate come da DM 2008, ha calcolato un **fattore di sicurezza pari a 1.94**, pertanto gli interventi di supporto previsti risultano verificati.

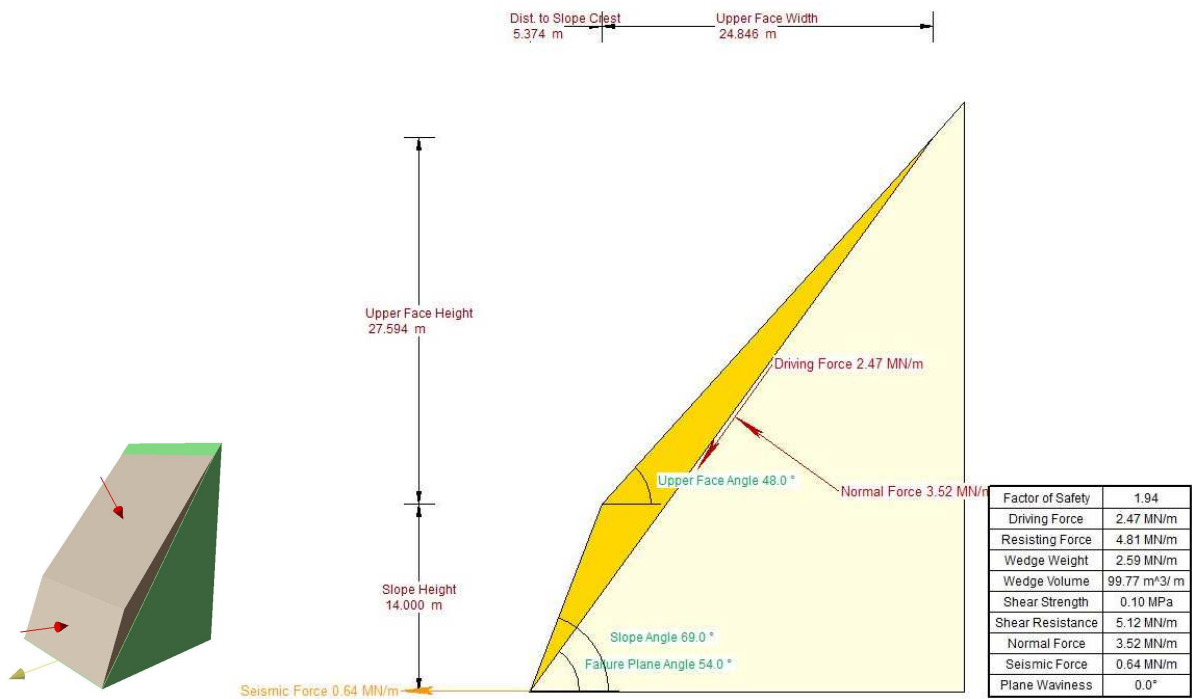
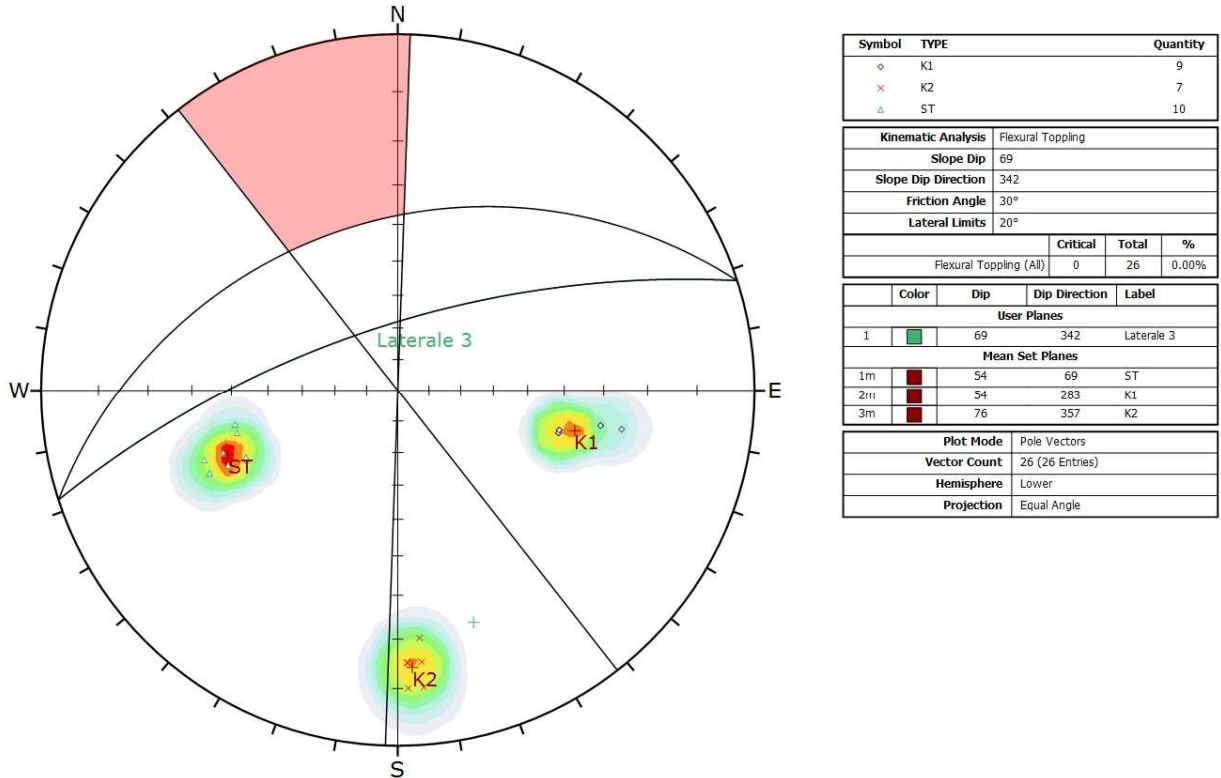


Figura 42 - Parete laterale 3 – scivolamento planare (planar sliding) verifica deterministica tridimensionale

### 11.8.2 Ribaltamento (toppling)

La verifica grafica ha individuato che nessuna discontinuità può generare il ribaltamento dei blocchi rocciosi.

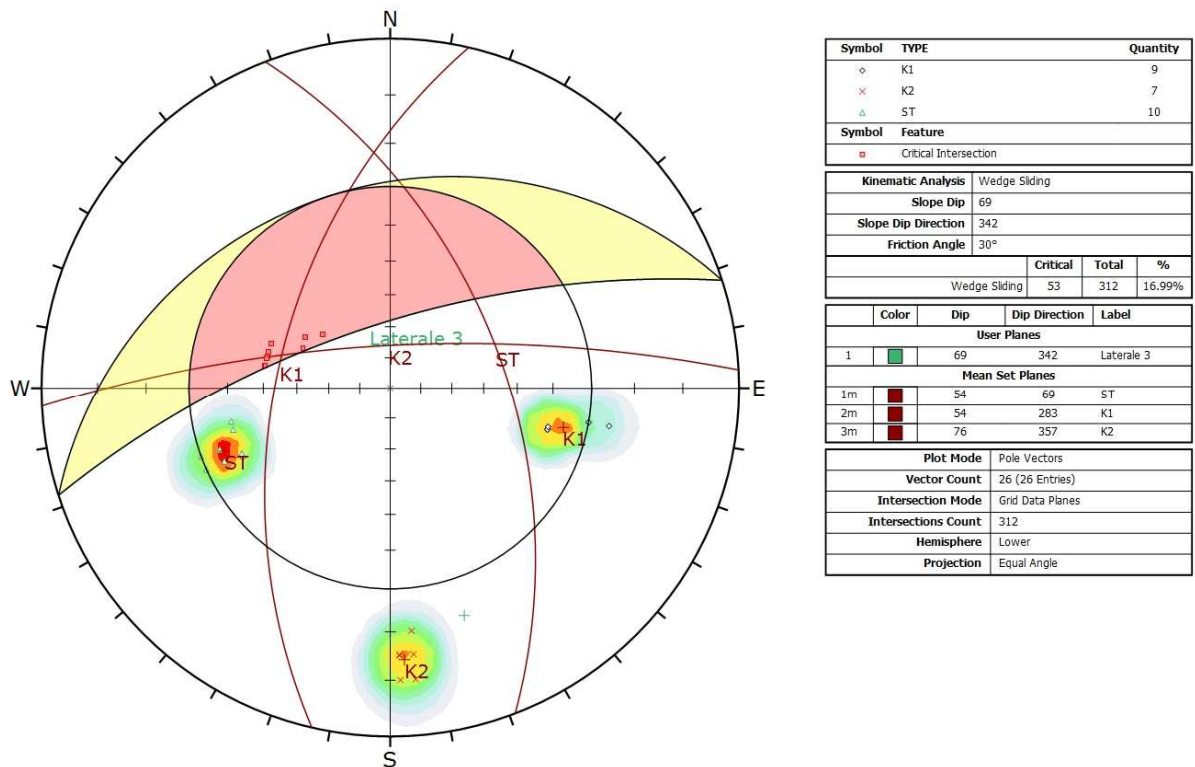


**Figura 43 - Parete laterale 3 – ribaltamento(toppling) verifica grafica**

### 11.8.3 Scivolamento dei cunei (wedge sliding)

La verifica grafica ha individuato una possibile combinazione di discontinuità che potenzialmente isolano dei cunei rocciosi instabili. La combinazione individuata è:

- Combinazione 1: K1-ST



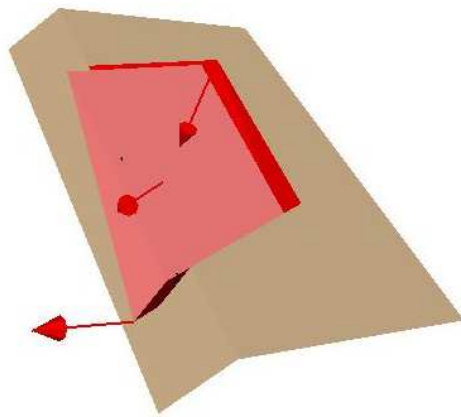
**Figura 44 - Parete laterale 3 scivolamento cunei (wedge sliding) – verifica grafica**

La verifica deterministica, considerando tutte le forse agenti e resistenti opportunamente fattorizzate come da DM 2008, ha calcolato per ogni combinazione i seguenti fattori di sicurezza:

- Combinazione 1 (ST-K2): **F.S. = 9.45**

Appare evidente che per tutte le combinazioni di giunti possibili la stabilità dei cunei rocciosi risulta verificata.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO



**Deterministic Analysis**

Factor of Safety: 9.45

**Wedge Data**

Volume: 10.679 m3  
Weight: 27.77 tonnes  
Area (joint1): 30.59 m2  
Area (joint2): 3.39 m2  
Area (slope): 3.70 m2  
Area (upper face): 28.71 m2  
Area (tension crack): 2.33 m2  
Normal Force (joint1): 189.14 tonnes  
Normal Force (joint2): 27.42 tonnes  
Normal Stress (joint1): 6.18 t/m2  
Normal Stress (joint2): 8.10 t/m2  
Shear Strength (joint1): 4.49 t/m2  
Shear Strength (joint2): 5.88 t/m2  
Driving Force: 16.70 tonnes  
Resisting Force: 157.90 tonnes  
Mode: Sliding on joints 1&2

**Line of Intersection**

Plunge: 21.92 deg  
Trend: 356.00 deg  
Length: 4.77 m

**Slope Input Data**

Height: 12.00 m  
Length: 12.50 m  
Dip: 69.00 deg  
Dip Direction: 342.00 deg

**Upper Face Input Data**

Dip: 48.00 deg  
Dip Direction: 285.00 deg

**Joint1 Input Data**

Dip: 54.00 deg  
Dip Direction: 283.00 deg  
Waviness: 0.00 deg  
c: 0.00 t/m2  
Phi: 36.00 deg

**Joint2 Input Data**

Dip: 54.00 deg  
Dip Direction: 69.00 deg  
Waviness: 0.00 deg  
c: 0.00 t/m2  
Phi: 36.00 deg

**Forces Input Data**

Seismic Forces: On

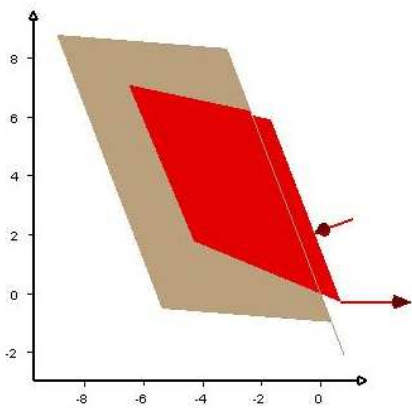


Figura 45 - Parete laterale 3 scivolamento cunei (wedge sliding) – verifica deterministica.

## 12 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

In accordo con quanto indicato nel Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14.01.2008 - Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni", le verifiche di stabilità globali sono state condotte secondo il metodo semiprobabilistico basato sull'impiego dei "coefficienti parziali di sicurezza".

### 12.1 Modello di calcolo

L'esame della condizioni di stabilità è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Le analisi di stabilità sono state eseguite utilizzando il programma di calcolo SLOPE / W.

Il programma si basa sull'applicazione di diversi metodi dell'equilibrio limite in condizioni bidimensionali quali il metodo di Morgenstern-Price, Bishop semplificato (1955), quello di Janbu semplificato (1973) e quello di Spencer (1967). I fattori di sicurezza presi in considerazione nel seguito sono stati ottenuti tramite il metodo di Morgenstern-Price.

Il metodo valuta le condizioni di stabilità di un pendio naturale o di una scarpata artificiale ricercando per tentativi la superficie di scivolamento "critica" (ossia quella a cui compete il coefficiente di sicurezza  $F_s$  minimo) e verificando se tale valore risulta maggiore o minore di 1.1 (combinazione A2+M2+R2). Il valore di  $F_s=1.1$  corrisponde ad una situazione di incipiente scivolamento del pendio lungo la superficie di scorrimento considerata.

Il metodo si basa sulla considerazione dell'equilibrio di un blocco (o "cuneo") rigido di terreno rappresentato nella seguente figura.

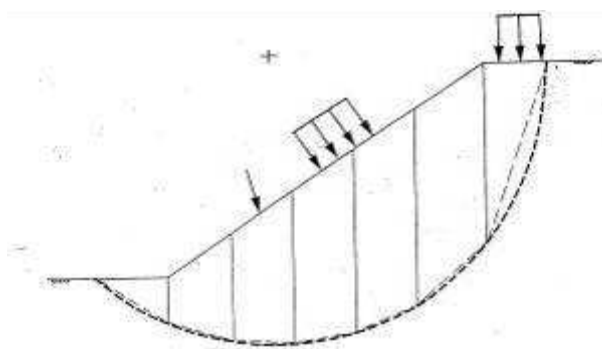
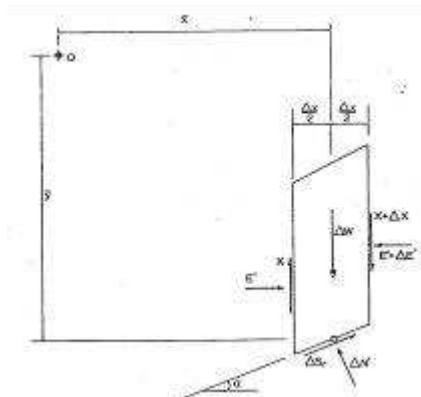


Figura 46 - Suddivisione in conci del meccanismo di rottura

Il cuneo è soggetto sia all'azione del peso proprio sia a quella di eventuali forze esterne di varia natura (sovraccarichi verticali, azioni dei tiranti, forze di inerzia sismiche, ecc.); inoltre è possibile considerare la presenza della falda all'interno del pendio, trascurando il fenomeno di filtrazione.



**Figura 47 - Forze agenti sul singolo concio**

A questo scopo il blocco viene dapprima suddiviso in conci e l'equilibrio globale è analizzato come somma dell'equilibrio di ciascuno di essi facendo delle assunzioni semplificatrici sulle forze reciproche tra i conci.

Il metodo consente di valutare un valore del coefficiente di sicurezza medio della superficie di scivolamento definito come:

$$F_s = \frac{(\tau_{ult})_m}{\tau_m}$$

essendo:

- $(\tau_{ult})_m$  = resistenza al taglio media del terreno lungo la superficie di scivolamento;
- $\tau_m$  = tensione tangenziale media mobilitata lungo la superficie di scivolamento.

Il programma ricerca automaticamente la superficie di scorrimento "critica" con un procedimento iterativo basato sul tracciamento automatico delle superfici circolari e sul successivo calcolo del coefficiente di sicurezza di ciascuna di esse.

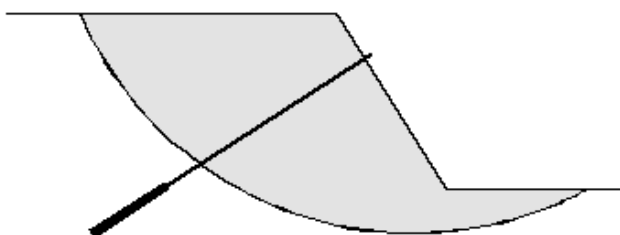
A questo proposito viene dapprima individuato un settore di passaggio (o un punto) comune a tutte le superfici di scivolamento (ad esempio: un tratto su uno dei contorni del pendio) ed una griglia di punti che vengono utilizzati come centro delle varie possibili superfici di scivolamento. Per ciascuna di esse viene eseguito il calcolo del coefficiente di sicurezza ed il valore più piccolo tra quelli ottenuti è assegnato all'intero pendio.

Eventualmente la procedura può essere ripetuta imponendo altri vincoli alle superfici di scivolamento in modo da migliorare l'affidabilità della ricerca.

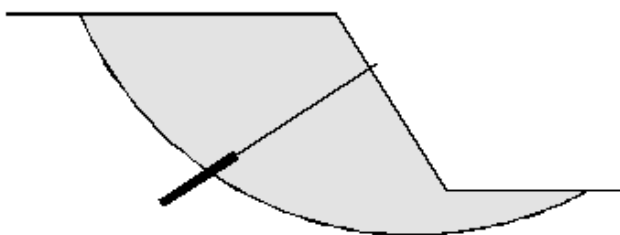
L’analisi tiene conto della presenza dei tiranti e si possono verificare 3 condizioni:

- a) il bulbo di ancoraggio ricade completamente al di fuori della superficie critica di scorrimento e quindi la resistenza allo sfilamento è moltiplicata per la lunghezza di ancoraggio;
- b) la superficie di scorrimento taglia il bulbo ed in questo caso solo la parte di bulbo all’esterno della superficie resiste allo sfilamento;
- c) il bulbo è all’interno della superficie di scorrimento e quindi non lavora a trazione.

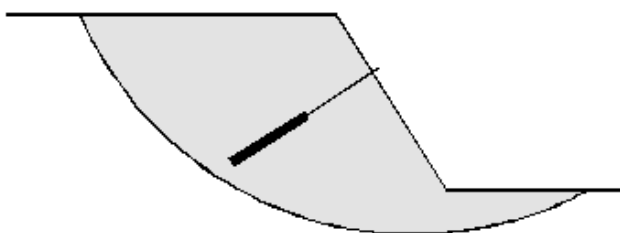
**(a) Full reinforcement load is mobilized**



**(b) Partial reinforcement load is mobilized (Calculated as: Effective Bond Length x Bond Resistance)**



**(c) No reinforcement load is mobilized**



**Figura 48 - Sfruttamento dei tiranti**

Nel seguito, si analizza la superficie di scorrimento critica passante per il piede della paratia (imposta passante a circa 50cm al di sopra del piede), considerando l’effettivo utilizzo dei tiranti, che vengono inizializzati con una forza pari al pretiro.

### 12.2 Parametri di calcolo

L’analisi di stabilità è stata condotta in corrispondenza della sezione più rappresentativa dell’imbocco sud: si analizza la condizione a breve termine della paratia con la massima altezza fuori scavo (sezione 1).

Per l’analisi statica, si è fatto riferimento alla combinazione A2+M2, utilizzando nella verifica i seguenti parametri di progetto ridotti:

Terreno	Profondità da p.c. [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E [MPa]	$\phi$ [°]	c' [kPa]
Detrito - a	0 - 7	22	100	29.3	0
Cappellaccio	7 - 12	26	2800	33.9	56
Dolomia	> 12	26.5	15000	33.9	304

Tabella 20: Parametri di progetto – Analisi statica (A2+M2) - Pedescala Sud – 1

In condizioni sismiche, invece, la verifica è stata condotta con i seguenti parametri:

Terreno	Profondità da p.c. [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E [MPa]	$\phi$ [°]	c' [kPa]
Detrito - a	0 - 7	22	100	35	0
Cappellaccio	7 - 12	26	2800	40	70
Dolomia	> 12	26.5	15000	40	380

Tabella 21: Parametri di progetto – Analisi sismica (A1+M1) - Pedescala Sud – 1

L’azione di un ipotetico sisma è stata tenuta in considerazione introducendo i seguenti coefficienti sismici:

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

$$k_v = \pm 0,5k_h$$

dove:

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell’azione orizzontale massima attesa, dipendente dall’accelerazione massima e dalla categoria di sottosuolo;

$a_{\max} = a_g S_S S_T$  = accelerazione orizzontale massima attesa.

### 12.3 Risultati

Le analisi eseguite mostrano fattori di sicurezza compatibili coi limiti di normativa.



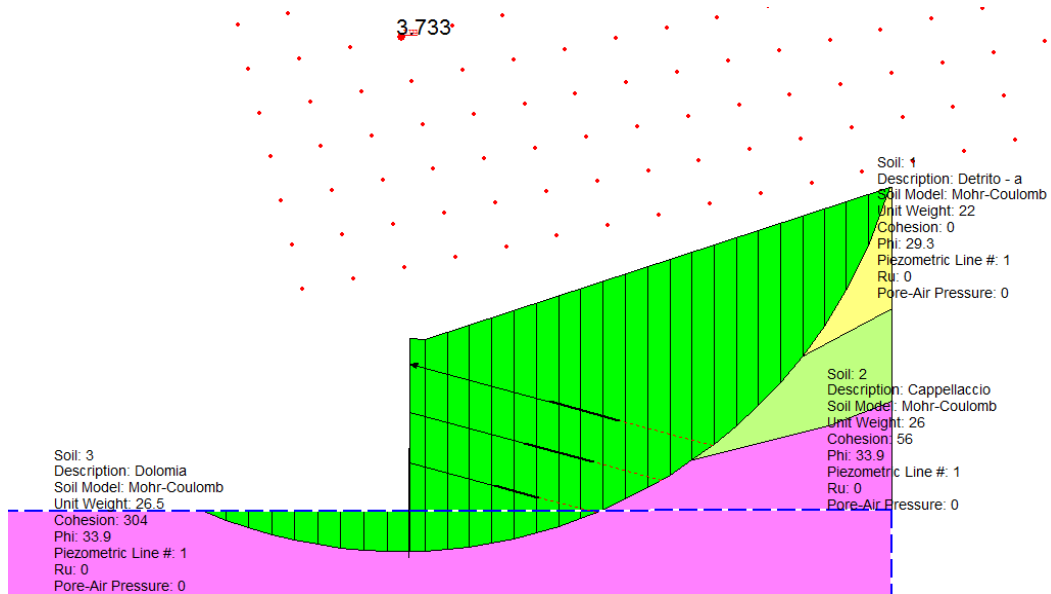
AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Analisi	H <sub>scavo</sub> [m]	F <sub>s</sub> statico
Pedescala sud - 1	16.7	3.733

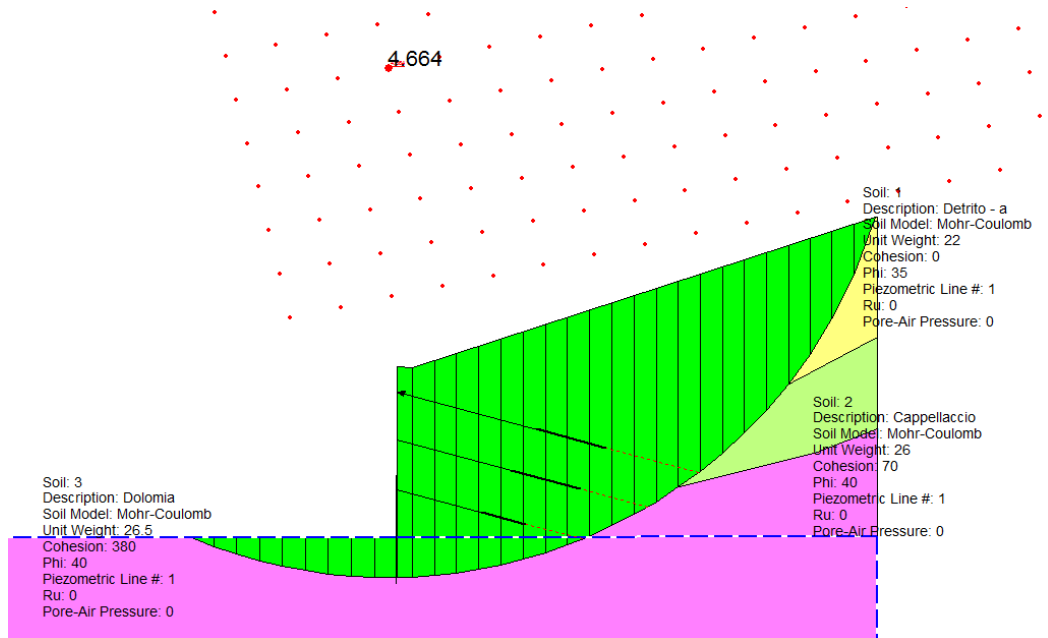
Tabella 22: Analisi di stabilità globale - statica

Analisi	a <sub>g</sub> [g]	Sottosuolo	S <sub>S</sub>	S <sub>T</sub>	β <sub>S</sub>	K <sub>h</sub> [g]	K <sub>v</sub> [g]	F <sub>s</sub> sismico
Pedescala sud - 1	0.109	A	1.0	1.0	0.27	0.029	0.015	4.664

Tabella 23: Analisi di stabilità globale – sismica



**Figura 49 - Analisi stabilità statica Pedescala Sud – 1**



**Figura 50 - Analisi stabilità sismica Pedescala Sud – 1**

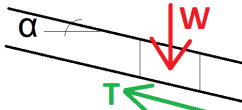
In aggiunta ai risultati delle analisi di stabilità globale presentate, che già indagano i possibili meccanismi franosi nella zona di influenza dello scavo della paratia di imbocco (incluso almeno 50m a monte dell’opera), nel seguito si forniscono ulteriori valutazioni circa la stabilità globale del versante su più larga scala. Bisogna però considerare il fatto che parte della zona di imbocco verrà poi ritombata a fine lavori, andando a re-stabilire, almeno in parte, il contributo favorevole del peso al piede del pendio soggetto ad eventuali meccanismi rotazionali più profondi o meccanismi traslazionali.

Come a Pedescala nord, all’imbocco sud la paratia assicura la stabilità della coltre detritica superficiale (di spessore 5-10m), con pendenze che raggiungono i 25°.

Secondo quanto riportato nella tavola J16L1\_03\_06\_04\_001\_0105\_OPD “Carta degli elementi del PAI”, la zona di imbocco sud non è affetta da fenomeni franosi recenti, (l’area a pericolosità sismica molto elevata è a oltre 450m a monte, interessando il versante dove l’inclinazione massima è ortogonale al tracciato).

La pendenza del pendio è tale per cui non si prevedono nemmeno meccanismi traslazionali, una volta scavata la zona di imbocco.

Quanto detto è supportato dalla valutazione analitica della stabilità del pendio infinitamente esteso, definito dalle seguenti equazioni di equilibrio:

$$\begin{cases} N = W \cdot \cos \alpha \\ T = W \cdot \sin \alpha \end{cases}$$


E dall’equazione derivante dalla formulazione del legame costitutivo:

$$T_{lim} = N \cdot \tan \phi + \frac{c}{\cos \alpha}$$

Con il livello di falda che rimane al di sotto del piano di scavo nella zona di imbocco, FS risulta:

$$FS = \frac{T_{lim}}{T} = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

Assumendo per il detrito  $c=0\text{kPa}$ ,  $\phi=35^\circ$  (al minimo), in combinazione A2M2 si ottiene FS pari a 1.2 (> di 1.1) per la massima inclinazione del pendio (pari a 25°).

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

---

$\alpha$ [°]	25
--------------	----

$H_{\text{scavo}}$	$\gamma$	W	N	T	$\phi$	c	$T_{\text{lim}}$	FS
[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]
2	22.0	44.0	39.9	18.6	35.0	0.0	22.3	1.2
4	22.0	88.0	79.8	37.2	35.0	0.0	44.7	1.2
6	22.0	132.0	119.6	55.8	35.0	0.0	67.0	1.2
8	22.0	176.0	159.5	74.4	35.0	0.0	89.4	1.2
10	22.0	220.0	199.4	93.0	35.0	0.0	111.7	1.2
12	23.0	266.0	241.1	112.4	37.0	0.0	145.3	1.3
14	23.0	312.0	282.8	131.9	37.0	0.0	170.5	1.3
16	23.0	358.0	324.5	151.3	37.0	0.0	195.6	1.3
18	23.0	404.0	366.1	170.7	37.0	0.0	220.7	1.3

All'imbocco nord, la cui stabilità è stata dettagliatamente analizzata nel par. 11, la parete in roccia non presenta meccanismi franosi in atto (in accordo a J16L1\_03\_06\_04\_001\_0105\_OPD) e lo scavo non va ad alterare questo equilibrio, considerando anche la modesta estensione in pianta della zona di imbocco.

### 13 IMBOCCO PEDESCALA NORD – MURO DEFINITIVO

Per la fase di risistemazione finale della zona di imbocco, è previsto un muro a carattere definitivo, che raggiunge la massima altezza tra le due canne. Dietro al muro, si eleva il versante in roccia stabile e la zona al di sopra della scarpa del muro è riempita con materiale di riempimento, unico vero carico gravante sulla struttura.

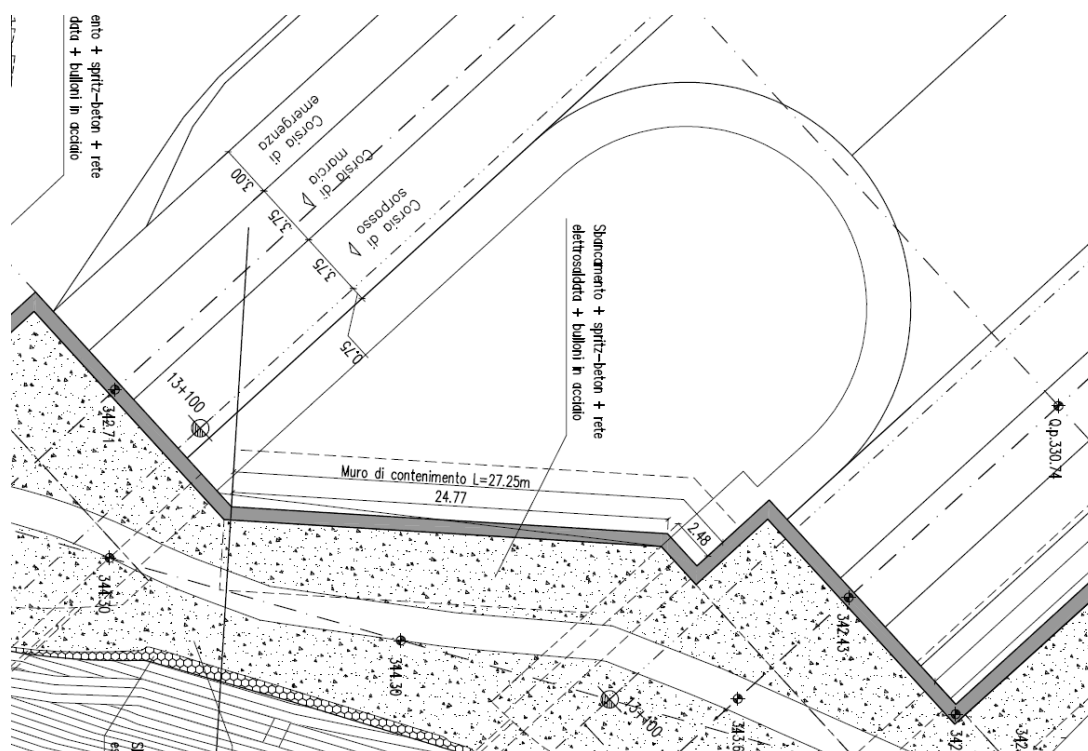
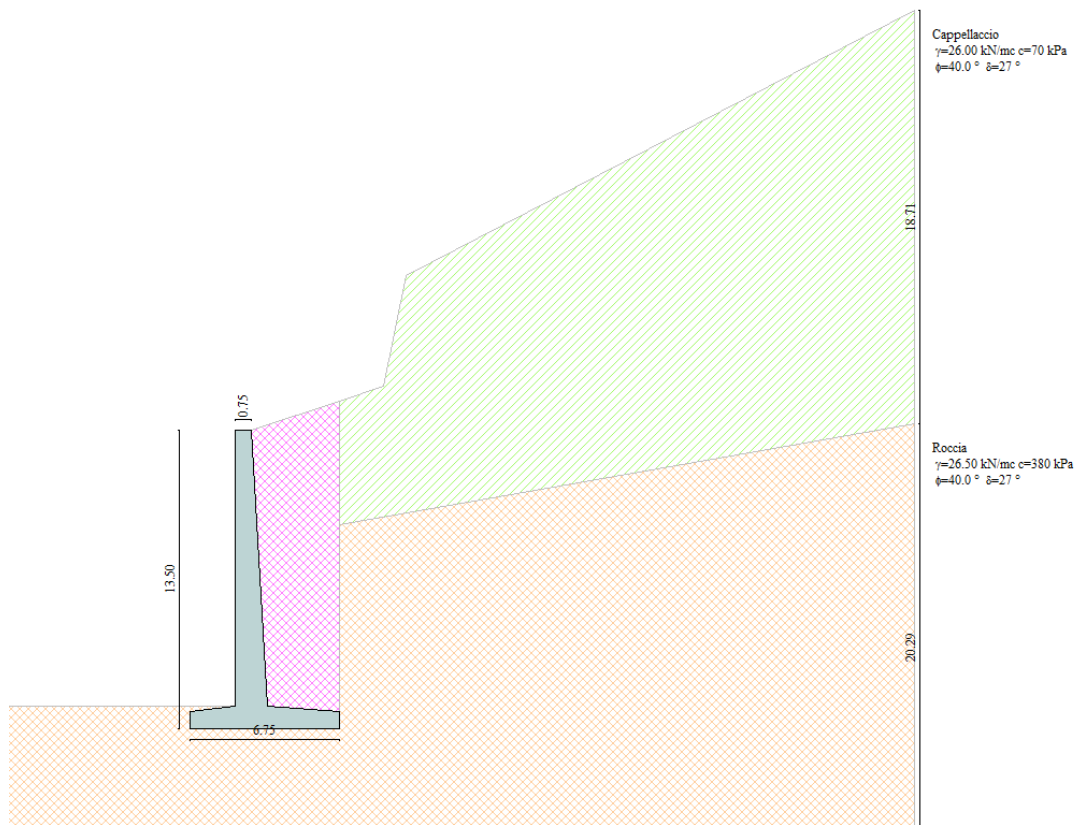


Figura 51 - Muro di contenimento all'imbocco nord

Il muro analizzato è, nella sezione più gravosa, alto circa 13.5m. Il piede è lungo complessivamente 6.5m, di cui 2m occupati dalla mensola di valle e 3.25m dalla mensola di monte, su cui grava il ritombamento, ( $\gamma=18\text{kN/m}^3$ ,  $c'=0\text{kPa}$ ,  $\phi=30^\circ$ ). Il paramento ha una sezione crescente linearmente con la profondità, da un minimo di 0.75m ad un massimo di 1.5m, mentre la fondazione ha i piedi rastremati da 0.75m a 1m, in corrispondenza del paramento.



**Figura 52 - Modello di calcolo**

### 13.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel seguito si riportano le combinazioni di carico analizzate, in accordo con le NTC2008, ed i coefficienti utilizzati nelle analisi:

Elenco Combinazioni APPROCCIO 1				
Combinazioni generate				
Comb n°	Caso	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Peso muro / terrapieno
1	A1-M1	Assente	--	FAV - FAV
2	A2-M2	Assente	--	SFAV - SFAV
3	EQU	Assente	--	FAV - FAV
4	STAB	Assente	--	SFAV - SFAV
5	A1-M1	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
6	A1-M1	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
7	A2-M2	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
8	A2-M2	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
9	EQU	Presente	Verticale negativo	FAV - FAV
10	EQU	Presente	Verticale positivo	FAV - FAV
11	STAB	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
12	STAB	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
13	SLEQ	Assente	--	SFAV - SFAV
14	SLEQ	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
15	SLEQ	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV

Tabella 24: Combinazioni di carico

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Carichi	Effetto	Simbolo	Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche		
			HYD	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.30	1.10	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00

Tabella 25: Coefficienti di sicurezza sulle azioni

Parametro	Simbolo	Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan \phi'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 26: Coefficienti di sicurezza sulla resistenza dei terreni

**N.T.C. 2008**

**Analisi SLU**

Accelerazione al suolo  $a_g$  [m/s<sup>2</sup>]  $a_g/g = 0.21$  2.050

Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale  $F_0$  2.463

Periodo inizio tratto spettro a velocità costante  $T_c^*$  0.307

Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico  $S_s$  Tipo A 1.000

Coefficiente di riduzione ( $\beta_m$ ) C 0.31

---

**Analisi SLE**

Accelerazione al suolo  $a_g$  [m/s<sup>2</sup>]  $a_g/g = 0.09$  0.890

Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale  $F_0$  2.491

Periodo inizio tratto spettro a velocità costante  $T_c^*$  0.283

Coefficiente stratigrafico  $S_s$  1.000

Coefficiente di riduzione ( $\beta_m$ ) C 0.20

Coefficiente amplificazione topografica  $S_T$  T2 1.20

$K_h = a_g/g * S_s * S_t * \beta_m$

Tabella 27: Dati per l'analisi sismica

Le verifiche danno tutte esito positivo e si evidenzia come le verifiche più gravose risultino quelle in combinazione A2+M2, in presenza di sisma.

Risultati Analisi - Comb. 1				
<b>Coefficiente di sicurezza a ribaltamento</b>	99.90	<span style="color: green;">■</span>	6.15 [9]	IB: 1 - EQU
<b>Coefficiente di sicurezza a scorrimento</b>	22.81	<span style="color: green;">■</span>	4.97 [8]	IB: 1 - A2-M2
<b>Coefficiente di sicurezza a carico limite</b>	75.56	<span style="color: green;">■</span>	75.56 [2]	IB: 1 - A2-M2
<b>Coefficiente di sicurezza stabilità globale</b>	3.48	<span style="color: green;">■</span>	3.16 [11]	IB: 1 - STAB
Risultati Analisi - Comb. 2				
<b>Coefficiente di sicurezza a ribaltamento</b>	6.15	<span style="color: green;">■</span>	6.15 [9]	IB: 1 - EQU
<b>Coefficiente di sicurezza a scorrimento</b>	4.97	<span style="color: green;">■</span>	4.97 [8]	IB: 1 - A2-M2
<b>Coefficiente di sicurezza a carico limite</b>	86.77	<span style="color: green;">■</span>	75.56 [2]	IB: 1 - A2-M2
<b>Coefficiente di sicurezza stabilità globale</b>	3.16	<span style="color: green;">■</span>	3.16 [11]	IB: 1 - STAB

Tabella 28: Risultati

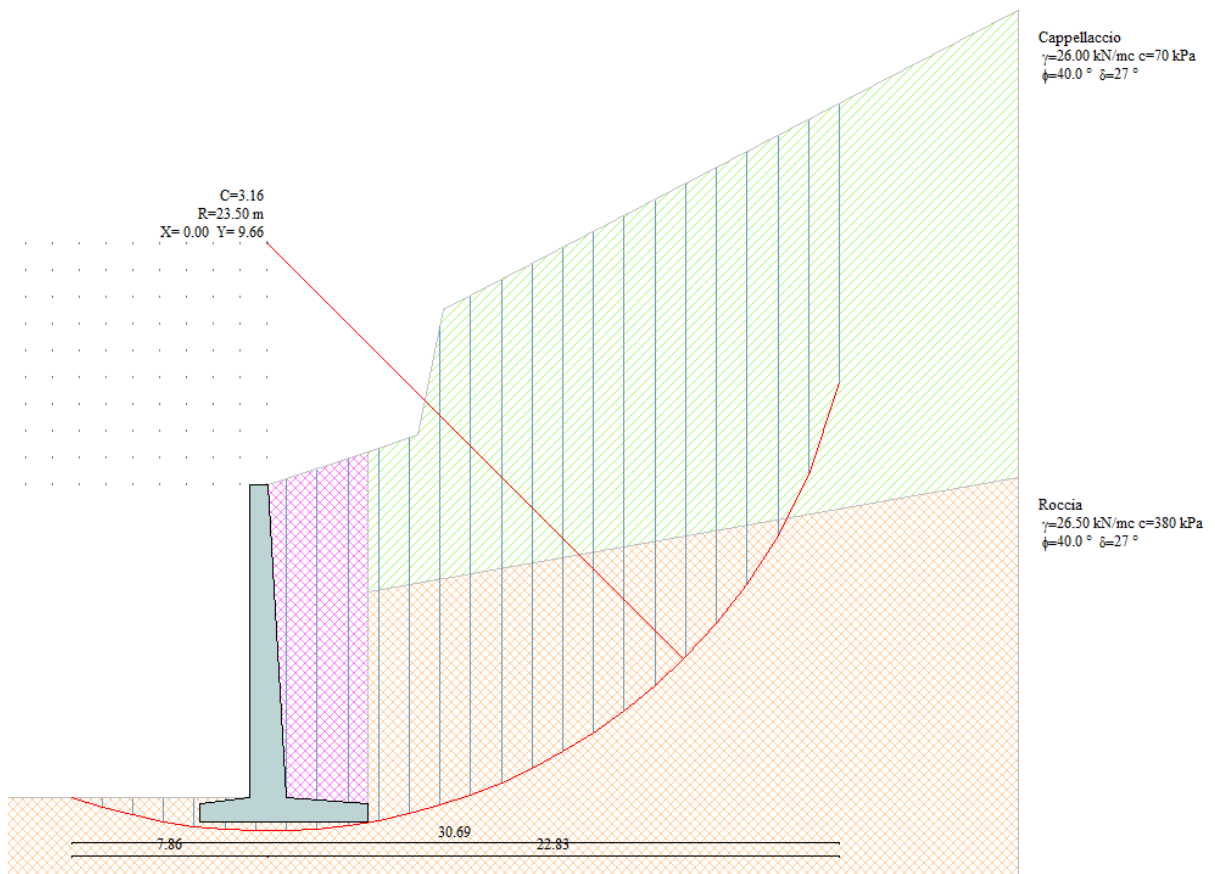


Figura 53 - Superficie critica

### 13.2 Verifica strutturale muro

Nel seguito si verificano il paramento e la fondazione del muro.

Le sezioni più sollecitate risultano quelle di innesto del paramento sul muro; il paramento, con sezione alta 1.5m, è armato con  $5\phi 30$  a valle e  $10\phi 30$  a monte; la fondazione, di sezione 1m, è armata con  $5\phi 26$  sul lembo superiore e con  $5\phi 26$  sul lembo inferiore.

Nel paramento e nella fondazione sono previsti spilli  $\phi 14$  maglia  $40 \times 50$ .

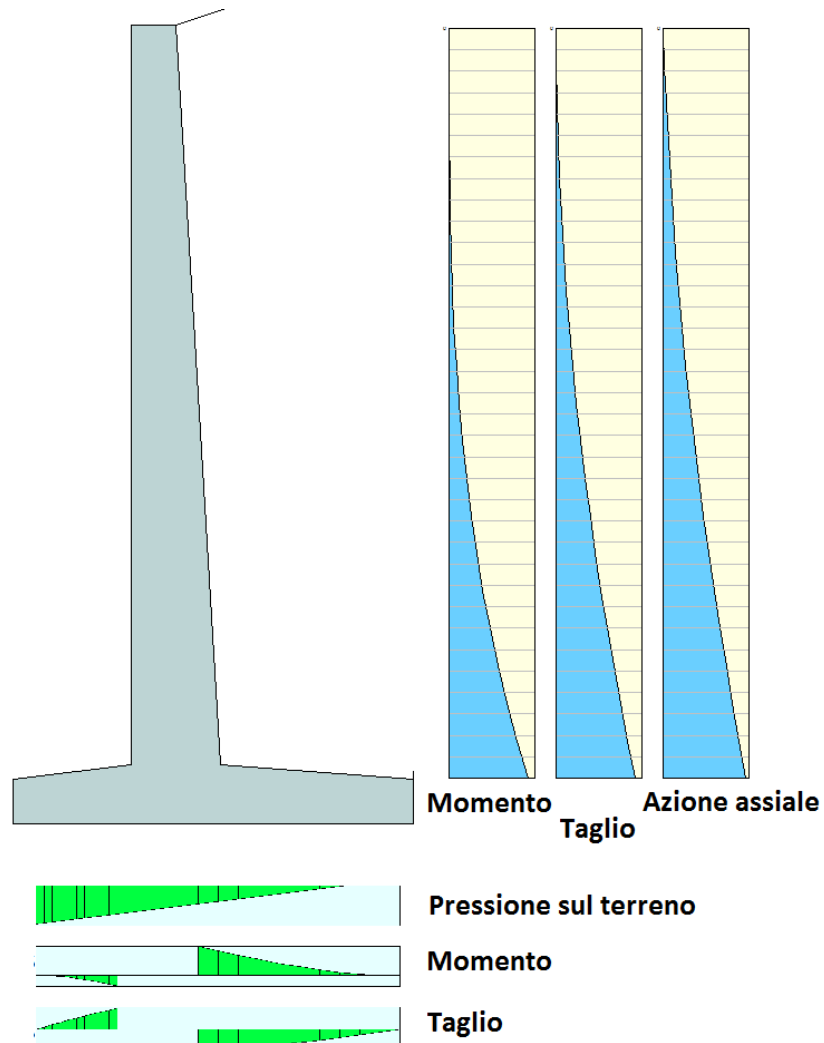


Figura 54 - Andamento tipo delle sollecitazioni sul muro

#### 13.2.1 Verifica allo SLU

Si riportano le verifiche a pressoflessione e a taglio.



AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD  
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Comb.	Caso	$M_{ed}$ [kNm]	$V_{ed}$ [kN]	$N_{ed}$ [kN]	$M_{rd}$ [kNm]	FS
1	A1+M1	2242.38	482.04	561.08	4122	1.8
2	A2+M2	2122.79	446.18	511.6	4091	1.9
5-6	A1+M1+sisma	2176.75	446.48	533.78	4105	1.9

Tabella 29: Sollecitazioni allo SLU - Paramento

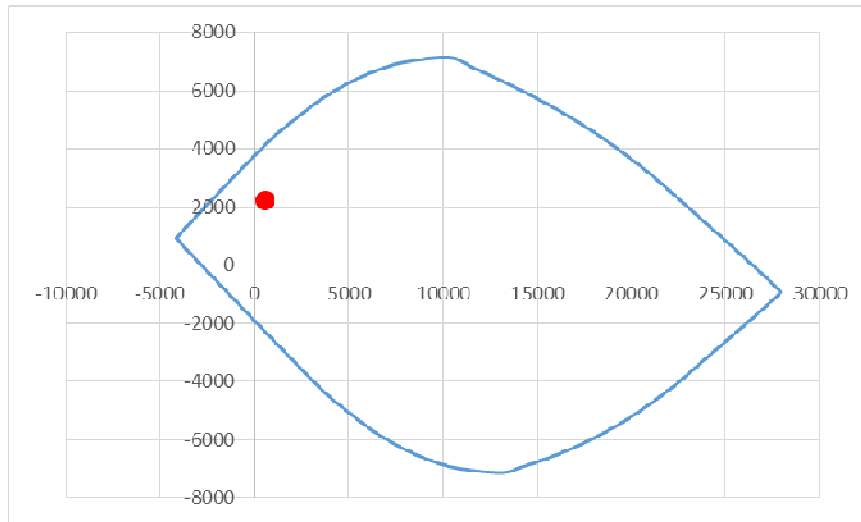


Figura 55 - Verifica MN – Paramento

Comb.	Caso	$M_{ed}$ [kNm]	$V_{ed}$ [kN]	$M_{rd}$ [kNm]	FS
1	A1+M1	200.61	185.38	1005	5.0
2	A2+M2	188.38	153.39	991.2	5.3
5-6	A1+M1+sisma	281.65	292.99	1051	3.7

Tabella 30: Sollecitazioni allo SLU - Fondazione

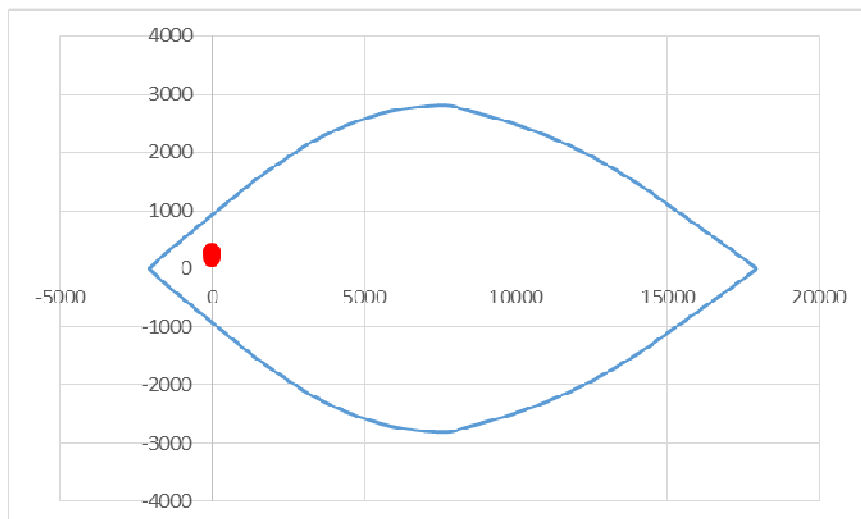


Figura 56 - Verifica MN – Fondazione

VERIFICA TAGLIO ( T.U. 2008 )						
<b>N</b>		<b>V slu</b>			<b>Coefficiente</b>	<b>Coefficiente</b>
KN		KN			$\gamma_s$	$\gamma_c$
561.08		482.04			1.15	1.5
<b>Staffe <math>\phi</math></b>	<b>Passo</b>	<b>Asw</b>	<b>Copriferro</b>	<b>f<sub>yk</sub> staffe</b>	<b>f<sub>yd</sub> staffe</b>	<b>f<sub>cd</sub></b>
mm	cm	mm <sup>2</sup>	cm	Mpa	MPa	MPa
14	40	307.88	5	450	391.30	15.8
<b>altezza utile</b>	<b>bw</b>	<b><math>\sigma_{cp}</math></b>	<b><math>\alpha_c</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\theta</math></b>	
<b>d [cm]</b>	<b>cm</b>	MPa	-	°	°	
143.50	100	0.37405333	1.02	90	35	
<b>V Rsd</b>	<b>V Rcd</b>			<b>V Rd</b>	<b>Verifica</b> <b>OK</b>	
KN	KN			KN		
555.52	4907.26			555.52		

**Figura 57 - Verifica a taglio – Paramento**

VERIFICA TAGLIO ( T.U. 2008 )						
<b>N</b>		<b>V slu</b>			<b>Coefficiente</b>	<b>Coefficiente</b>
KN		KN			$\gamma_s$	$\gamma_c$
0.00		292.99			1.15	1.5
<b>Staffe <math>\phi</math></b>	<b>Passo</b>	<b>Asw</b>	<b>Copriferro</b>	<b>f<sub>yk</sub> staffe</b>	<b>f<sub>yd</sub> staffe</b>	<b>f<sub>cd</sub></b>
mm	cm	mm <sup>2</sup>	cm	Mpa	MPa	MPa
14	40	307.88	5	450	391.30	15.8
<b>altezza utile</b>	<b>bw</b>	<b><math>\sigma_{cp}</math></b>	<b><math>\alpha_c</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\theta</math></b>	
<b>d [cm]</b>	<b>cm</b>	MPa	-	°	°	
93.70	100	0	1.00	90	35	
<b>V Rsd</b>	<b>V Rcd</b>			<b>V Rd</b>	<b>Verifica</b> <b>OK</b>	
KN	KN			KN		
362.73	3130.15			362.73		

**Figura 58 - Verifica a taglio – Fondazione**

### 13.2.2 Verifica allo SLE

Le verifiche tensionali risultano soddisfatte:

Comb.	Caso	M [kNm]	N [kN]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$w_k$ [mm]
13	SLEQ	1738.53	512.82	5.62	-159.2	0
14-15	SLE+sisma	1860.71	518.65	6.00	-172.1	-

Tabella 31: Verifiche tensionali - Paramento

Comb.	Caso	M [kNm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$w_k$ [mm]
13	SLEQ	188.38	1.66	-83.17	0
14-15	SLE+sisma	168.66	1.49	-74.47	-

Tabella 32: Verifiche tensionali – Fondazione

## **14 CONCLUSIONI**

Nella presente Relazione di Calcolo si sono analizzate le opere a sostegno degli scavi previste per la realizzazione degli imbocchi della galleria “Pedescala”, nell’ambito del Progetto Definitivo dell’Autostrada A 31 Nord Trento Rovigo – Tronco Trento - Valdastico – Piovene Rocchette.

In particolare, all’imbocco sud, verrà realizzata una berlinese di micropali, mentre l’imbocco nord, in roccia, sarà un attacco diretto, con cunei stabilizzati da intervento di chiodatura.

Le verifiche strutturali delle opere di presidio sono risultate soddisfatte, così come le verifiche di stabilità globale del versante considerando lo scavo.

In allegato si riportano le immagini più significative di ogni calcolo.

15 ALLEGATI

15.1 PEDESCALA SUD – 1

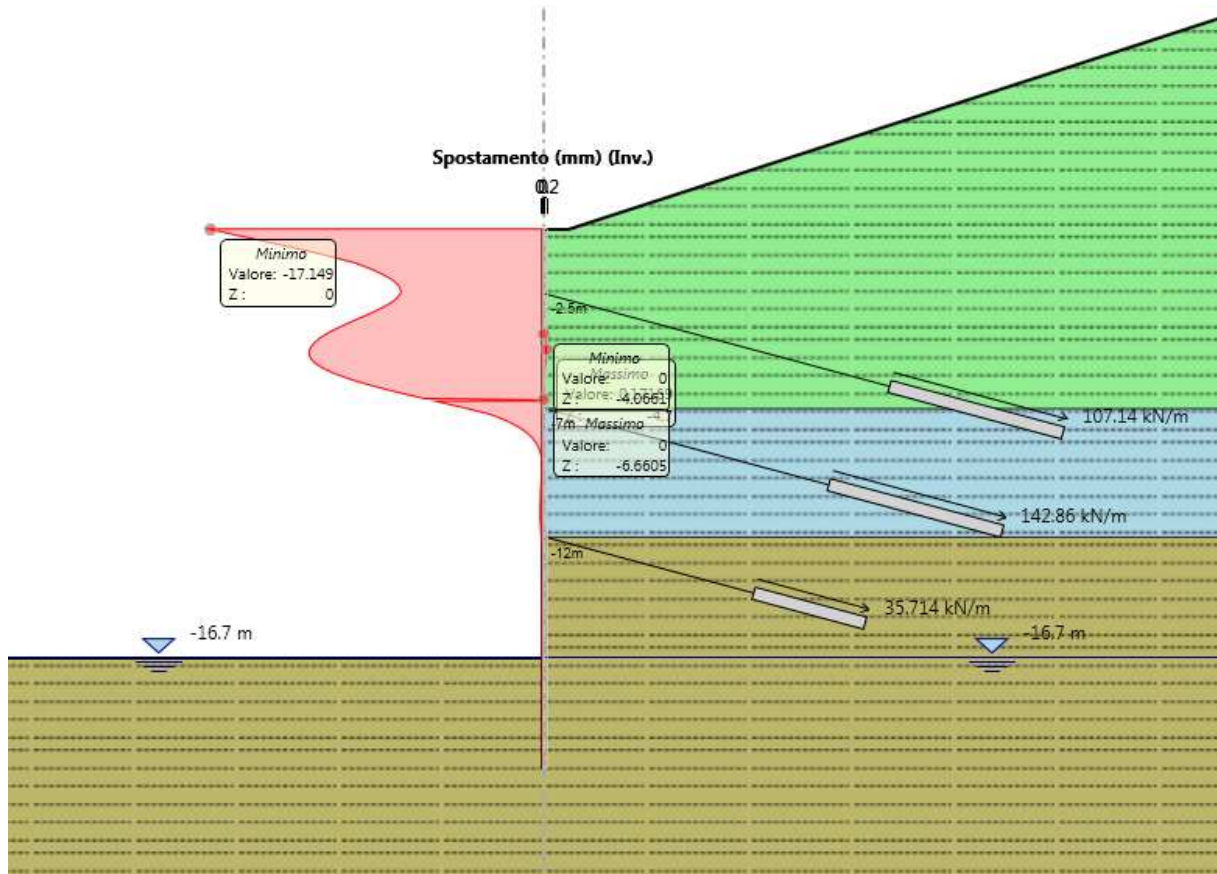
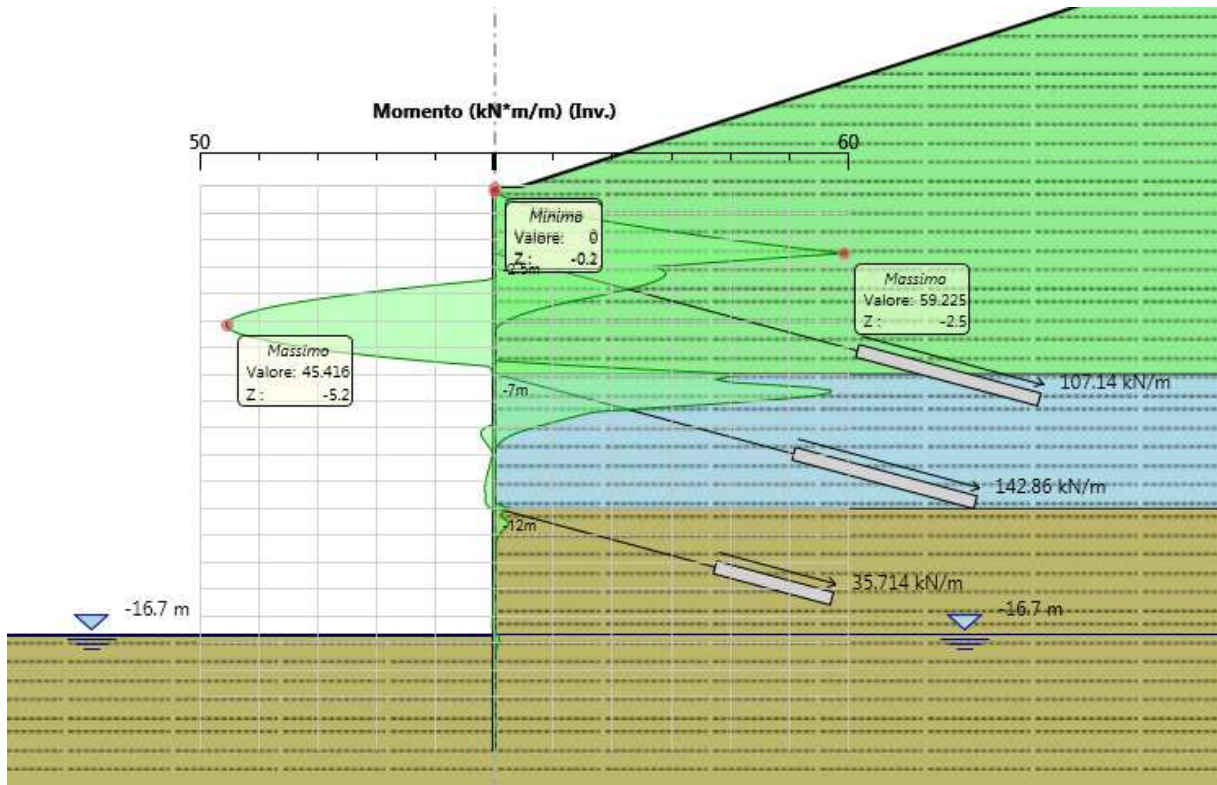
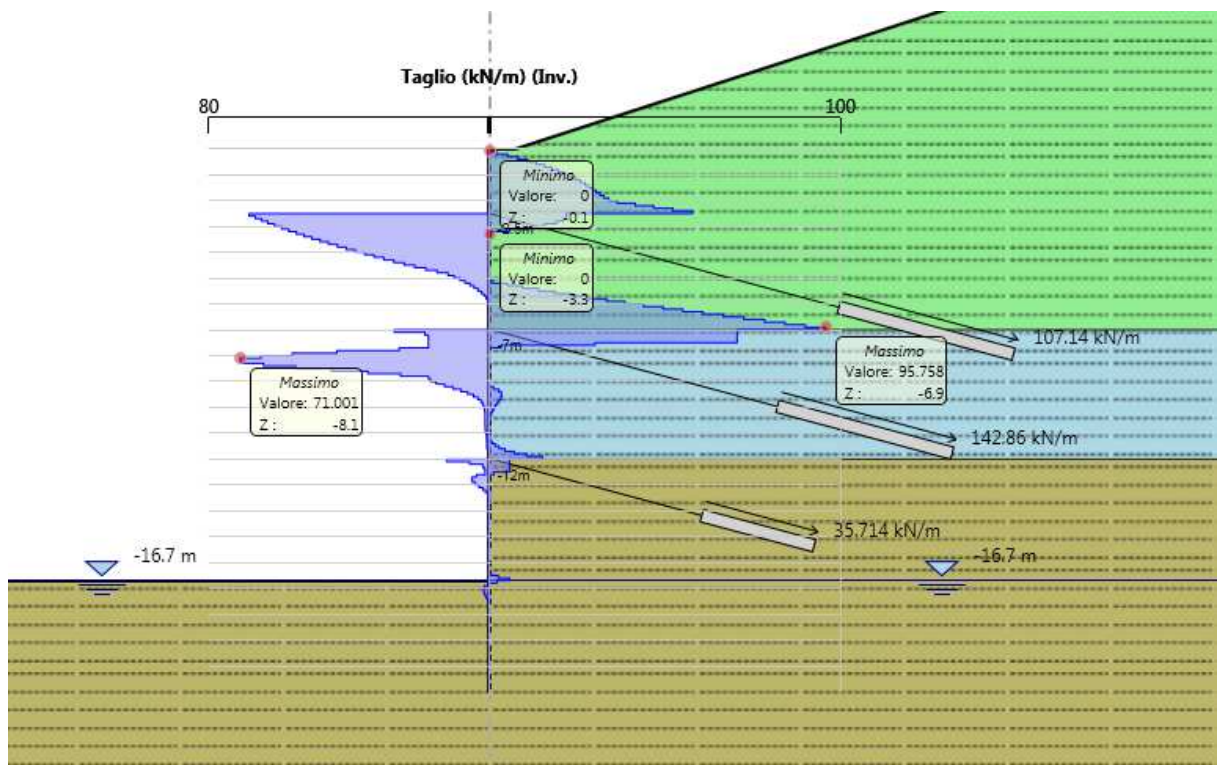


Figura 59 - Involuppo spostamenti SLE



**Figura 60 - Involuppo momento flettente SLE**



**Figura 61 - Involuppo taglio SLE**

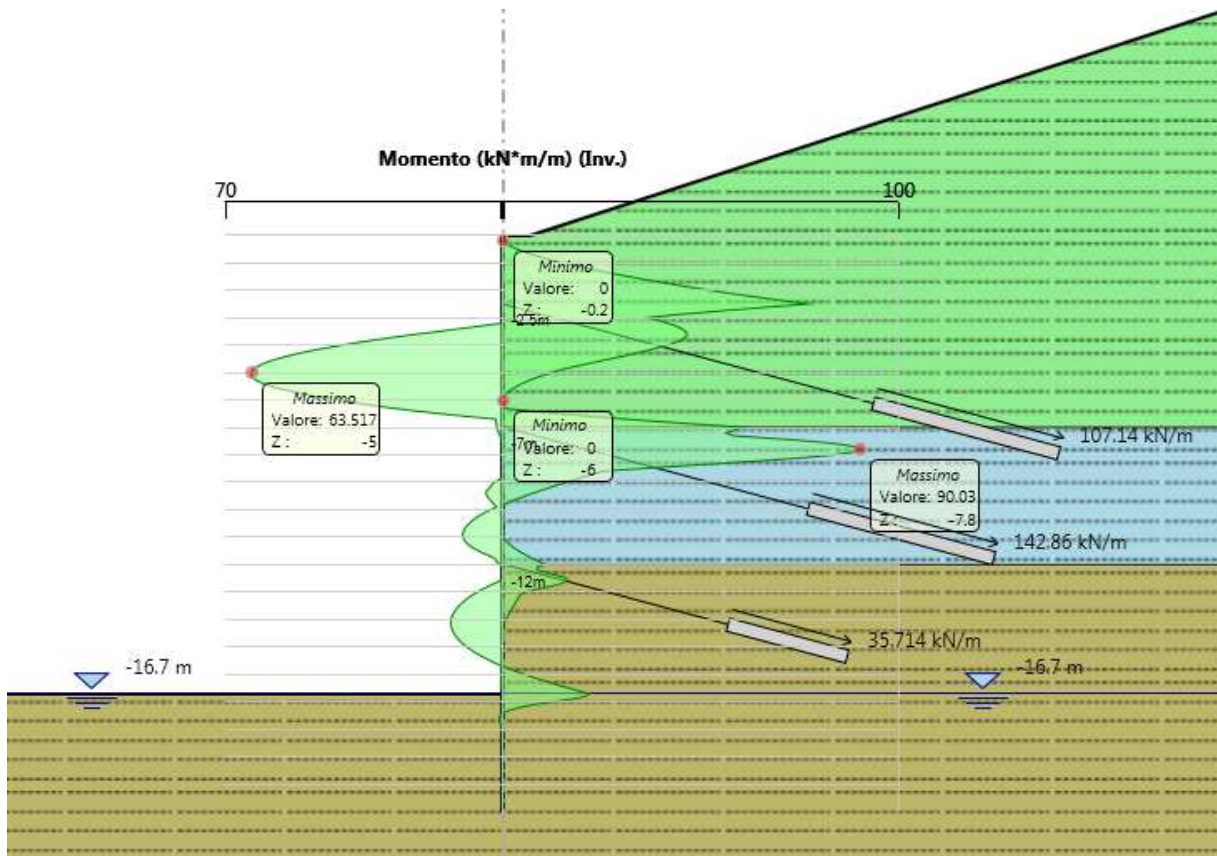


Figura 62 - Involuppo momento flettente SLU

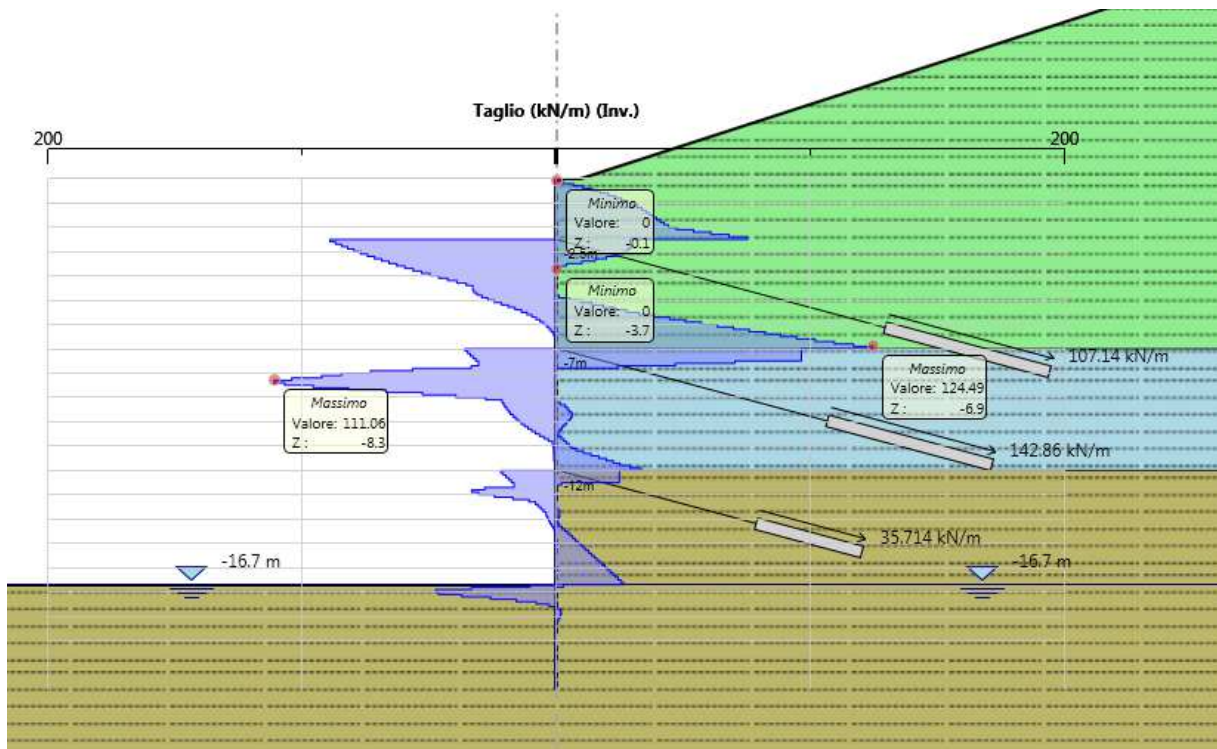


Figura 63 - Involuppo taglio SLU