



# REGIONE DEL VENETO

COMUNE DI PEDEROBBA

PROVINCIA DI TREVISO

## PROGETTO DEFINITIVO RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE DI CAVA FAGARE' E MESSA IN SICUREZZA DELLA FRANA SULLA DORSALE DEI RONCHI

con  
Interventi urgenti di messa in sicurezza per le strutture murarie a rischio crollo  
di Bastia di Onigo e del sentiero delle Trincee della Prima Guerra Mondiale



# R<sub>4</sub>

## RELAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA STABILITA' DEI VERSANTI

SCALA

-

### PROGETTISTA:

Ing. LUCA BOLZAN

### COORDINAMENTO GENERALE:

TERRE srl: Dott. R. ROSSETTO

### ATTIVITÀ SPECIALISTICHE:

Dott. VITTORIO FENTI

Geom. GIANLUIGI DE MARTIN

Ing. ENRICO CHIMENTI

Ing. LUCA GIUSEPPE LUCHETTA

TERRE srl: Dott.ssa A. GATTO, Arch. A. ROSSETTO

TERRA srl: Arch. M. STEVANIN, Dott. For. M. ABORDI

Visto da: Per.Ind.Min. ALBINO ROMANEL

### PROGETTISTA OPERE COMPLESSO ARCHEOLOGICO:

Arch. FIORENZO BERNARDI

Arch. MICHELE POTOČNIK

DATA

Dicembre 2019

MARCO TURATO  
Sindaco  
Pederobba

DANIELE CHRISTIAN  
Amministratore delegato  
E.MA.PRI.CE. S.p.A.



Piazza Case Rosse 14 - 31040 Onigo di Pederobba  
Tel. 0423 680911 - fax 0423 64185  
Codice Fiscale 83001210265 - Partita IVA 01199310267

**E.MA.PRI.CE. S.p.A.**

Sede Legale: Piazza Walther, 22 - 39100 Bolzano (BZ)  
Sede Amministrativa: Via Strade Nuove, 3 - 31054 Possagno (TV)  
Tel. +39 0423 544823 - Fax +39 0423 922077  
www.emaprice.com - info@emaprice.com



---

## INDICE

### INDICE 1

1	PREMESSA.....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
3	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI.....	5
3.1	Calcestruzzo.....	5
3.2	Acciaio per armatura.....	5
3.3	Acciaio da carpenteria per micropali di fondazione .....	5
3.4	Geogriglie.....	5
4	PARAMETRI GEOTECNICI DEI MATERIALI .....	6
5	VERIFICA TERRE RINFORZATE .....	10
5.1	Criteri di verifica.....	10
5.2	Analisi dei carichi agenti.....	12
5.3	Verifiche interne.....	15
5.4	Verifiche a ribaltamento e scorrimento .....	16
5.5	Verifiche di stabilità globale: verifica sistema fondazionale .....	18
5.5.1	Criteri di verifica pali di fondazione.....	19
5.5.2	Calcolo sollecitazioni sui pali di fondazione e sulle barre autoperforanti .....	20
5.5.3	Verifiche strutturali.....	23
5.5.4	Verifiche geotecniche .....	24
5.6	Stima dei cedimenti.....	25
5.6.1	Sezione P13.....	26
5.6.2	Sezione P14.....	33
5.6.3	Sezione P09.....	41
5.7	Sistema di monitoraggio.....	49
6	VERIFICA DELL'INTERVENTO DI CHIODATURA IN CORRISPONDENZA DELLA PARETE CALCARENITICA..	50
6.1	Parametri geotecnici superfici di discontinuità .....	50
6.2	Verifica cunei instabili .....	51

# 1 PREMESSA

Nella presente relazione si riportano le verifiche geotecniche e strutturali dei rilevati in terre rinforzate, nell'ambito del progetto di sistemazione ambientale definitiva della vecchia cava FAGARE', ubicata nel versante nord del rilievo di Ronchi – Mura della Bastia, nel comune di Pederobba (TV).

Le opere sono costituite da rilevati realizzati inserendo nel materiale arido di riempimento geogriglie di rinforzo. Nella parte frontale del rilevato si prevede di porre in opera uno strato di terra vegetale di spessore 30cm. In superficie verrà posizionata una biostuoia in fibre vegetali. Al termine della costruzione del rilevato si procederà all'inerbimento con idrosemina del paramento frontale.

Si riporta di seguito la sezione tipologica dell'intervento.

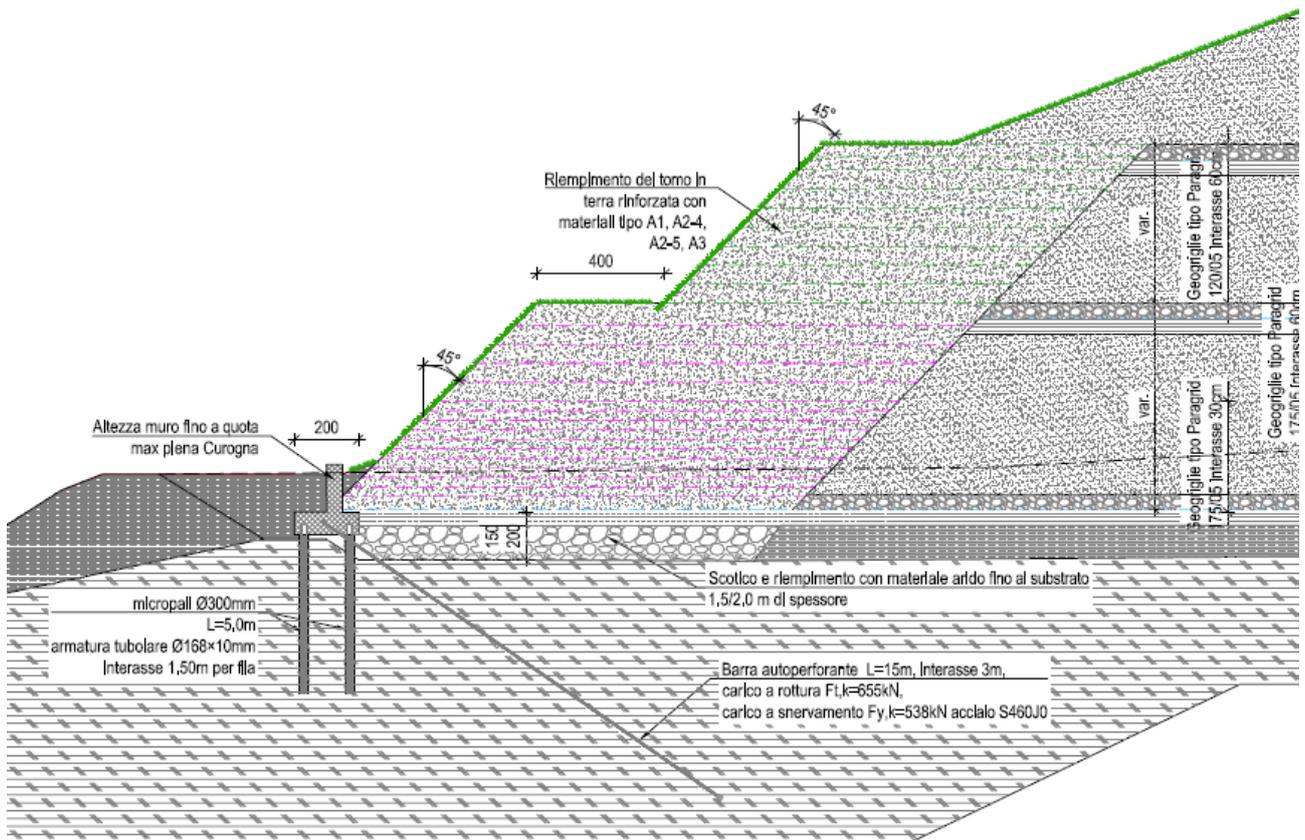


Figura 1: terre rinforzate - sezione tipologica

---

Si prevede di fondare il rilevato sul substrato roccioso al di sotto della coltre argillosa, tramite scotico di spessore pari a circa 2.0 e sostituzione con materiale arido portante.

Il piede della terra rinforzata è vincolato da un cordolo in c.a. fondato su micropali e tiranti passivi.

A tergo della terra rinforzata all'interno del rilevato di riempimento, a quote prestabilite, è prevista l'esecuzione di un trattamento di tale materiale con calce per uno spessore di 50 cm e sopra di esso 50 cm di materiale drenante.

La tipologia e la stratigrafia dei terreni interagenti con le opere è stata derivata dalla relazione appositamente redatta dallo Studio di Geologia Applicata Dott. Geol. Vittorio Fenti.

Nella parte finale della relazione si riporta la verifica di stabilità della chiodatura prevista in corrispondenza della parete subverticale a monte dell'intervento.

Tale parete sarà provvista alla base di dreni suborizzontali.

**Nota:**

Tutti i lavori in progetto sono rivolti alla sistemazione definitiva della vecchia cava, senza interferire con la vecchia discarica di RSU esistente al centro tra le sezioni P6 e P8.

In particolare per garantire che non vi siano interferenze negative con la vecchia discarica sarà realizzato un adeguato paramento di separazione e contenimento conformato ad "U", in terre rinforzate, dotato di fondazione profonda su roccia marnosa in posto, impermeabile ("Marna di Possagno").

Ciò permetterà:

- il contenimento statico del riporto di inerti al contorno della discarica di RSU (ai fianchi ed a monte);
- l'isolamento idrogeologico della discarica dal riporto di inerti in progetto.

La dimostrazione dell'efficacia della separazione statica della discarica dal riporto di inerti in progetto è documentata dalle verifiche di stabilità di seguito allegate.

Per un futuro controllo della effettiva separazione idrogeologica della vecchia discarica di RSU dal riporto in progetto è prevista la realizzazione di due piccole vasche di decantazione delle acque meteoriche superficiali e di infiltrazione al piede, in corrispondenza della strada di accesso (vedi vasche previste piede delle sezioni P6 e P 8 nella planimetria dello stato finale), ove poter effettuare le periodiche analisi chimiche di verifica che la situazione richiede.

---

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento italiana è la seguente

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- Supplemento ordinario n. 5 alla Gazzetta ufficiale n. 35 dell'11 febbraio 2019. Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

Nella progettazione sono state prese in considerazione le normative europee di seguito indicate:

- UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali
- UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

La caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni interessati dal tracciato è stata redatta in conformità a dette Norme, analogamente le verifiche geotecniche delle opere previste nel progetto.

Raccomandazioni e specifiche:

- A.G.I. - Associazione Geotecnica Italiana – "Linee guida - aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" (2005)

### 3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1, UNI 11104-2004 e D.M. 17.1.2018:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 25/30
Classe di abbassamento al cono (slump)	S4
Dimensione massima dell'inerte	D <sub>max</sub> = 20 mm
Classe di esposizione	XC2
Contenuto minimo di cemento per durabilità	300 kg/m
Massimo rapporto acqua/cemento per durabilità	0,6
R ≥ 30 MPa Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	R <sub>ck</sub> ≥ 30 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	f <sub>ck</sub> ≥ 25 MPa
Modulo medio elastico	E <sub>c</sub> = 31475 MPa

#### 3.2 Acciaio per armatura

Barre ad aderenza migliorata tipo B 450C, conforme al D.M. 17.1.2018:

Tensione caratteristica di snervamento	f <sub>yk</sub> ≥ 450 MPa
Tensione caratteristica di rottura	f <sub>tk</sub> ≥ 540 MPa
Rapporto rottura/snervamento caratteristici	1.15 ≤ (f <sub>t</sub> /f <sub>y</sub> ) < 1.35
Tensione nominale di snervamento	(f <sub>y</sub> /f <sub>y,nom</sub> ) <sub>k</sub> ≤ 1.25
Allungamento a rottura	(A <sub>gt</sub> ) <sub>k</sub> ≥ 7.5 %
Modulo medio elastico	E <sub>s</sub> = 200000 MPa
Tensione di progetto	f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> /γ <sub>s</sub> = 450/1.15 = 391 MPa

#### 3.3 Acciaio da carpenteria per micropali di fondazione

È previsto l'impiego di acciaio S275, con o senza saldatura, caratterizzato dai seguenti valori caratteristici di resistenza:

Tensione caratteristica di rottura	f <sub>tk</sub> [MPa]	430
Tensione caratteristica di snervamento	f <sub>yk</sub> [MPa]	275

#### 3.4 Geogriglie

Si riporta di seguito la resistenza di progetto a lungo termine necessaria per le geogriglie di progetto.

PARAGRID 120/05	75 kN/m
PARAGRID 175/05	110 kN/m

---

## 4 PARAMETRI GEOTECNICI DEI MATERIALI

L'intervento in previsione ricade interamente nella vecchia cava localizzata sul versante nord, sulla formazione della "Marna di Possagno inf", delimitata superiormente dalle "Silti e Conglomerati di Col dell'Asse" a cui si sovrappone la scarpata modellata nella formazione calcarea della "Calcarenite di Castelcucco", che affiora su tutta la dorsale. Nella fascia intermedia della cava esiste una spessa copertura di materiali eluviali e di frana, inglobanti massi calcarenitici.

Al piede della cava esiste una copertura di terreni di riporto, eterogenei, misti, a prevalente composizione argillosa-limosa.

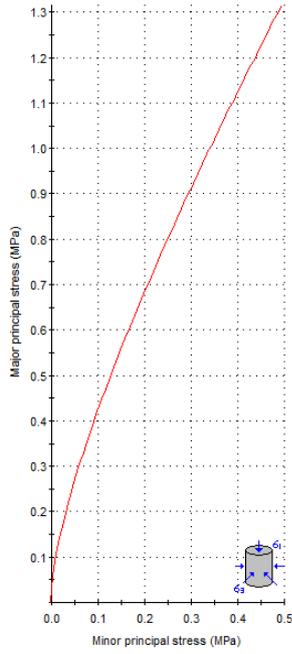
L'area di golena alta del T. Curogna è occupata da una copertura di alluvioni oloceniche e recenti, ghiaioso-sabbiose, con frequenti intercalazioni fini, limose.



*Figura 2: vista frontale cava*

I parametri geotecnici dei terreni interagenti con le opere sono stati stimati sulla base di quanto riportato nella relazione del Dott. Fenti. Per gli ammassi rocciosi, le caratteristiche di resistenza e deformabilità del continuo equivalente riportati in tale relazione sono stati implementati/confrontati con i risultati della caratterizzazione effettuata con il criterio di Hoek&Brown.

Analysis of Rock Strength using RocLab



**Hoek-Brown Classification**  
intact uniaxial compressive strength = 10 MPa  
GSI = 10  $m_i = 7$  Disturbance factor = 0

**Hoek-Brown Criterion**  
 $m_b = 0.281$   $s = 4.54e-5$   $a = 0.585$

**Mohr-Coulomb Fit**  
cohesion = 0.054 MPa friction angle = 24.50 deg

**Rock Mass Parameters**  
tensile strength = -0.002 MPa  
uniaxial compressive strength = 0.029 MPa  
global strength = 0.429 MPa  
modulus of deformation = 316.23 MPa

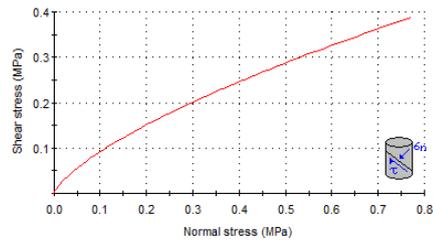


Figura 3: Marna di Possagno. Classificazione di Hoek&Brown

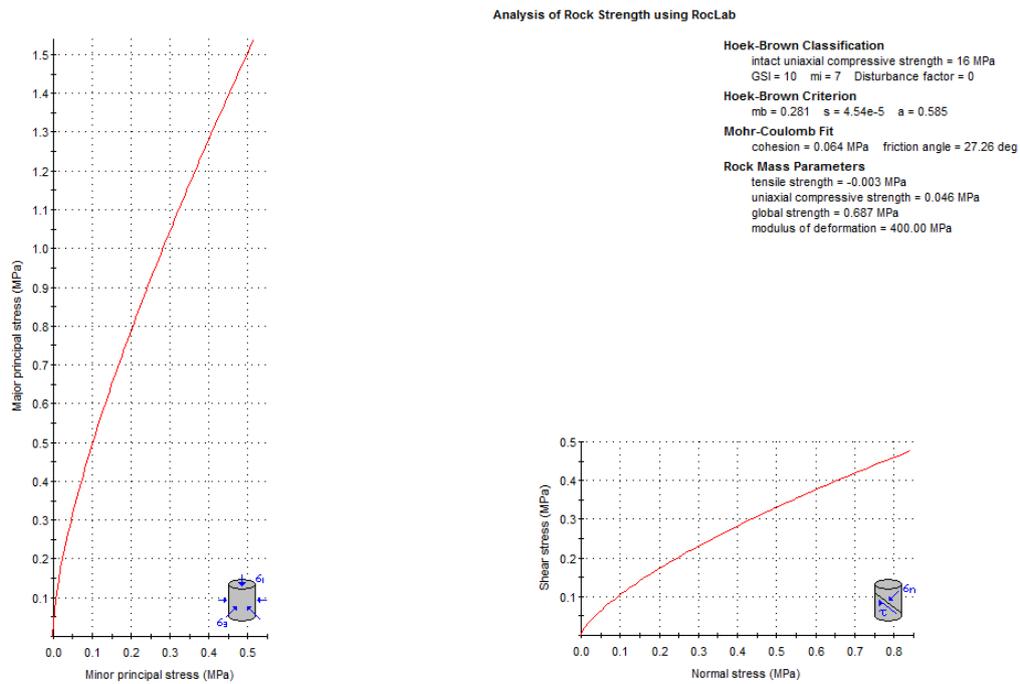


Figura 4: conglomerati Col dell'Asse. Classificazione di Hoek&Brown

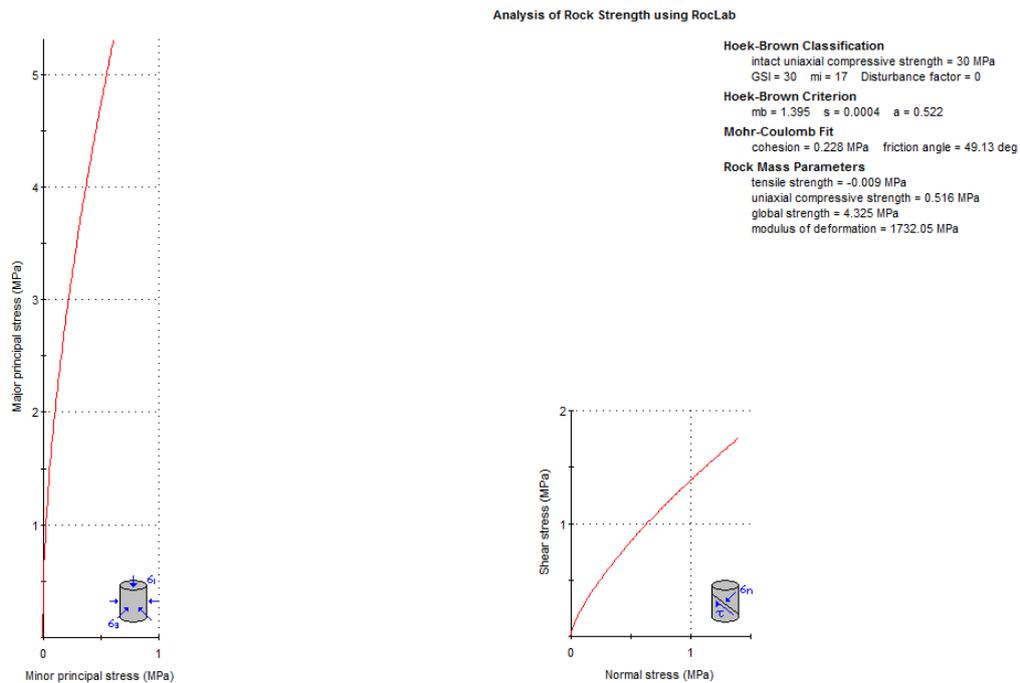


Figura 5: calcareniti. Classificazione di Hoek&Brown

Si riportano di seguito i parametri geotecnici si calcolo.

---

Rilevato in terra rinforzata

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale

$\varphi' = 38^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c' = 3 \text{ kPa}$  coesione efficace

$E = 50 \text{ MPa}$

Marna di Possagno

$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale

$\varphi' = 23^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c' = 40 \text{ kPa}$  coesione efficace

$E = 200 \text{ MPa}$

Siltiti e conglomerati Col dell'Asse

$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale

$\varphi' = 30^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c' = 50 \text{ kPa}$  coesione efficace

$E = 400 \text{ MPa}$

Calcarenite di Castelcucco

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale

$\varphi' = 32^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c' = 500 \text{ kPa}$  coesione efficace

$E = 1000 \text{ MPa}$

Materiali di riempimento cava

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$  peso di volume naturale

$\varphi' = 23^\circ$  angolo di resistenza al taglio

$c' = 10 \text{ kPa}$  coesione efficace

$E = 8.5 \text{ MPa}$

Le caratteristiche minime di resistenza e deformabilità dei materiali di riempimento della cava soprariportati, dovranno in fase esecutiva delle opere essere confermate con apposite prove di laboratorio su campioni indisturbati.

## 5 VERIFICA TERRE RINFORZATE

### 5.1 Criteri di verifica

La terra rinforzata viene verificata come un muro di sostegno. Le verifiche a cui l'opera deve sottostare sono di seguito riportate.

Tipo verifica	Tipo di SLU	Approccio	Combinazione
Verifica interna terra rinforzata	GEO	2	A1+M1+R3
Scorrimento sul piano di posa	GEO	2	A1+M1+R3
Collasso per carico limite del complesso fondazione - terreno	GEO	2	A1+M1+R3
Ribaltamento	GEO	2	A1+M1+R3
Stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno	GEO	1	A2+M2+R2
Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali	STR	2	A1+M1+R3

Tabella 1

I coefficienti parziali sulle azioni A, i coefficienti parziali sui materiali M e i coefficienti parziali sulle resistenze R sono riportati nelle seguenti tabelle.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevole		1.10	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.80	0.80	0.80
	Sfavorevole		1.50	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.50	1.50	1.30

Tabella 2

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione Efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00

Tabella 3

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,4$
Scorrimento	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,4$
Ribaltamento	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,0$	$\gamma_R=1,15$

Tabella 4

La verifica sismica è condotta ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

I rinforzi sono elementi in grado di opporre resistenza nelle porzioni esterne alle possibili superfici di scivolamento, in funzione dell'attrito che viene mobilitato all'interfaccia rinforzo – terreno.

Tale contributo è stato determinato ponendo un coefficiente attritivo rinforzo - terreno pari a  $2/3 \times \varphi'$ .

Per il caso in oggetto, i coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche relativamente ad ogni singolo SLU precedentemente analizzato sono di seguito indicati:

Verifica	Approccio	Combinazione	Coefficiente parziale
Stabilità dello scavo – condizioni statiche	1	A2+M2+R2	$\gamma_R=1.1$
Stabilità dello scavo – condizioni sismiche	1	A1+M1+R1	$\gamma_R=1.2$

Tabella 5

## 5.2 Analisi dei carichi agenti

I carichi agenti sono di seguito riportati:

- Pesì propri, strutturali e non;
- Sovraccarico esterno;
- Sisma.

Per quanto riguarda i sovraccarichi esterni si considera un carico agente di 20kPa

Le opere in esame, ai sensi della normativa regionale vigente, ricadono in zona sismica 4.

I parametri sismici di riferimento per la progettazione in esame sono:

vita nominale = 50 anni

classe d'uso: II

In riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, pertanto, il valore convenzionale dell'accelerazione orizzontale massima del terreno di calcolo  $a_g$  è pari a 0,286g.

Categoria topografica  $T_3$   $S_T = 1.2$

Categoria stratigrafica  $S_S = 1.38$

Nelle verifiche di stabilità allo stato limite ultimo, i coefficienti moltiplicativi delle forze gravitazionali,  $k_h$  e  $k_v$ , possono esprimersi come:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$
$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

Dove:

- $\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito pari, per la categoria di suolo in oggetto (C) e per il valore dell'accelerazione massima sul sito di riferimento rigido, a 0,28;
- $a_{\max}$  = accelerazione massima attesa al sito.

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la seguente espressione;

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST);

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido.

I parametri alla base del calcolo delle azioni sismiche sono quindi i seguenti:

$k_h$	$k_v$
0.132	$\pm 0.066$

Le verifiche vengono condotte con l'approccio 1 combinazione 2, A2+M2+R2, pertanto il valore della tangente dell'angolo di attrito e della coesione del terreno vanno divisi per 1.25.



**Coefficienti di spinta attiva e passiva in condizioni sismiche**  
(Eurocodice 8 - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture")



**DATI DI INGRESSO**

Caso:	1	(-)
1 "Livello di falda al di sotto della struttura di sostegno"		
2 "Terreno impermeabile in condizioni dinamiche al di sotto del livello di falda"		
3 "Terreno a elevata permeabilità dinamica al di sotto del livello di falda"		
$\phi$ = angolo di resistenza al taglio del terreno	18,8	(<45°)
$\psi$ = inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interna del muro	135,0	(°)
$\beta$ = inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno	18,8	(°)
$\delta$ = angolo di attrito terra-muro	18,8	(°)
$\gamma$ = peso di volume naturale del terreno	19,0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_s$ = peso di volume secco del terreno	19,0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_w$ = peso di volume dell'acqua	10,0	(kN/m <sup>3</sup> )
$k_h$ = coefficiente sismico orizzontale ( I° cat.: $K_h=0,10$ II° cat.: $K_h=0,07$ III° cat.: $K_h=0,04$ )	0,132	(-)
$k_v$ = coefficiente sismico verticale	0,066	(-)

**RISULTATI**

**Condizioni statiche**

<input type="radio"/> Muller-Breslau (sup. rottura piane) consigliato per la sola spinta attiva	$k_a$	0,44
	$k_p$	25,68
<input type="radio"/> Caquot-Kerisel (sup. rottura curvilinee)	$k_a$ :	vedi grafico allegato
	$k_p$ , grafico	4,11
	$k_p$ , ridotto	3,88

**Condizioni sismiche (Mononobe-Okabe)**

$k_a$	0,68
$k_p$	43,73

Coefficienti parziali	Angolo di attrito	$k_a$ statico	$k_a$ sisma
M1	23	0,18	0,52
M2	18.8	0,44	0,68

### 5.3 Verifiche interne

Si riportano di seguito i risultati. Il coefficiente di sicurezza è stato calcolato considerando superfici di scivolamento circolari, utilizzando il metodo di Morgenstern- Price. Viene condotta soltanto la verifica in presenza di sisma in quanto presenta coefficienti di sicurezza minori.

I coefficienti di sicurezza sono calcolati tramite il codice di calcolo SLIDE della Rocscience.

Siccome al piede la terra rinforzata è impedita di muoversi tramite da un cordolo in c.as. fondato su micropali, si considerano nelle verifiche le superfici di scivolamento passanti al di sopra della sommità di tale cordolo (1 m sopra la base delle terre rinforzate).

Si riportano di seguito le verifiche.

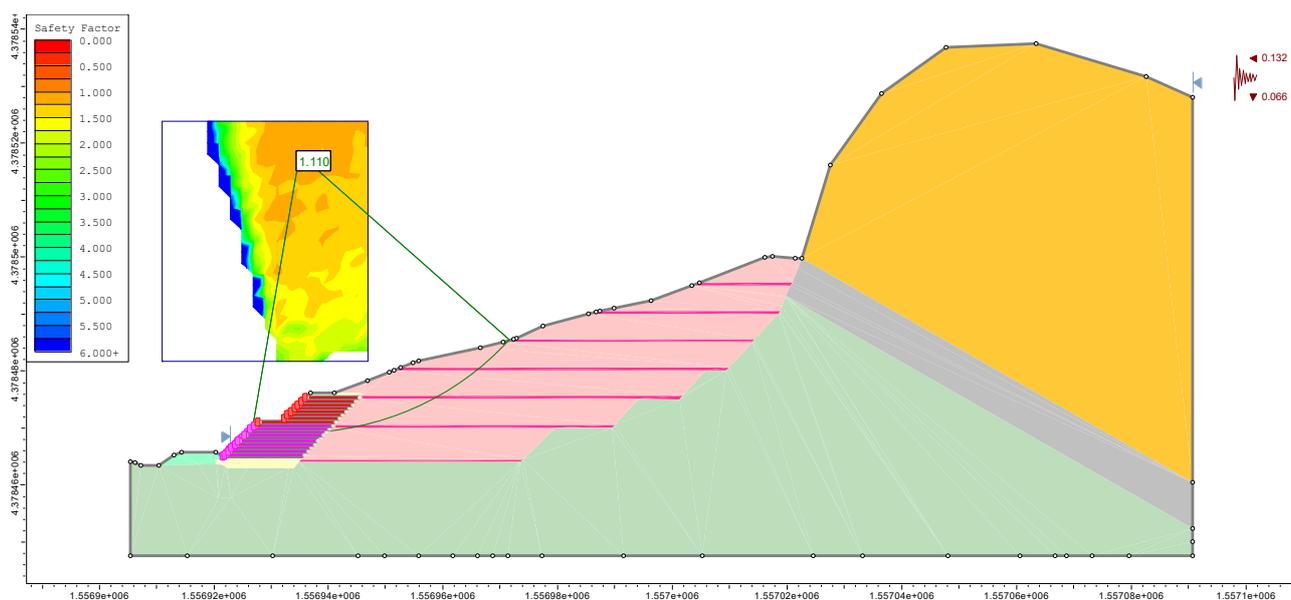


Figura 6: verifica interna terre rinforzate

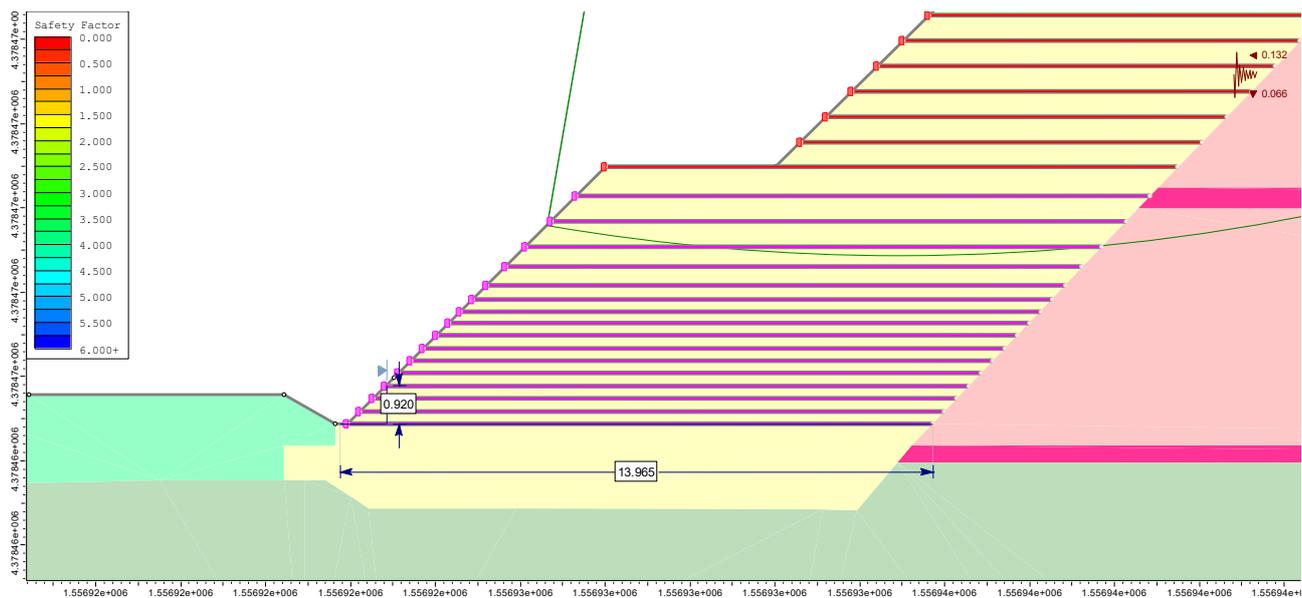


Figura 7: verifiche interne particolare.

## 5.4 Verifiche a ribaltamento e scorrimento

Le verifiche sono condotte secondo le seguenti ipotesi:

- La terra rinforzata è schematizzata equivalente ad un parallelogrammo.
- La sovraspinta sismica delle terre e del sovraccarico a monte è calcolata sommando alle spinte in condizioni statiche le sovraspinte sismiche, calcolate come differenza fra le spinte statiche e quelle in presenza di sisma. Tale sovra spinta è applicata a metà dell'altezza della terra rinforzata.
- In presenza di sisma, alle masse vengono applicate forze orizzontali e verticali pari alla massa stessa, moltiplicata per il coefficiente sismico orizzontale ( $k_h$ ) e verticale ( $k_v$ ) precedentemente calcolati.

Si riportano di seguito le verifiche.

Geometria				Forze M2		Forze M1	
B [m]	14,00			q [kPa]	5,00	q [kPa]	5,00
H [m]	12,00			W [kN/m]	3192,00	W [kN/m]	3192,00
a [°]	37,00			Wh [kN/m]	421,34	Wh [kN/m]	421,34
b [°]	20,00			Wv [kN/m]	210,67	Wv [kN/m]	210,67
				Sa [kN/m]	601,92	Sa [kN/m]	259,92
Terreno				Sq [kN/m]	26,40	Sq [kN/m]	11,40
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19,00			$\Delta S_{as}$ [kN/m]	342,72	$\Delta S_{as}$ [kN/m]	471,24
Coefficienti di spinta M2		Coefficienti di spinta M1		Bracci rispetto a spigolo di valle		Bracci rispetto a baricentro fondazione	
ka	0,44	ka	0,19	$B_W$ [m]	14,96	$B_W$ [m]	-0,96
kas	0,68	kas	0,52	$B_{Wh}$ [m]	6,00	$B_{Wh}$ [m]	6,00
kh	0,132	kh	0,132	$B_{Wv}$ [m]	14,96	$B_{Wv}$ [m]	14,96
kv	0,066	kv	0,066	$B_{Sa}$ [m]	4,00	$B_{Sa}$ [m]	4,00
				$B_{Sq}$ [m]	6,00	$B_{Sq}$ [m]	6,00
				$B_{\Delta S_{as}}$ [m]	6,00	$B_{\Delta S_{as}}$ [m]	6,00
Verifica a ribaltamento (EQU+M2)							
Statica				Sisma			
Coefficienti SLU		Momenti		Coefficienti sisma		Momenti	
W	0,90	$M_{rib}$ [kNm/m]	3367,58	W	1,00	$M_{rib}$ [kNm/m]	10302,60
Wh				Wh	1,00		
Wv				Wv	1,00		
Sa	1,30	$M_{stab}$ [kNm/m]	42983,61	Sa	1,00	$M_{stab}$ [kNm/m]	47759,56
Sq	1,50			Sq	1,00		
$\Delta S_{as}$				$\Delta S_{as}$	1,00		
<b>FS</b>			<b>12,76</b>	<b>FS</b>			<b>4,64</b>
Verifica a scorrimento (A1+M1)							
Statica				Sisma			
Coefficienti SLU statica		Attrito fondazione terreno		Coefficienti SLU sisma		Attrito fondazione terreno	
W	1,00	$F_{stab}$ [kN/m]	2493,86	W	1,00	$F_{stab}$ [kN/m]	2329,27
Wh				Wh	1,00		
Wv				Wv	1,00		
Sa	1,30	$F_{instab}$ [kN/m]	355,00	Sa	1,00	$F_{instab}$ [kN/m]	1163,90
Sq	1,50			Sq	1,00		
$\Delta S_{as}$				$\Delta S_{as}$	1,00		
<b>FS</b>			<b>7,03</b>	<b>FS</b>			<b>2,00</b>

Figura 8: verifiche a ribaltamento e scorrimento

Le verifiche sono soddisfatte.

## 5.5 Verifiche di stabilità globale: verifica sistema fondazionale

Le terre rinforzate, sono vincolate al piede su di un cordolo in c.a su pali e tiranti passivi.

Tramite una back analysis si è calcolata la spinta al piede delle terre rinforzate necessaria a garantire soddisfatta a verifica di stabilità globale dell'insieme terre rinforzate pendio (approccio A2+M2+R2).

A tale proposito si sono prese a riferimento superfici di scivolamento passanti al piede della terra rinforzata, dalla sommità del cordolo verso il basso.

Si riporta di seguito per le due sezioni analizzate il calcolo di tale forza.

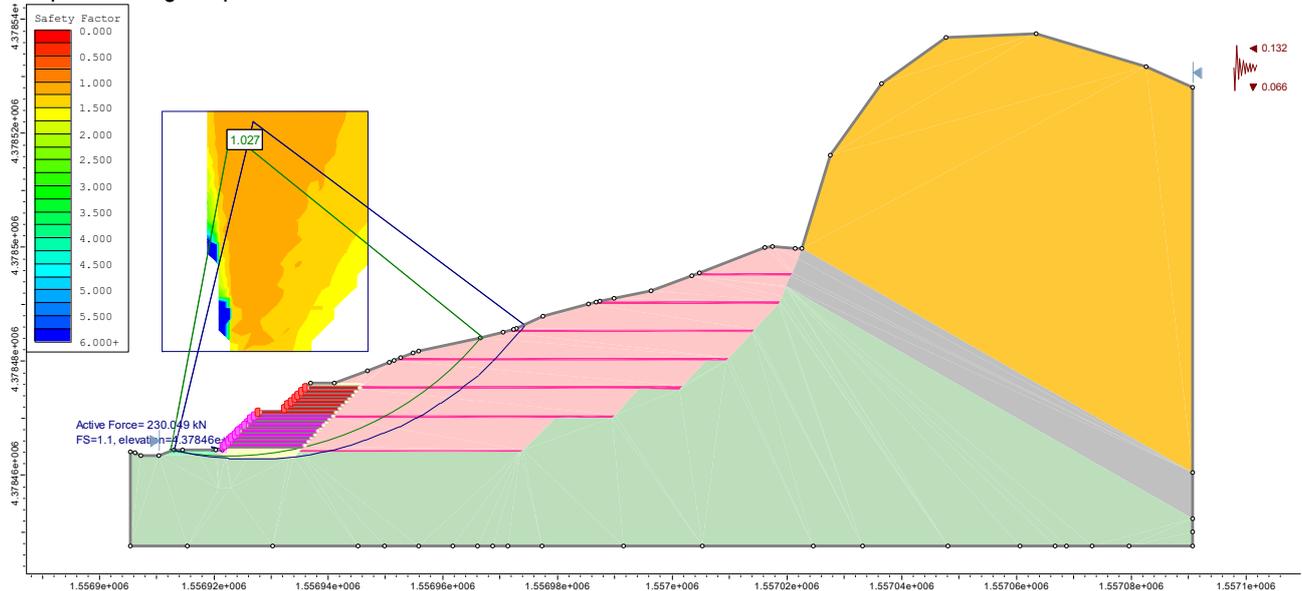


Figura 9: calcolo forza al piede

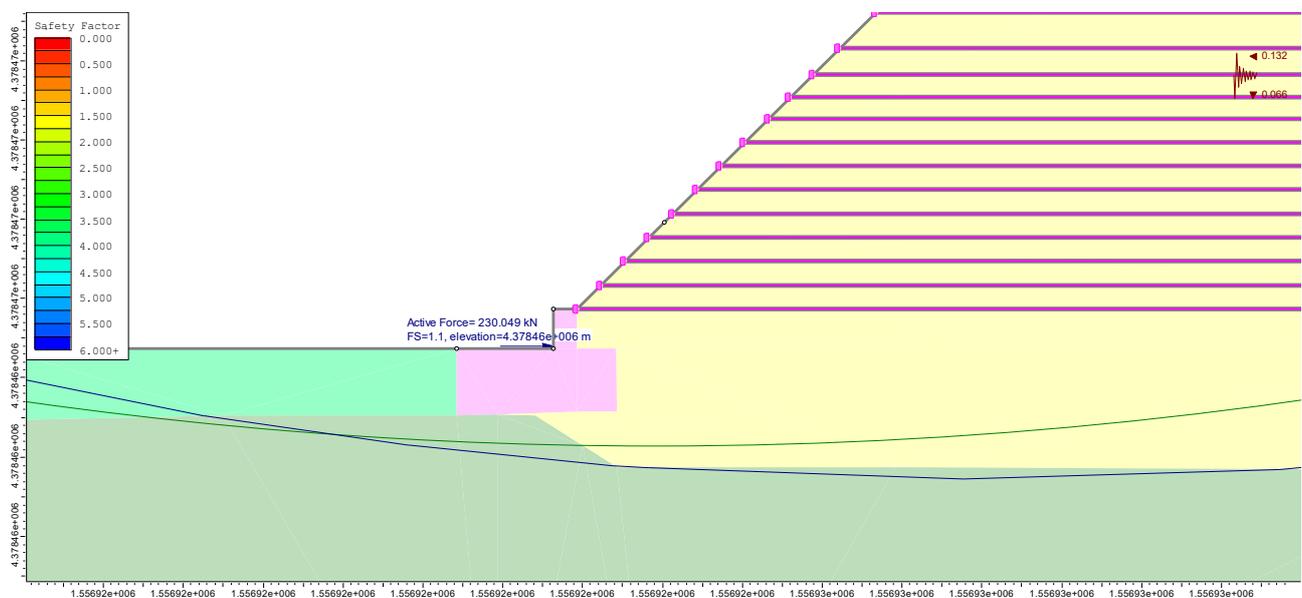


Figura 10: particolare

Si ottiene una forza orizzontale pari a 230 kN/m.

Ai fini delle verifiche si considera uno sviluppo orizzontale di cordolo pari a 2 pali, 3 m:

- Larghezza cordolo 3,0m, altezza cordolo 0.7 m.
- n 2 file di pali aventi le seguenti caratteristiche: perforazione 300 mm, armatura tubolare 168/10 acciaio S275, lunghezza pali 5 m, interasse pali per fila 1.5 m.
- barre autop perforanti aventi le seguenti caratteristiche: carico a rottura 655 kN, carico di snervamento 538 kN. Perforazione 76 mm. Lunghezza 12 m. Interasse 3,0 m.

### 5.5.1 Criteri di verifica pali di fondazione

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- SLU di tipo strutturale (STR)

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M1+R2) (Circolare 2 febbraio 2009, n.617)

Approccio 2:

- (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Nel caso in esame verrà utilizzato l'approccio n 2.

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  seguenti.

**Tabella 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale (*)	$\gamma_t$	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo nel caso in esame è dedotta da metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  (o  $R_{t,cal}$ ) i fattori e riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

**Tabella 6.4.IV** – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 3 – Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Nel caso in esame si prenderanno a riferimento il numero di verticali di indagine pari a 1, per palo.

### 5.5.2 Calcolo sollecitazioni sui pali di fondazione e sulle barre autop perforanti

Di seguito le sollecitazioni agenti in testa ai pali.

Carico verticale gravante sullo zoccolo di fondazione, peso dello zoccolo.

$$P = 2 \times 3 \times 0.7 \times 25 = 105 \text{ kN}$$

Forza orizzontale:

$$F = 230 \times 3 = 690 \text{ kN}$$

I carichi sopraportati sono stati applicati in testa ai pali di fondazione.

La verifica è stata condotta con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti GROUP, della Ensoft.

I pali sono simulati come elementi beam. L'interazione fra i pali e il terreno circostante è simulato tramite curve p-y (in orizzontale) e q-z (in verticale), generate automaticamente dal programma in funzione della tipologia di materiale che si inserisce.

Di seguito i risultati delle analisi.

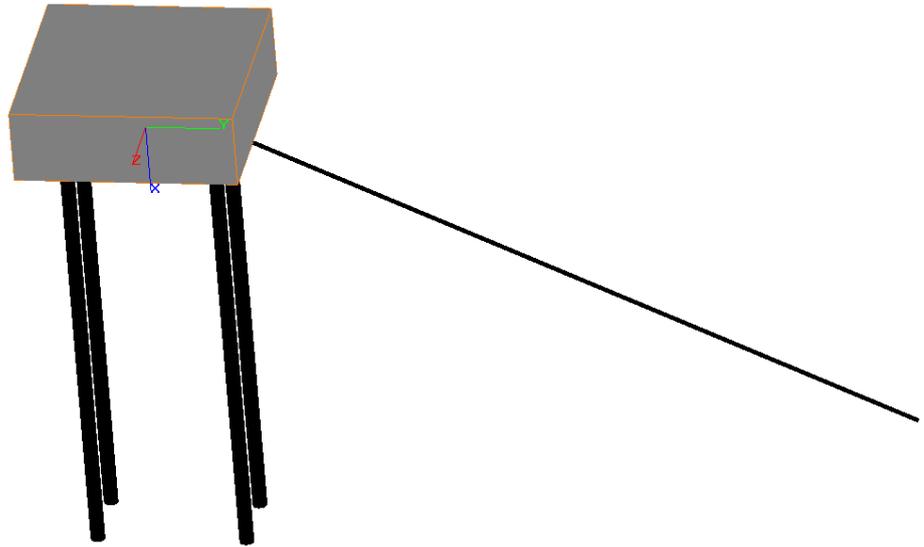


Figura 11: Modello di calcolo

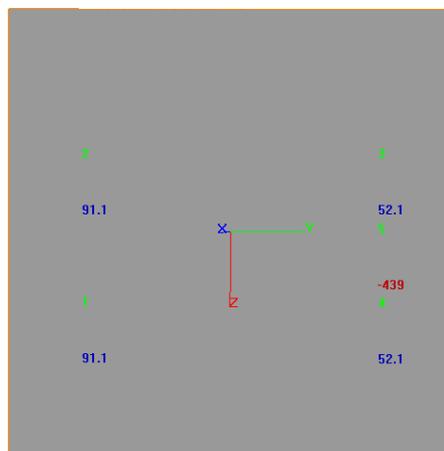


Figura 12: Compressioni e trazioni sui pali

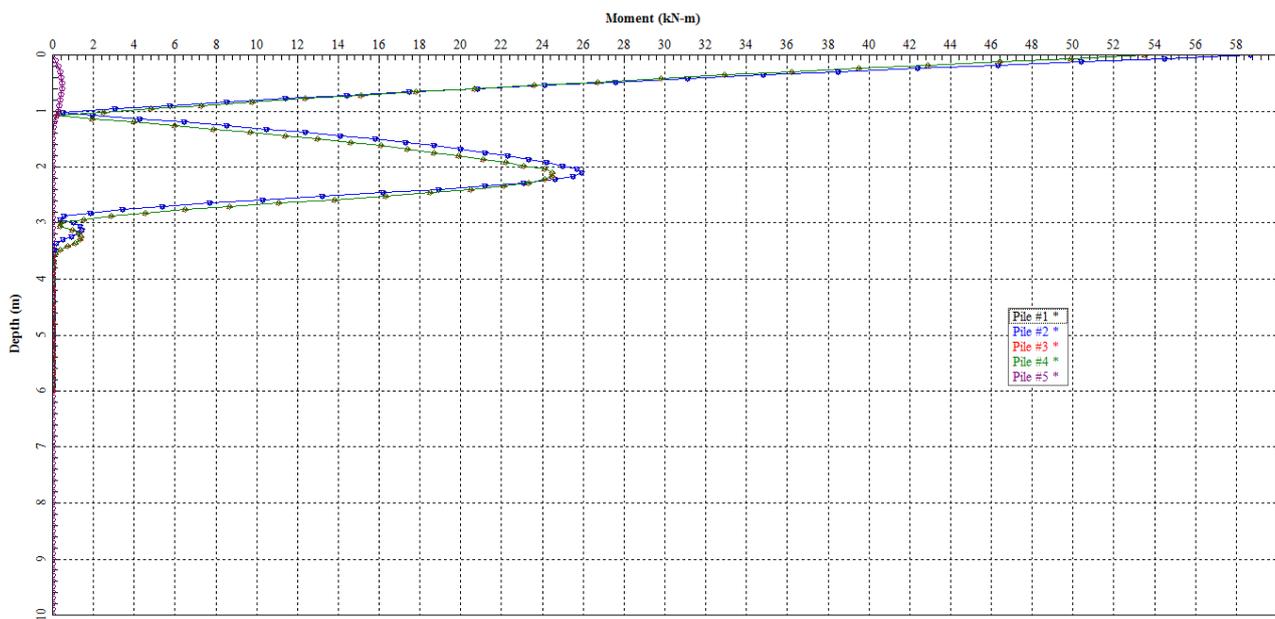


Figura 13: Momenti flettenti lungo i pali

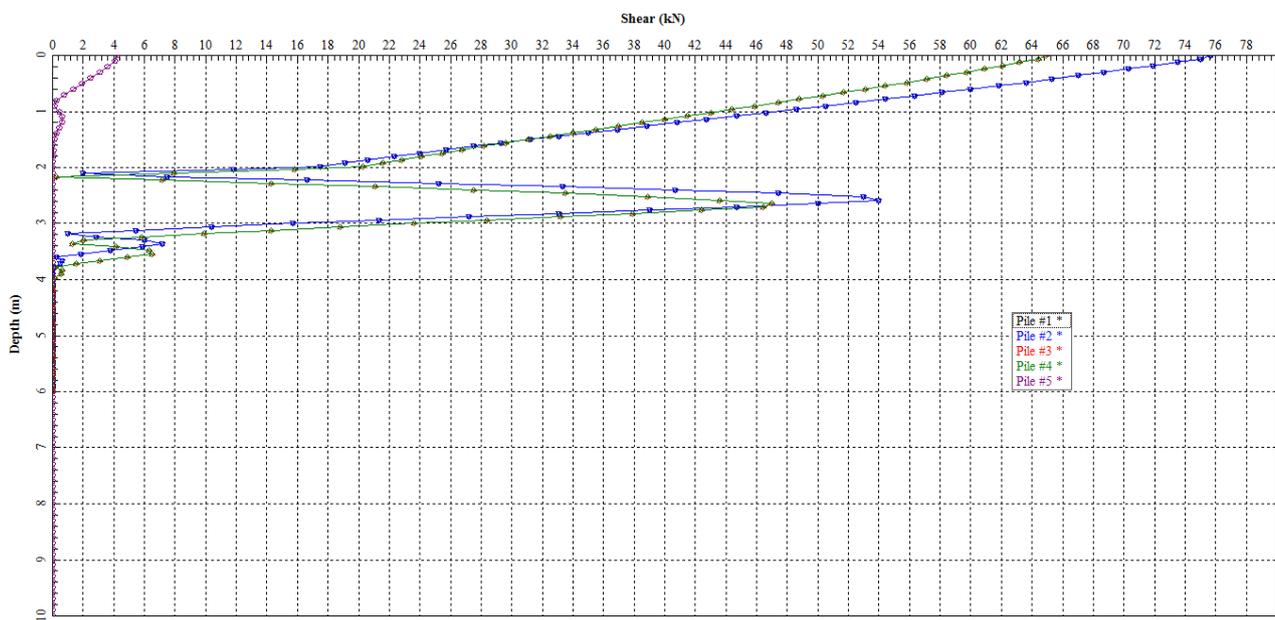


Figura 14: Tagli lungo i pali

### 5.5.3 Verifiche strutturali

Si riporta di seguito la verifica dell'armatura dei pali di fondazione: tubolare  $\varnothing 168$  sp. 10 mm.

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3	
<b>Geometrics Dimensions</b>	<b>Statics Characteristic</b>
Shape <input type="text" value="Ø 168.3x10"/>	A= 49.7 cm <sup>2</sup> Weight= 39.0 kg/m
	A <sub>w</sub> = 49.7 cm <sup>2</sup> A <sub>vy</sub> = 49.7 cm <sup>2</sup>
	J <sub>xx</sub> = 1564.4 cm <sup>4</sup> J <sub>yy</sub> = 1564.4 cm <sup>4</sup>
	W <sub>xx</sub> = 185.9 cm <sup>3</sup> W <sub>yy</sub> = 185.9 cm <sup>3</sup>
	W <sub>pl,xx</sub> = 250.9 cm <sup>3</sup> W <sub>pl,yy</sub> = 250.9 cm <sup>3</sup>
	S <sub>x</sub> = 125.5 cm <sup>3</sup> S <sub>y</sub> = 125.5 cm <sup>3</sup>
	i <sub>x</sub> = 5.61 cm      i <sub>y</sub> = 5.61 cm
	ψ <sub>x</sub> = 1.35      ψ <sub>y</sub> = 1.35
<b>Material Property and Partial Factor</b>	
Steel grade <input type="text" value="S275J0"/>	
E = 2060000 daN/cm <sup>2</sup>	
f <sub>yk</sub> = 2750 daN/cm <sup>2</sup>	
γ <sub>M0</sub> = 1.05	
γ <sub>M1</sub> = 1.05	
<b>Axial Force</b>	N <sub>sd</sub> = 9.100 daN
<b>Internal Force Acting in xx direction</b>	<b>Internal Force Acting in YY direction</b>
Shape of bending moment <input type="text" value="Linear"/>	Shape of bending moment <input type="text" value="Linear"/>
M <sub>sd,xx,A</sub> = 5900 daNm	M <sub>sd,yy,A</sub> = 0 daNm
M <sub>sd,xx,B</sub> = 0 daNm	M <sub>sd,yy,B</sub> = 0 daNm
M <sub>sd,xx</sub> = 5900 daNm	M <sub>sd,yy</sub> = 0 daNm
V <sub>sd,x</sub> = 7600 daN	V <sub>sd,y</sub> = 0 daN
<b>Effective length for flexural buckling</b>	
Buckling curve <input type="text" value="a"/>	
Imperfection Factor α = 0.21	
<b>Effective length in X direction</b>	<b>Effective length in Y direction</b>
l <sub>0,x</sub> = 100 cm	l <sub>0,y</sub> = 100 cm
λ <sub>x</sub> = 17.8	λ <sub>y</sub> = 17.8
σ <sub>cr,x</sub> = 63923 daN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>cr,y</sub> = 63923 daN/cm <sup>2</sup>
χ <sub>x</sub> = 0.998	χ <sub>y</sub> = 0.998
k <sub>x</sub> = 0.982	k <sub>y</sub> = 0.982
<b>Axial Force Resistance</b>	
N <sub>pl,rd</sub> = A f <sub>y</sub> / γ <sub>M0</sub> = 130182.9 daN	N <sub>sd</sub> / N <sub>rd</sub> = 0.070 < 1
<b>Shear Plastic Resistance</b>	
V <sub>pl,rd,x</sub> = 75.161 daN      V <sub>sd,x</sub> < 0.5 V <sub>pl,rd,x</sub> ρ <sub>x</sub> = 0.000	V <sub>sd,x</sub> / V <sub>pl,rd,x</sub> = 0.101 < 1
V <sub>pl,rd,y</sub> = 75.161 daN      V <sub>sd,y</sub> < 0.5 V <sub>pl,rd,y</sub> ρ <sub>y</sub> = 0.000	V <sub>sd,y</sub> / V <sub>pl,rd,y</sub> = 0.000 < 1
<b>Bending Moment Resistance</b>	
M <sub>crd,xx</sub> = W <sub>pl,x</sub> (1 - ρ <sub>x</sub> ) f <sub>y</sub> / γ <sub>M0</sub> = 6571.8 daNm	M <sub>sd,xx</sub> / M <sub>crd,xx</sub> = 0.898 < 1
M <sub>crd,yy</sub> = W <sub>pl,y</sub> (1 - ρ <sub>y</sub> ) f <sub>y</sub> / γ <sub>M0</sub> = 6571.8 daNm	M <sub>sd,yy</sub> / M <sub>crd,yy</sub> = 0.000 < 1
<b>Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance</b>	
N <sub>sd</sub> / N <sub>pl,rd</sub> + M <sub>sd,xx</sub> / M <sub>crd,xx</sub> + M <sub>sd,yy</sub> / M <sub>crd,yy</sub> = 0.07 + 0.898 + 0	0.968 < 1
<b>Buckling resistance</b>	
$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A f_{yk} / \gamma_{M1}} + \frac{k_x M_{sd,x}}{W_{pl,yy} f_{yk} / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{sd,y}}{W_{pl,xx} f_{yk} / \gamma_{M1}} = 0.07 + 0.882 + 0$	0.952 < 1

Figura 15: verifica strutturale armatura micropali

## 5.5.4 Verifiche geotecniche

### 5.5.4.1 Micropali

Si calcola la capacità portante laterale con gli abachi di Bustamante-Doix, per cui si ha:

$$Q_l = p \, d_s \, L_s \, s$$

Con  $d_s$  = diametro medio reso = diametro di perforazione = 300mm

$L_s$  = 3,0m (a favore di sicurezza si considera agente soltanto la parte di palo in roccia).

$s$  = 300 kPa (resistenza ultima di attrito in roccia).

Risulta a rottura:

$$Q_{l,i} = 847 \text{ kN}$$

Secondo la combinazione A1+M1+R3, applicando i fattori di correlazione  $\xi_3$  e  $\xi_4$  per 1 verticale di indagine (tab. 6.4.IV delle NTC) si hanno i seguenti valori caratteristici delle resistenze:

$$Q_{l,k} = Q_{l,i} / \max \{ \xi_3 \text{ e } \xi_4 \} = 847 / 1,7 = 498 \text{ kN}$$

Applicando quindi i coefficienti parziali sulle resistenze  $\gamma_R$  (Tab. 6.4.II delle NTC2008) si ha:

$$Q_{l,d} = Q_{l,k} / \gamma_{R3} = 498 / 1,15 = 433 \text{ kN}$$

Si ha in totale quindi:

$$R_{c,d} = Q_{l,d} = 433 \text{ kN} > N_{t,max} = 92 \text{ kN} \text{ La verifica è soddisfatta}$$

### 5.5.4.2 Barre autoperforanti

Si calcola la capacità portante laterale con gli abachi di Bustamante-Doix, per cui si ha:

$$Q_l = \pi \, d_s \, L_s \, s$$

Con  $d_s$  = diametro medio reso = diametro di perforazione = 76mm

$L_s$  = 13,0m (a favore di sicurezza si considera agente soltanto la parte di barra in roccia).

$s$  = 300 kPa (resistenza ultima di attrito in roccia)

Risulta a rottura:

$$Q_{l,i} = 933 \text{ kN}$$

Secondo la combinazione A1+M1+R3, applicando i fattori di correlazione  $\xi_3$  e  $\xi_4$  per 1 verticale di indagine (tab. 6.4.IV delle NTC) si hanno i seguenti valori caratteristici delle resistenze:

$$Q_{l,k} = Q_{l,i} / \max \{ \xi_3 \text{ e } \xi_4 \} = 933 / 1,7 = 549 \text{ kN}$$

Applicando quindi i coefficienti parziali sulle resistenze  $\gamma_R$  (Tab. 6.4.II delle NTC2008) si ha:

$$Q_{l,d} = Q_{l,k} / \gamma_{R3} = 549 / 1,25 = 439,3 \text{ kN}$$

Si ha in totale quindi:

$$R_{c,d} = Q_{l,d} = 439,3 \text{ kN} > N_{t,max} = 439 \text{ kN} \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

## 5.6 Stima dei cedimenti

La stima degli spostamenti a cui è soggetto il rilevato in terra rinforzata e il materiale di riempimento è stata condotta con l'ausilio del programma agli elementi finiti PLAXIS 2D. Si sono prese come riferimento tre sezioni: P09, P13, P14, che vengono riportate nella seguente planimetria.

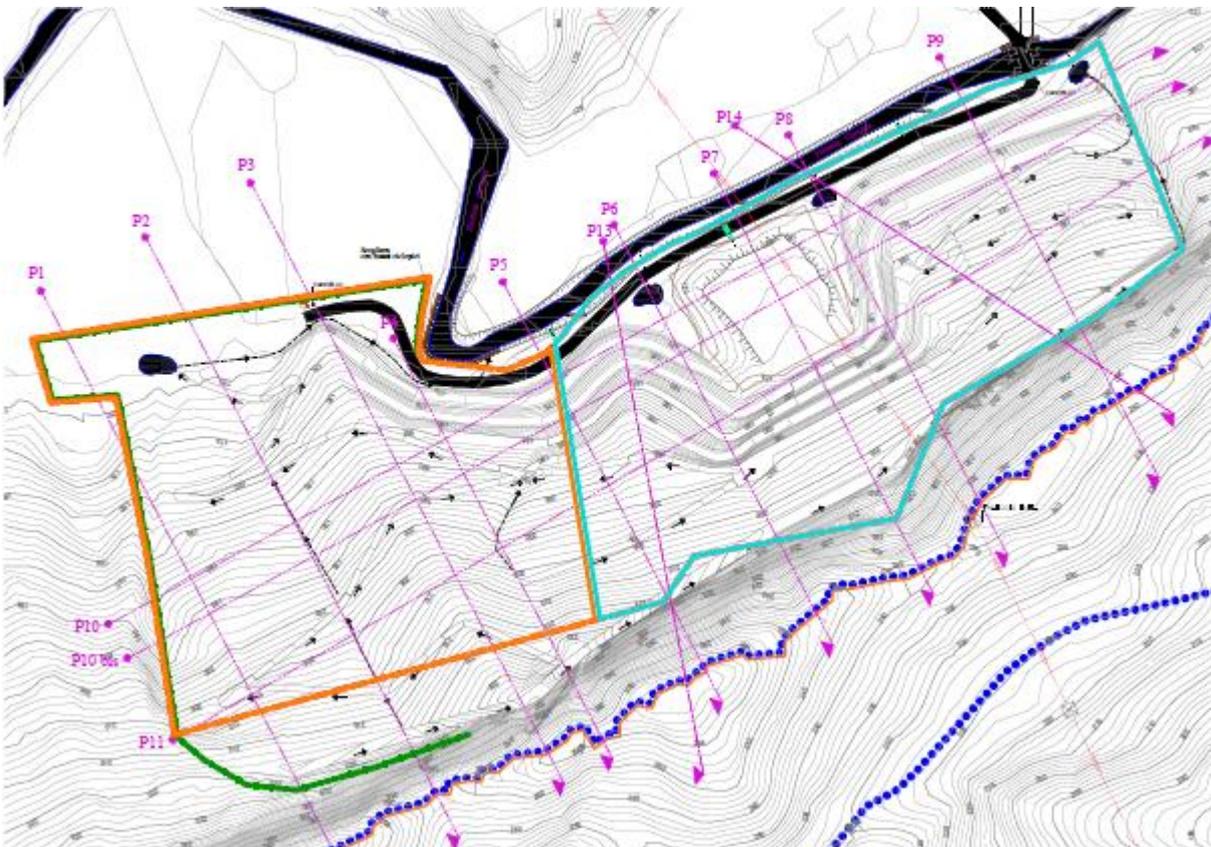


Figura 16: Planimetria dell'opera.

### 5.6.1 Sezione P13

Le fasi di calcolo modellate sono le seguenti:

- Geostatica;
- Esecuzione della cavalletta di pali e tiranti passivi al piede del rilevato;
- Esecuzione completa della terra rinforzata e riempimento parziale;
- Riempimento totale;
- Sollecitazioni sismiche;
- Calcolo FS statico e sismico.

La presenza delle geogriglie del rilevato in terra rinforzata è stata simulata fornendo al materiale una coesione migliorata pari a 100 kPa.

I pali al piede ed i tiranti passivi sono stati simulati come elementi beam equivalenti. Inoltre è stata valutata la stabilità globale dell'opera valutando il fattore di sicurezza in condizioni statiche e sismiche.

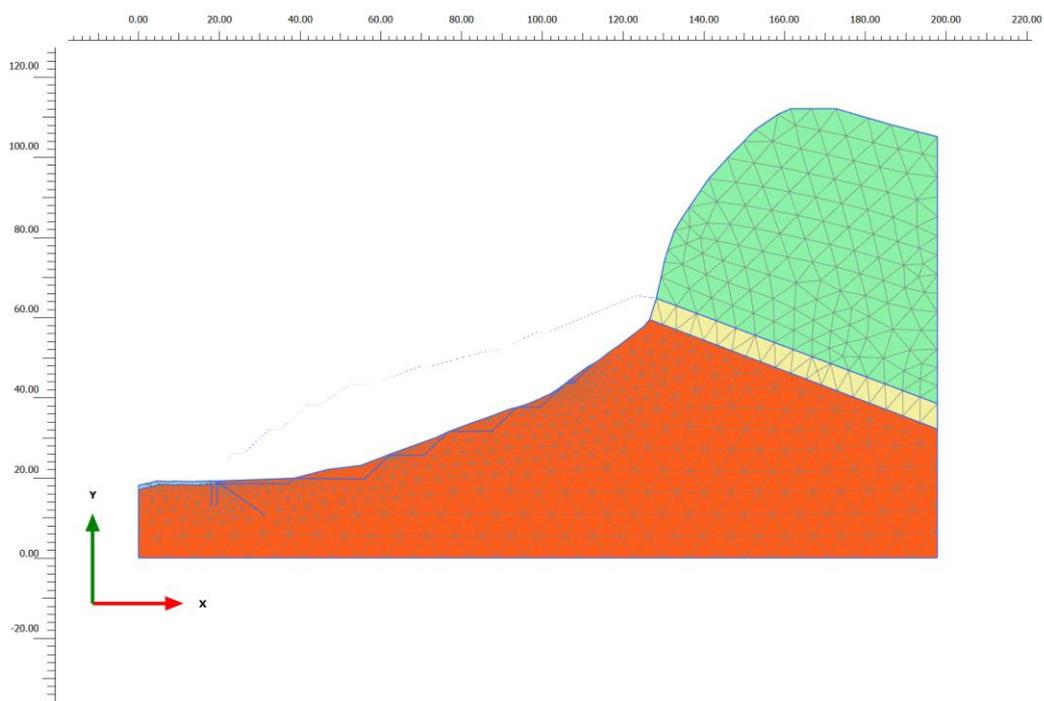


Figura 17: Fase 1 – P13.

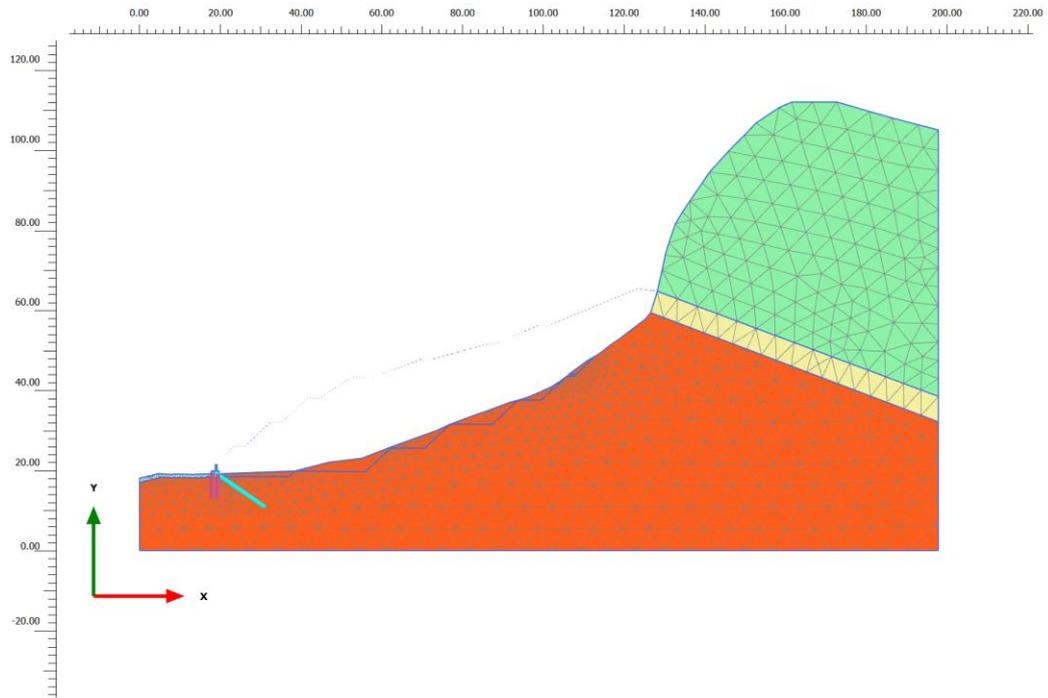


Figura 18: Fase 2 – P13.

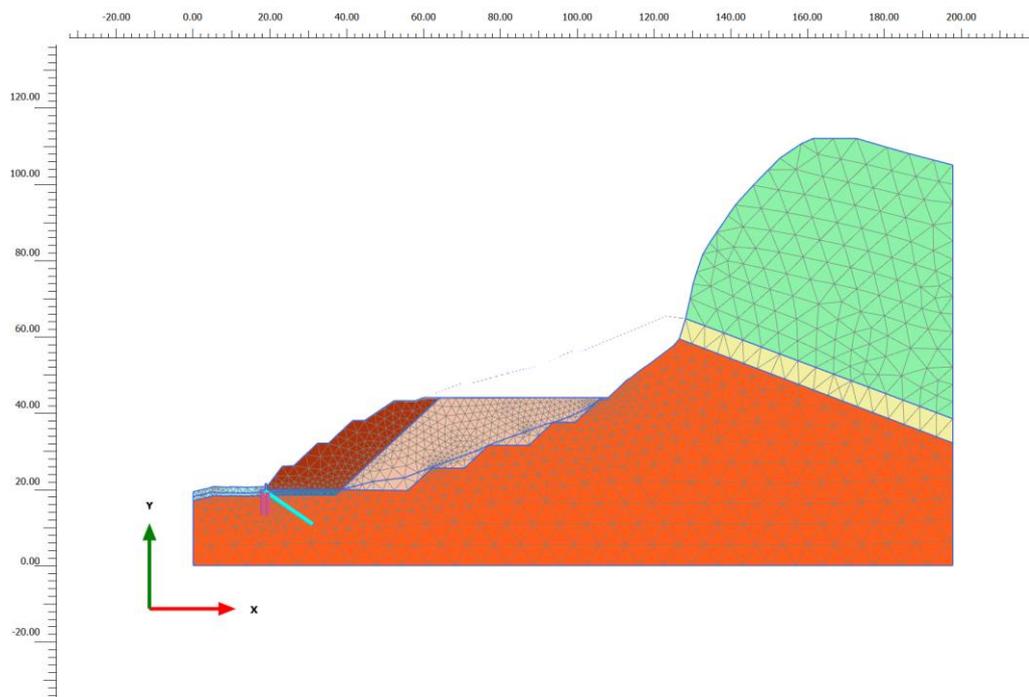


Figura 19: Fase 3 - P13.

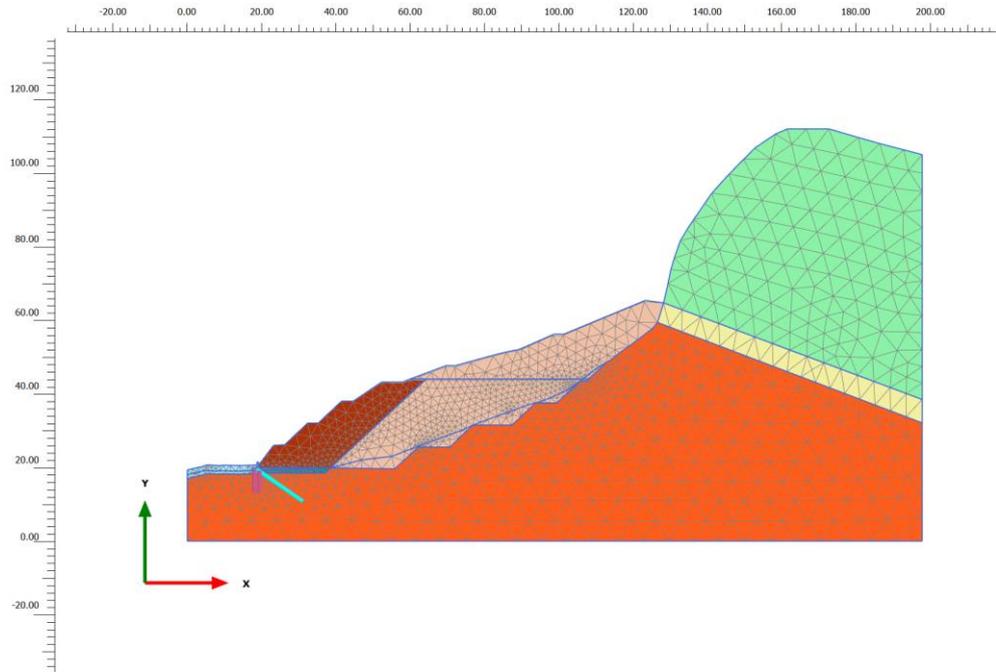


Figura 20: Fase 4 – P13.

Di seguito il contour degli in corrispondenza della esecuzione finale del riempimento: fase 4.

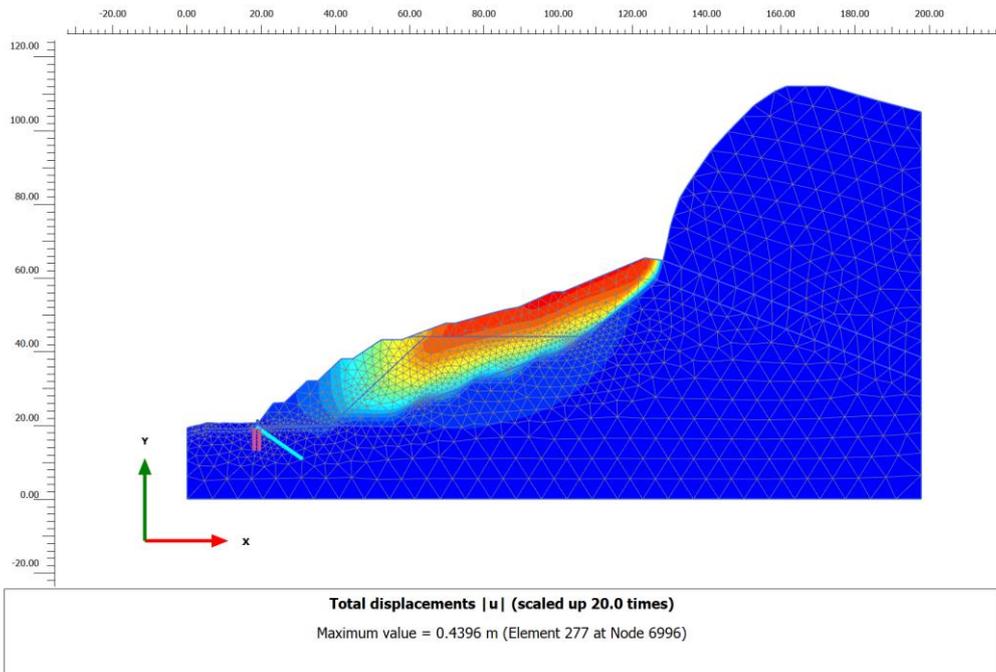


Figura 21: Spostamenti totali P13.

Si riportano di seguito gli spostamenti orizzontali e verticali in superficie al modello, in sommità alla terra rinforzata e alla quota di esecuzione delle strisce di materiale consolidato a calce.

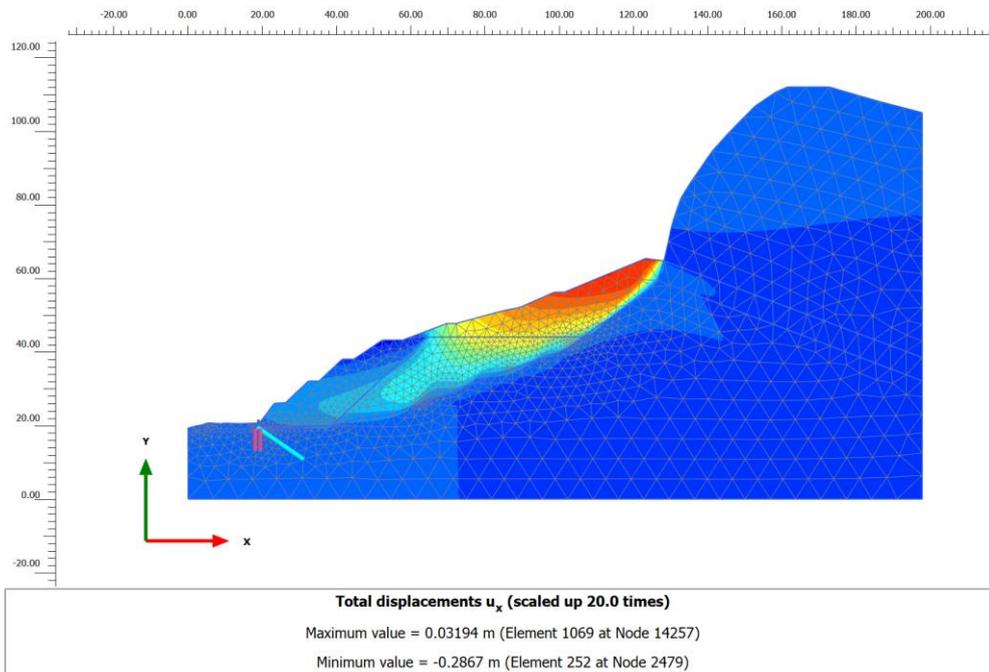


Figura 22: Spostamenti orizzontali P13.

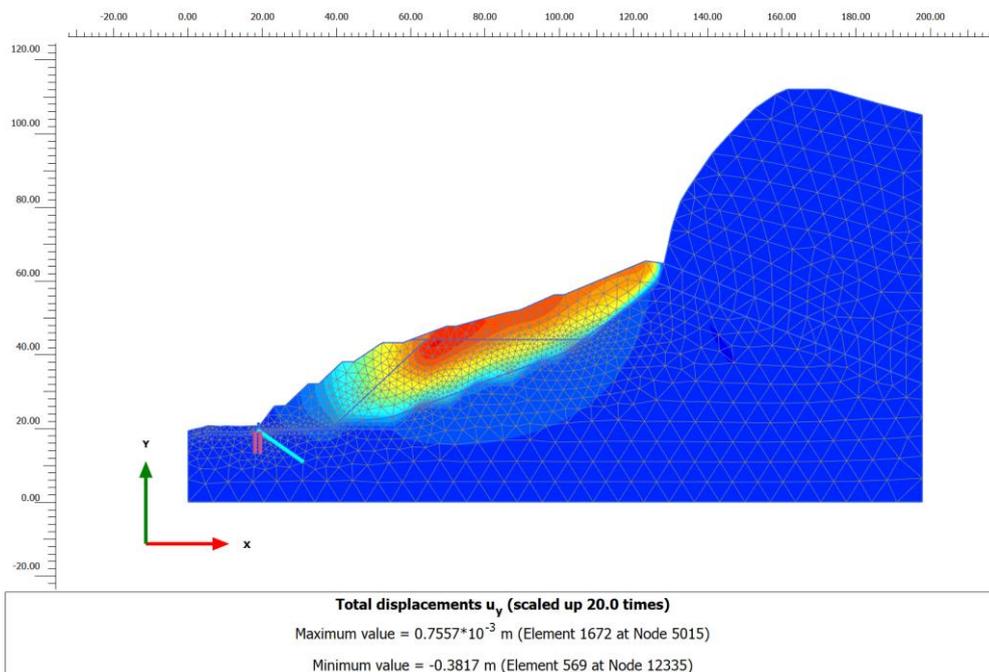


Figura 23: Spostamenti verticali P13.

Lo spigolo sommitale della terra rinforzata è soggetto ai seguenti spostamenti totali:

sh = 6.03 cm

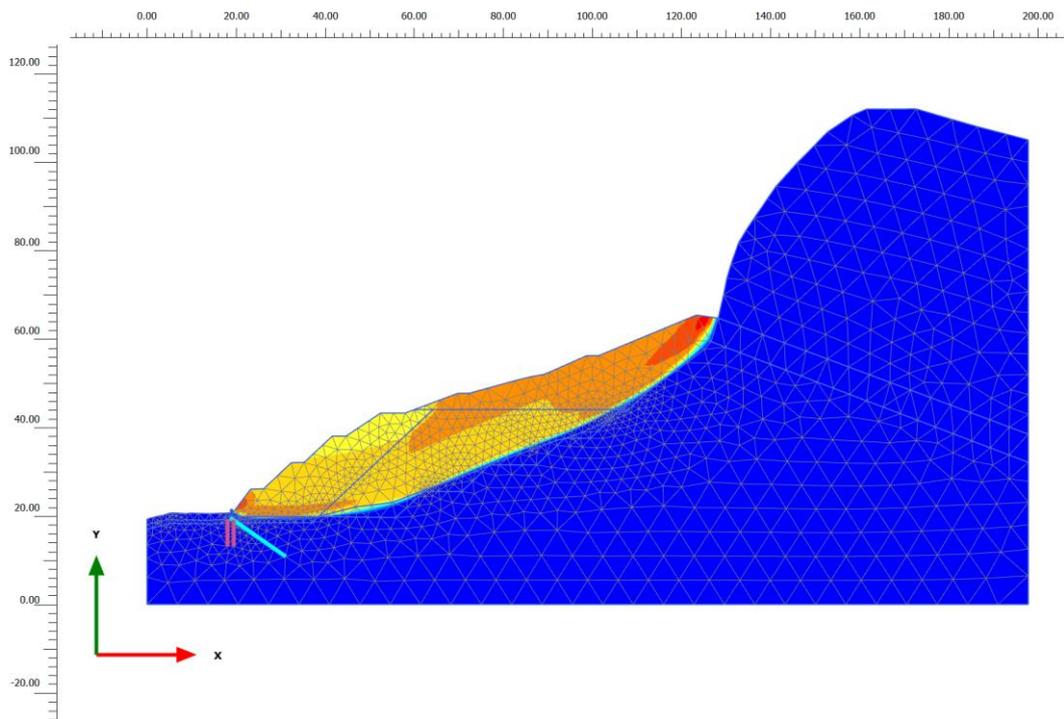
sv = 3.76 cm.

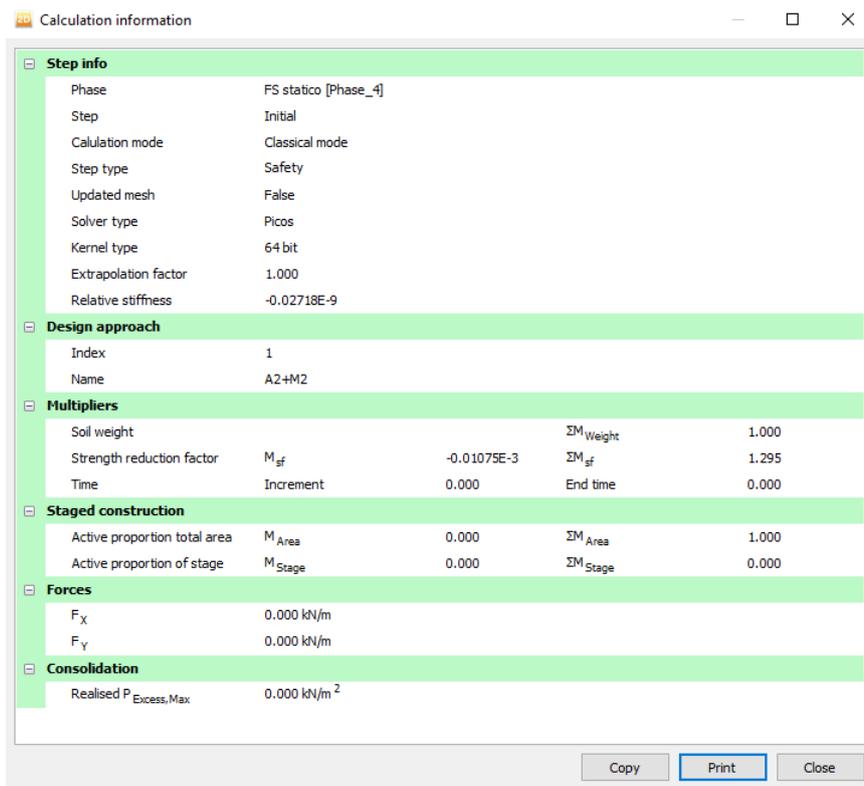
In corrispondenza della striscia sommitale del trattamento a calce si hanno i massimi spostamenti, pari a:

sh = 28.63 cm

sv = 31.53 cm.

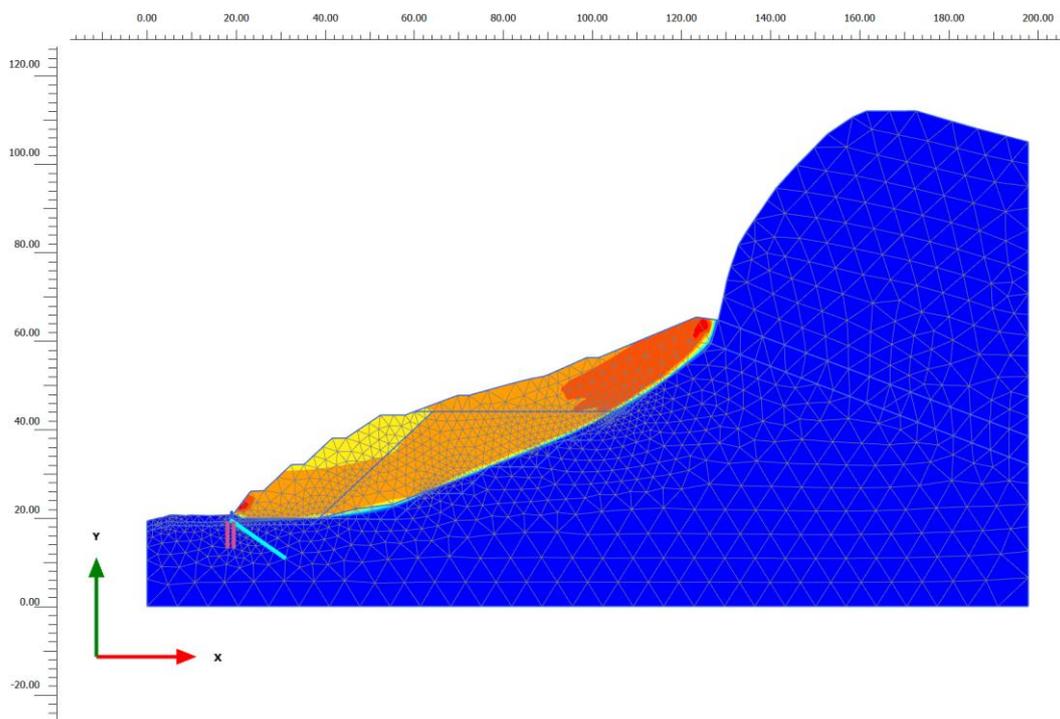
Nella figura successiva si riporta il cinematismo di scivolamento ottenuto con la procedura phi – c reduction ed il rispettivo coefficiente di sicurezza ottenuto, in condizioni statiche.





Risulta un coefficiente di sicurezza pari a  $1.295 > 1.100$ , la verifica risulta soddisfatta.

In condizioni sismiche si ottiene il seguente cinematismo di scivolamento.



Calculation information					
<b>Step info</b>					
Phase	FS sisma [Phase_6]				
Step	Initial				
Calculation mode	Classical mode				
Step type	Safety				
Updated mesh	False				
Solver type	Picos				
Kernel type	64 bit				
Extrapolation factor	0.5000				
Relative stiffness	-4.290E-9				
<b>Design approach</b>					
Index	1				
Name	Sisma				
<b>Multipliers</b>					
Soil weight			$\Sigma M_{Weight}$	1.000	
Strength reduction factor	$M_{sf}$	-0.4715E-3	$\Sigma M_{sf}$	1.268	
Time	Increment	0.000	End time	0.000	
<b>Staged construction</b>					
Active proportion total area	$M_{Area}$	0.000	$\Sigma M_{Area}$	1.000	
Active proportion of stage	$M_{Stage}$	0.000	$\Sigma M_{Stage}$	0.000	
<b>Forces</b>					
$F_X$	0.000 kN/m				
$F_Y$	0.000 kN/m				
<b>Consolidation</b>					
Realised $P_{Excess,Max}$	0.000 kN/m <sup>2</sup>				
<b>Pseudo-static acceleration</b>					
X	0.1320 g				
Y	0.06600 g				

Risulta un coefficiente di sicurezza pari a  $1.268 > 1.200$ , la verifica risulta soddisfatta.

## 5.6.2 Sezione P14

Le fasi di calcolo sono:

- Geostatica;
- Esecuzione della cavalletta di pali e tiranti passivi al piede del rilevato;
- Esecuzione completa della terra rinforzata e riempimento parziale;
- Riempimento totale;
- Sollecitazioni sismiche;
- Calcolo FS statico e sismico.

La presenza delle geogriglie del rilevato in terra rinforzata è stata simulata fornendo al materiale una coesione migliorata pari a 100 kPa.

I pali al piede ed i tiranti passivi sono stati simulati come elementi beam equivalenti. Inoltre è stata valutata la stabilità globale dell'opera valutando il fattore di sicurezza in condizioni statiche e sismiche.

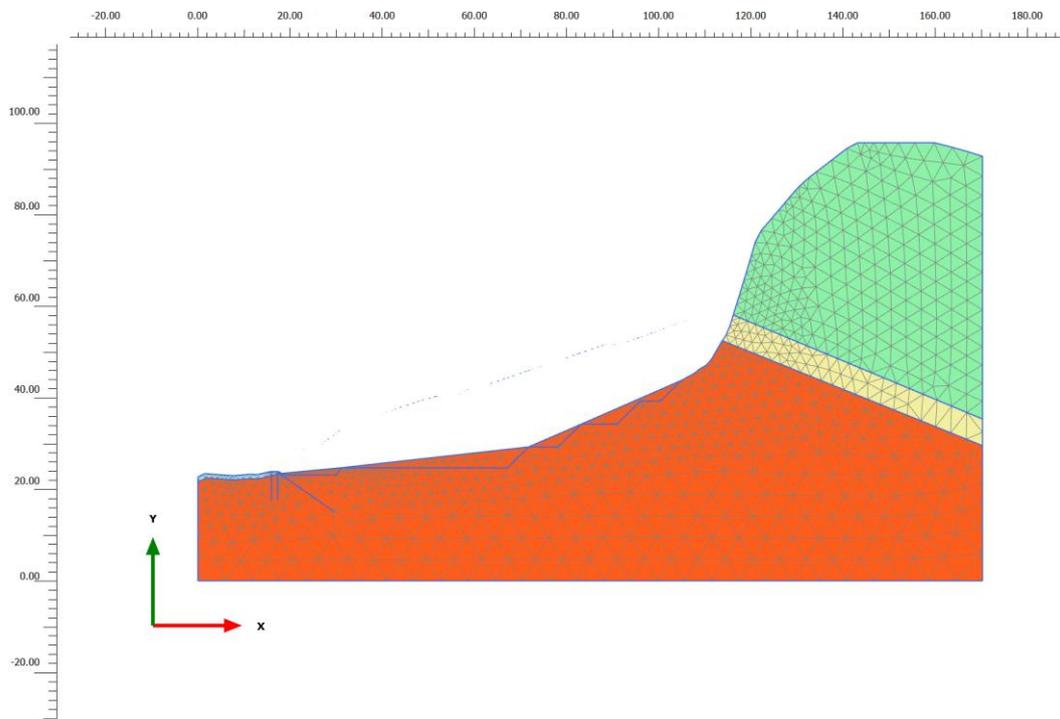


Figura 24: Fase 1 - P14.

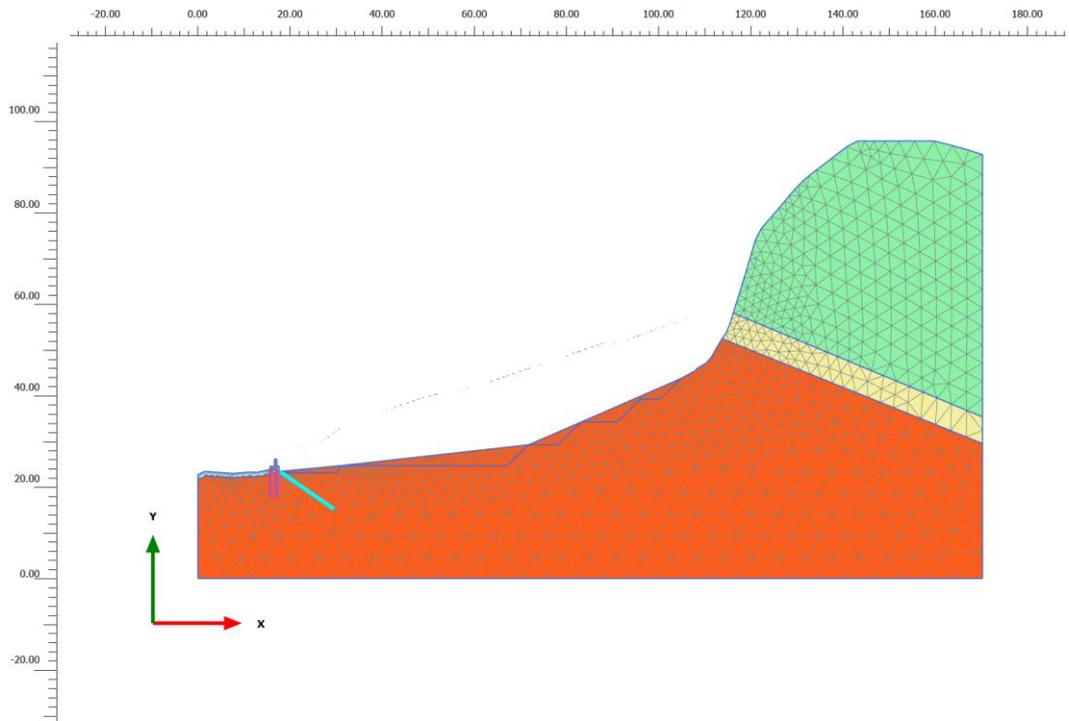


Figura 25: Fase 2 - P14.

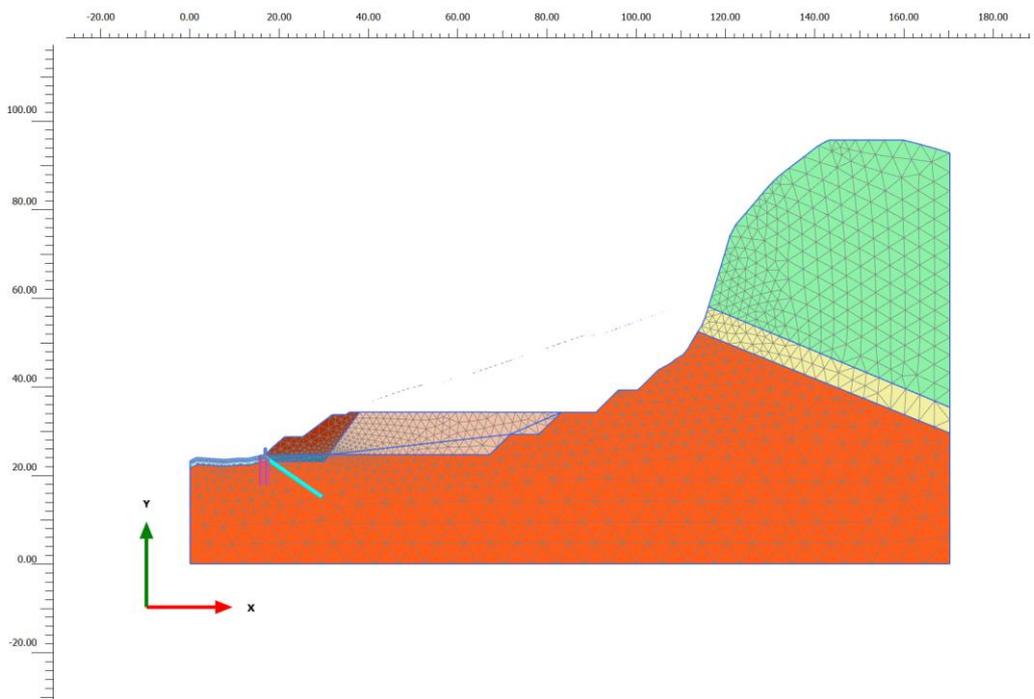


Figura 26: Fase 3 - P14.

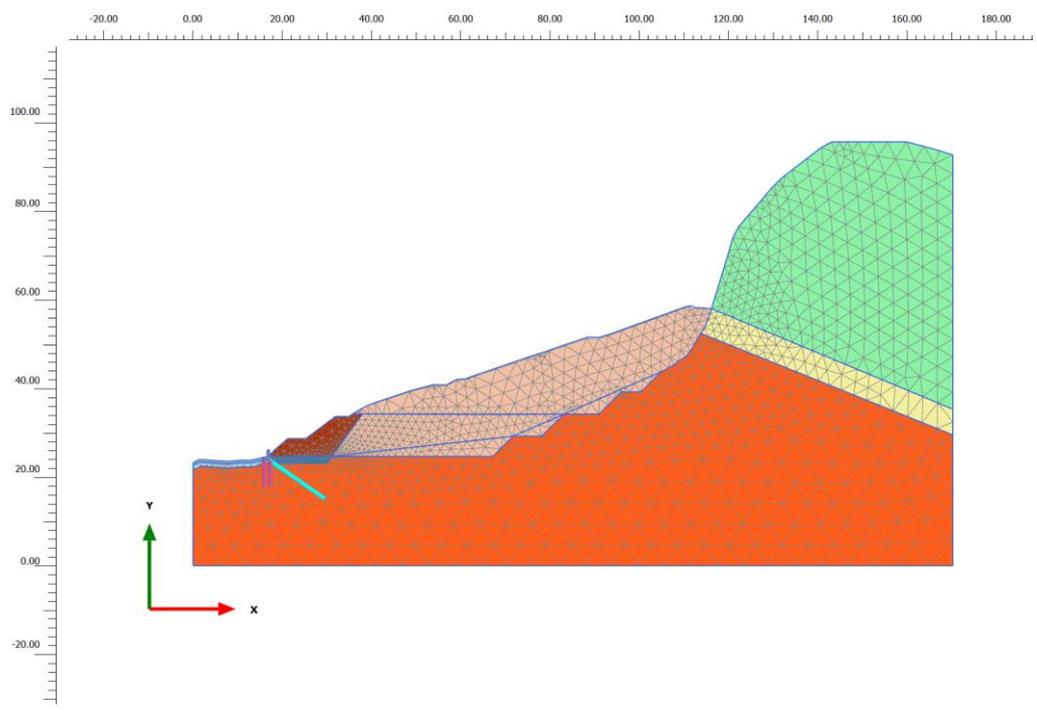
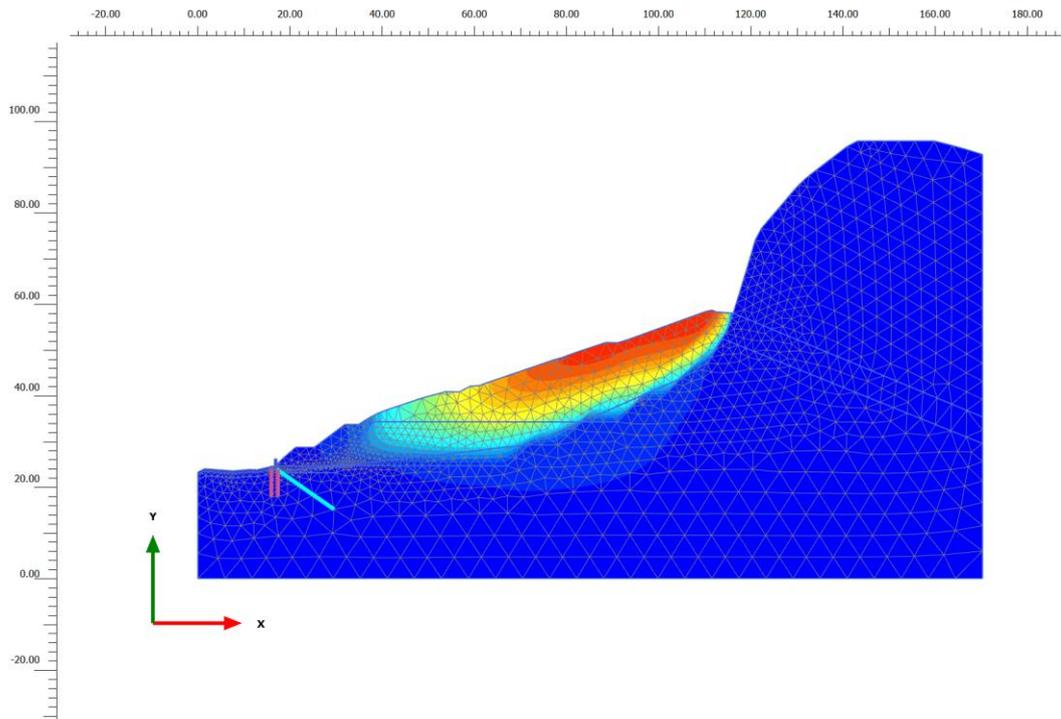


Figura 27: Fase 4 - P14.

Di seguito il contour degli in corrispondenza della esecuzione finale del riempimento: fase 4.



*Figura 28: Spostamenti totali - P14..*

Si riportano di seguito gli spostamenti orizzontali e verticali in superficie al modello, in sommità alla terra rinforzata e alla quota di esecuzione delle strisce di materiale consolidato a calce.

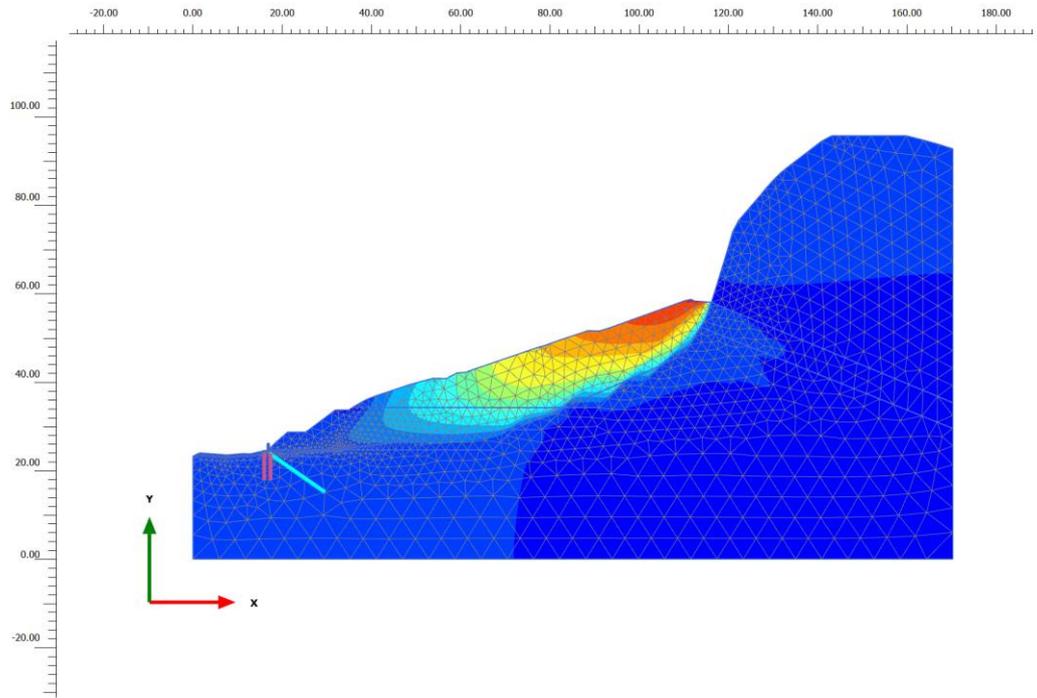


Figura 29: Spostamenti orizzontali - P14.

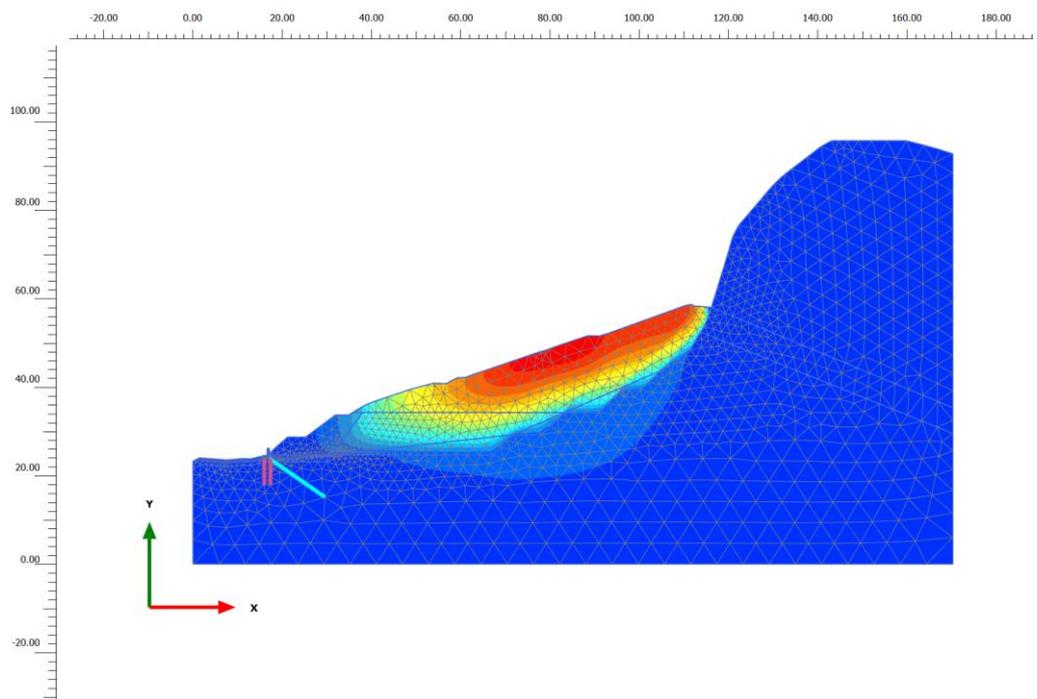


Figura 30: Spostamenti verticali - P14.

Lo spigolo sommitale della terra rinforzata è soggetto ai seguenti spostamenti totali:

sh = 2.56 cm

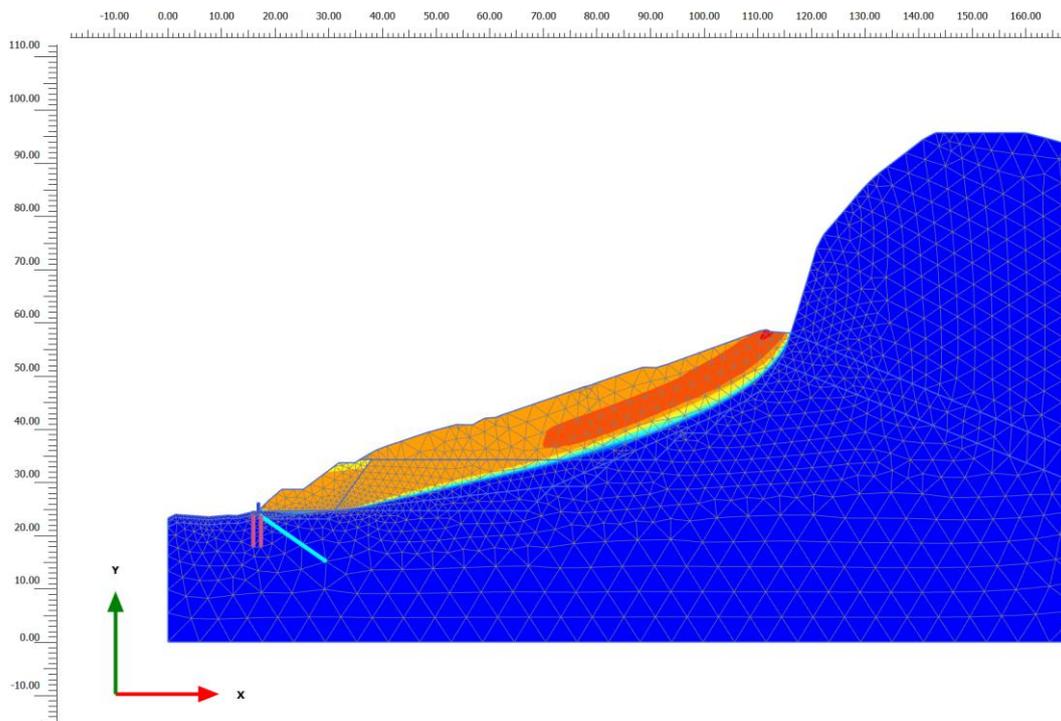
sv = 11.45 cm.

In corrispondenza della striscia sommitale del trattamento a calce si hanno i massimi spostamenti, pari a:

sh = 25.19 cm

sv = 27.64 cm.

Nella figura successiva si riporta il cinematismo di scivolamento ottenuto con la procedura phi – c reduction ed il rispettivo coefficiente di sicurezza ottenuto, in condizioni statiche.

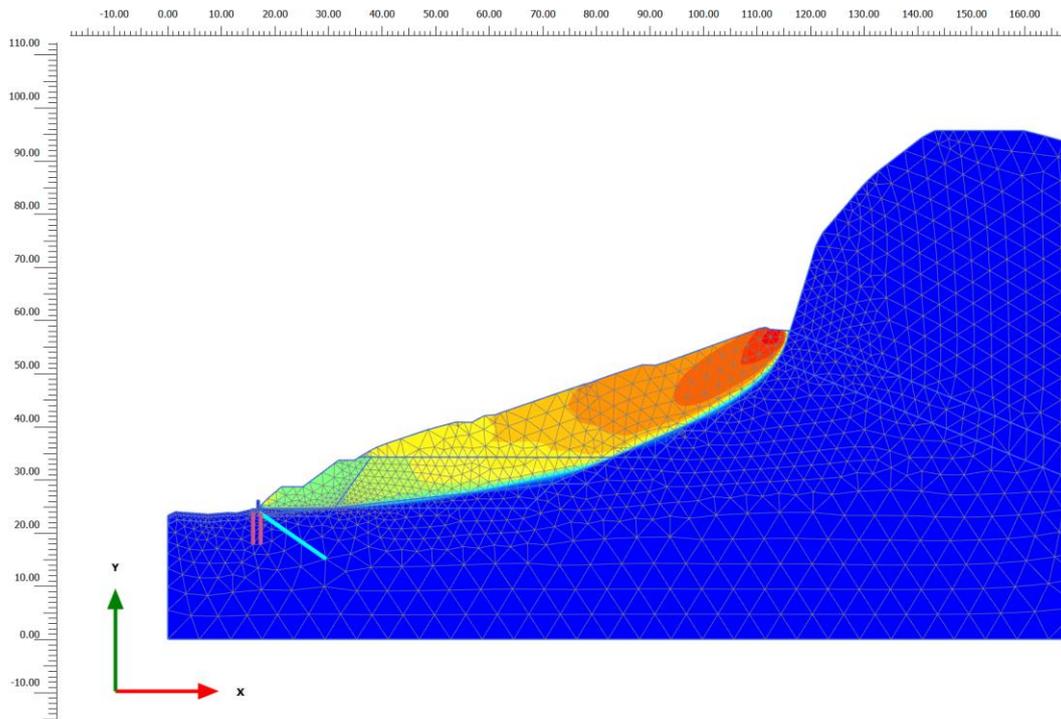


Calculation information

Step info					
Phase	FS statico [Phase_4]				
Step	Initial				
Calculation mode	Classical mode				
Step type	Safety				
Updated mesh	False				
Solver type	Picos				
Kernel type	64 bit				
Extrapolation factor	0.5000				
Relative stiffness	0.3106E-9				
Design approach					
Index	1				
Name	A2+M2				
Multipliers					
Soil weight			$\Sigma M_{Weight}$		1.000
Strength reduction factor	$M_{sf}$	0.01396E-3	$\Sigma M_{sf}$		1.361
Time	Increment	0.000	End time		0.000
Staged construction					
Active proportion total area	$M_{Area}$	0.000	$\Sigma M_{Area}$		1.000
Active proportion of stage	$M_{Stage}$	0.000	$\Sigma M_{Stage}$		0.000
Forces					
$F_x$	0.000 kN/m				
$F_y$	0.000 kN/m				
Consolidation					
Realised $P_{Excess,Max}$	0.000 kN/m <sup>2</sup>				

Copy Print Close

Risulta un coefficiente di sicurezza pari a  $1.361 > 1.100$ , la verifica risulta soddisfatta.  
 In condizioni sismiche si ottiene il seguente cinematismo di scivolamento.



2D Calculation information

Step info					
Phase	FS sisma [Phase_6]				
Step	Initial				
Calculation mode	Classical mode				
Step type	Safety				
Updated mesh	False				
Solver type	Picos				
Kernel type	64 bit				
Extrapolation factor	2.000				
Relative stiffness	0.01263E-3				
Design approach					
Index	1				
Name	Sisma				
Multipliers					
Soil weight			$\Sigma M_{Weight}$	1.000	
Strength reduction factor	$M_{sf}$	-0.06061E-3	$\Sigma M_{sf}$	1.240	
Time	Increment	0.000	End time	0.000	
Staged construction					
Active proportion total area	$M_{Area}$	0.000	$\Sigma M_{Area}$	1.000	
Active proportion of stage	$M_{Stage}$	0.000	$\Sigma M_{Stage}$	0.000	
Forces					
$F_x$	0.000 kN/m				
$F_y$	0.000 kN/m				
Consolidation					
Realised $P_{Excess,Max}$	0.000 kN/m <sup>2</sup>				
Pseudo-static acceleration					
X	0.1320 g				
Y	0.06600 g				

Copy Print Close

Risulta un coefficiente di sicurezza pari a 1.240 > 1.200, la verifica risulta soddisfatta.

### 5.6.3 Sezione P09

Le fasi di calcolo sono:

- Geostatica;
- Esecuzione della cavalletta di pali e tiranti passivi al piede del rilevato;
- Esecuzione completa della terra rinforzata e riempimento parziale;
- Riempimento totale;
- Sollecitazioni sismiche;
- Calcolo FS statico e sismico.

La presenza delle geogriglie del rilevato in terra rinforzata è stata simulata fornendo al materiale una coesione migliorata pari a 100 kPa.

I pali al piede ed i tiranti passivi sono stati simulati come elementi beam equivalenti. Inoltre è stata valutata la stabilità globale dell'opera valutando il fattore di sicurezza in condizioni statiche e sismiche.

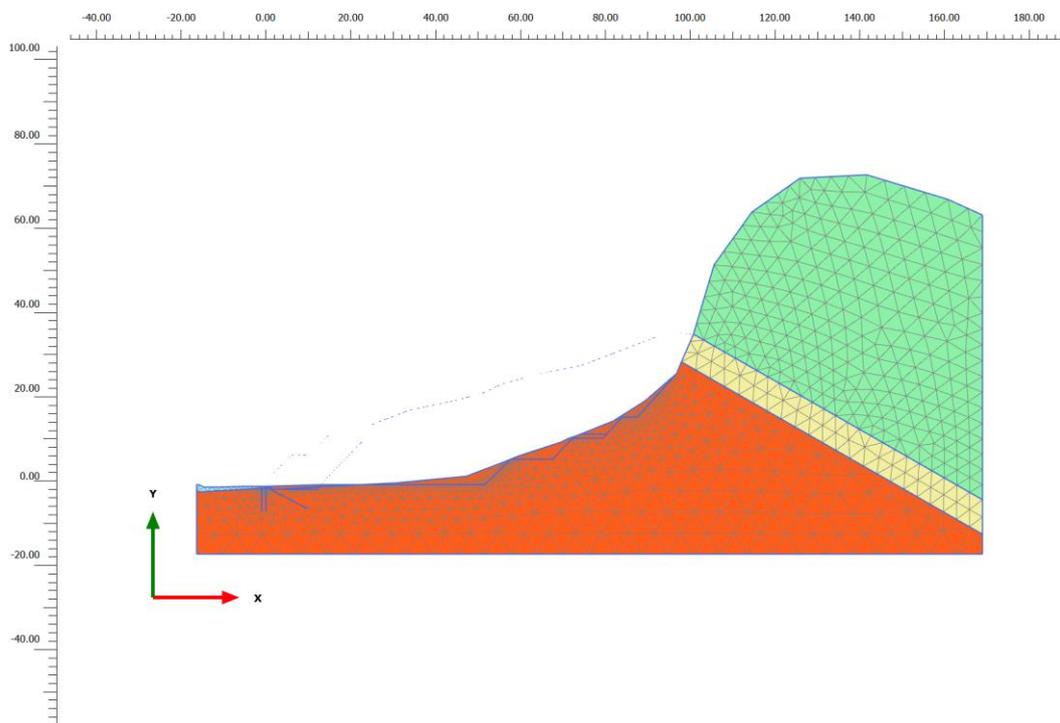


Figura 31: Fase 1 - Sezione tipo.

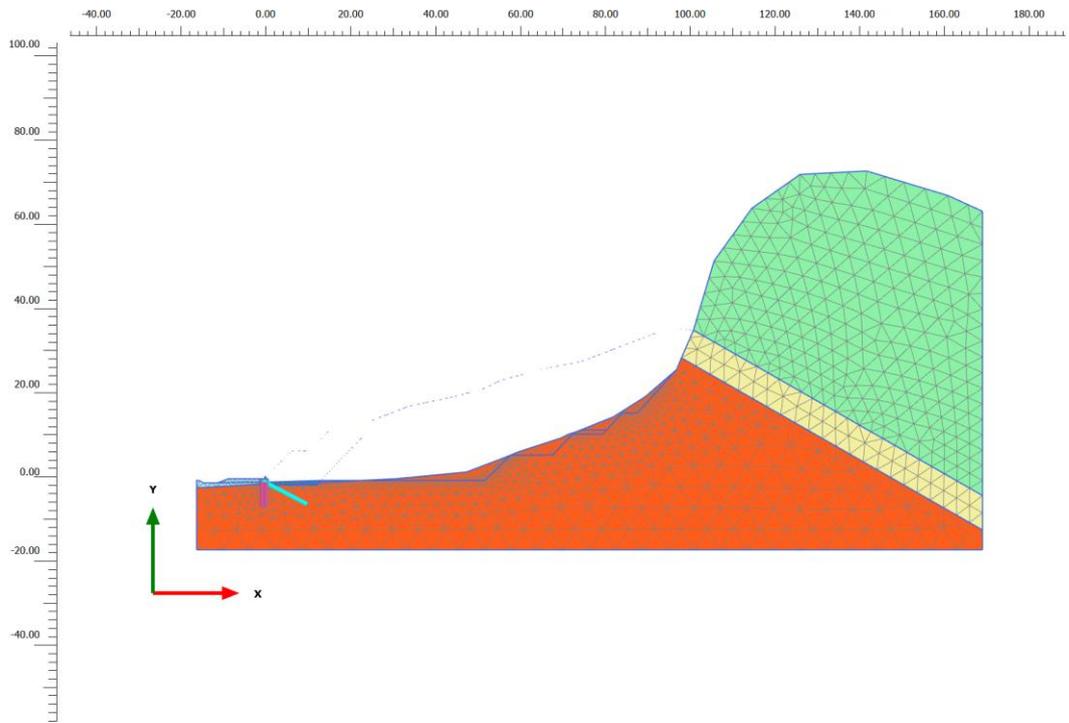


Figura 32: Fase 2 - Sezione tipo.

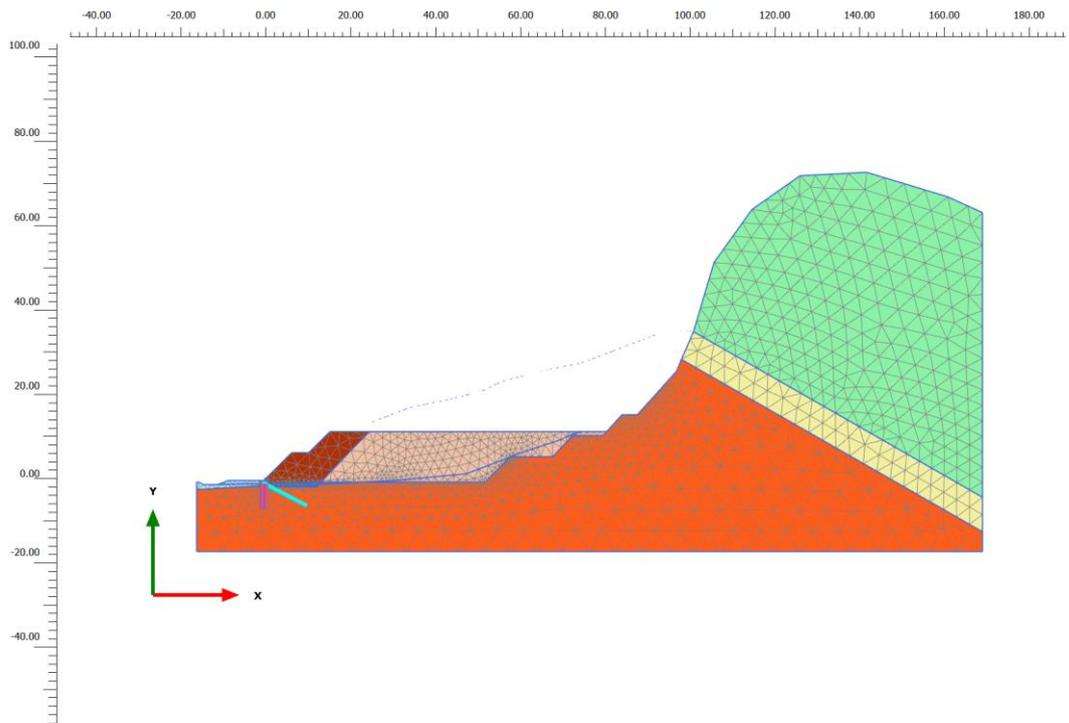


Figura 33: Fase 3 - Sezione tipo.

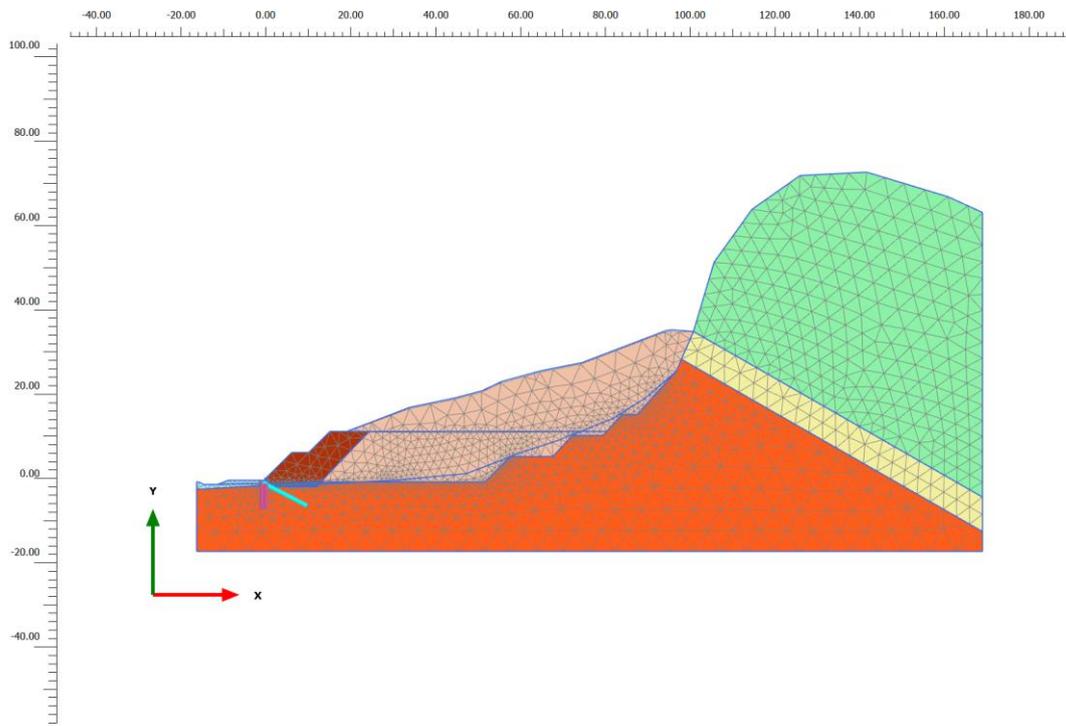
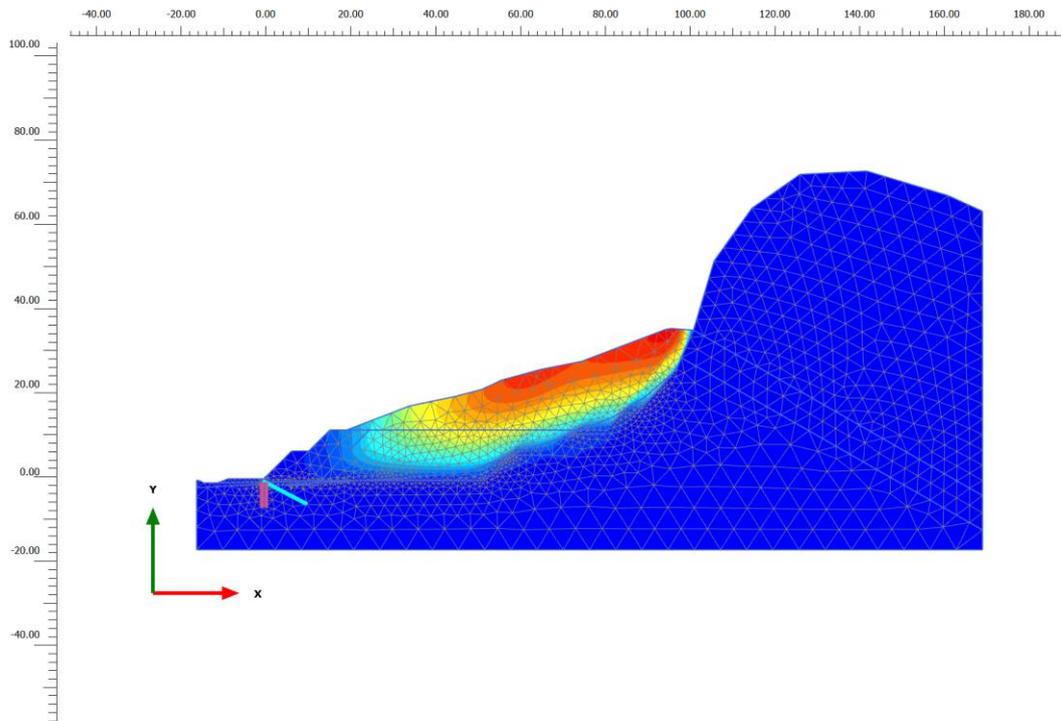


Figura 34: Fase 4 - Sezione tipo.

Di seguito il contour degli in corrispondenza della esecuzione finale del riempimento: fase 4.



*Figura 35: Spostamenti totali - Sezione tipo.*

Si riportano di seguito gli spostamenti orizzontali e verticali in superficie al modello, in sommità alla terra rinforzata e alla quota di esecuzione delle strisce di materiale consolidato a calce.

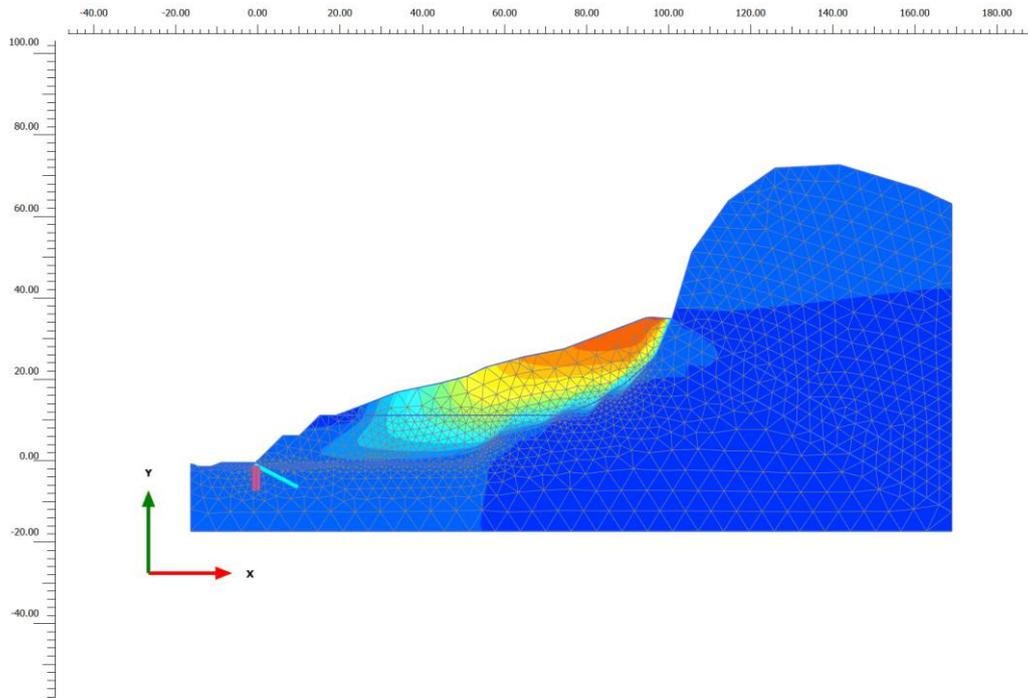


Figura 36: Spostamenti orizzontali - Sezione tipo

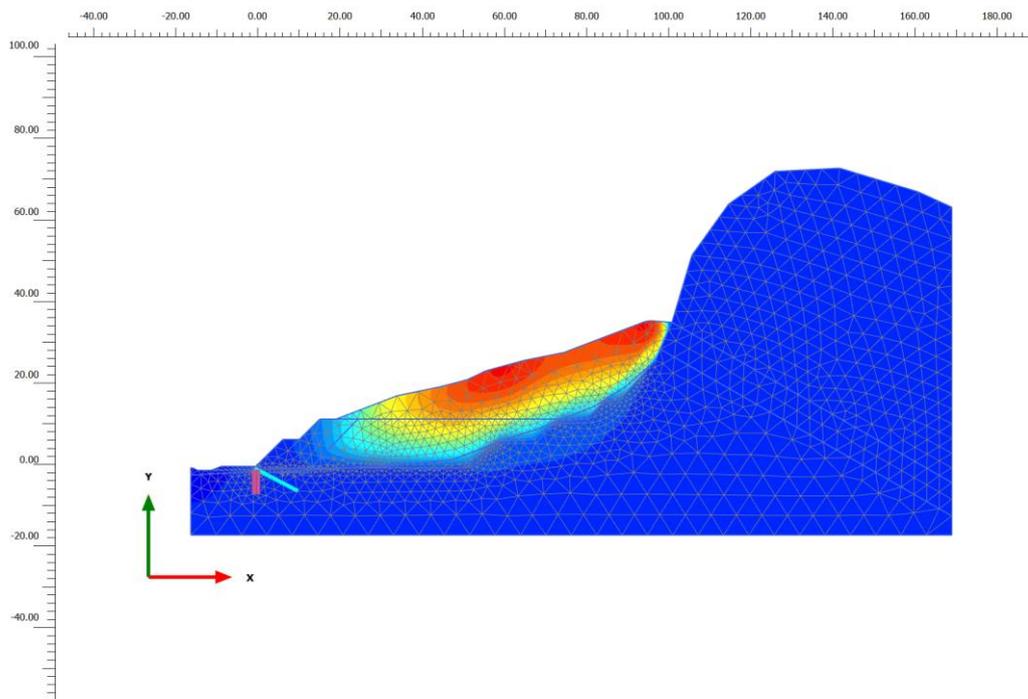


Figura 37: Spostamenti verticali - Sezione tipo.

Lo spigolo sommitale della terra rinforzata è soggetto ai seguenti spostamenti totali:

sh = 2.63 cm

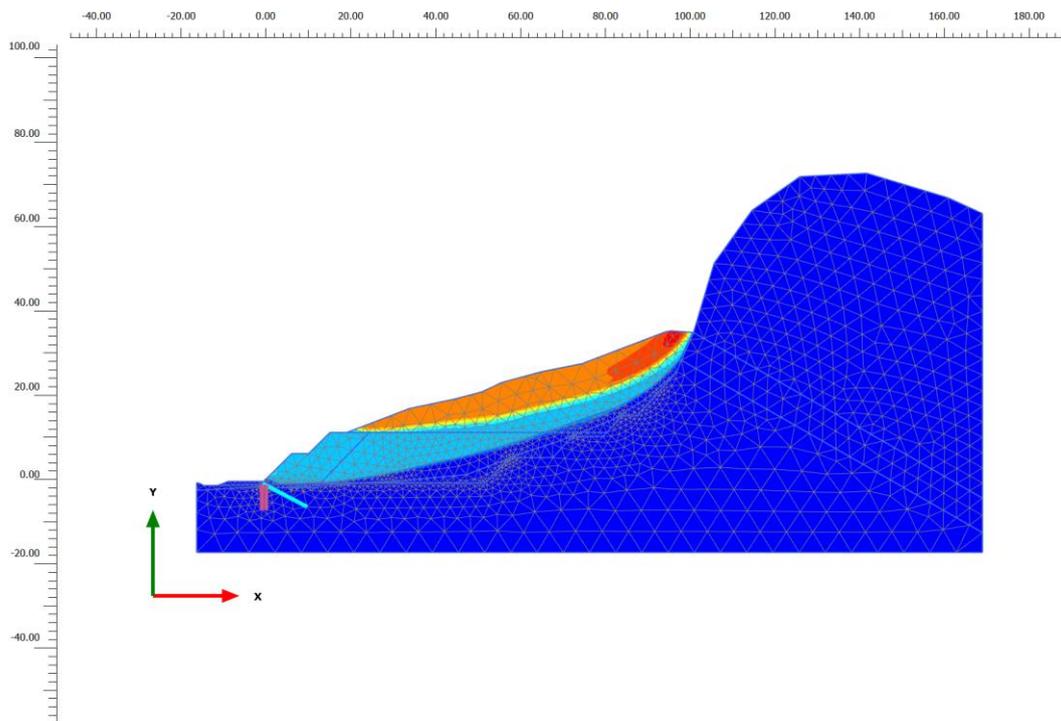
sv = 15.36 cm.

In corrispondenza della striscia sommitale del trattamento a calce si hanno i massimi spostamenti, pari a:

sh = 26.37 cm

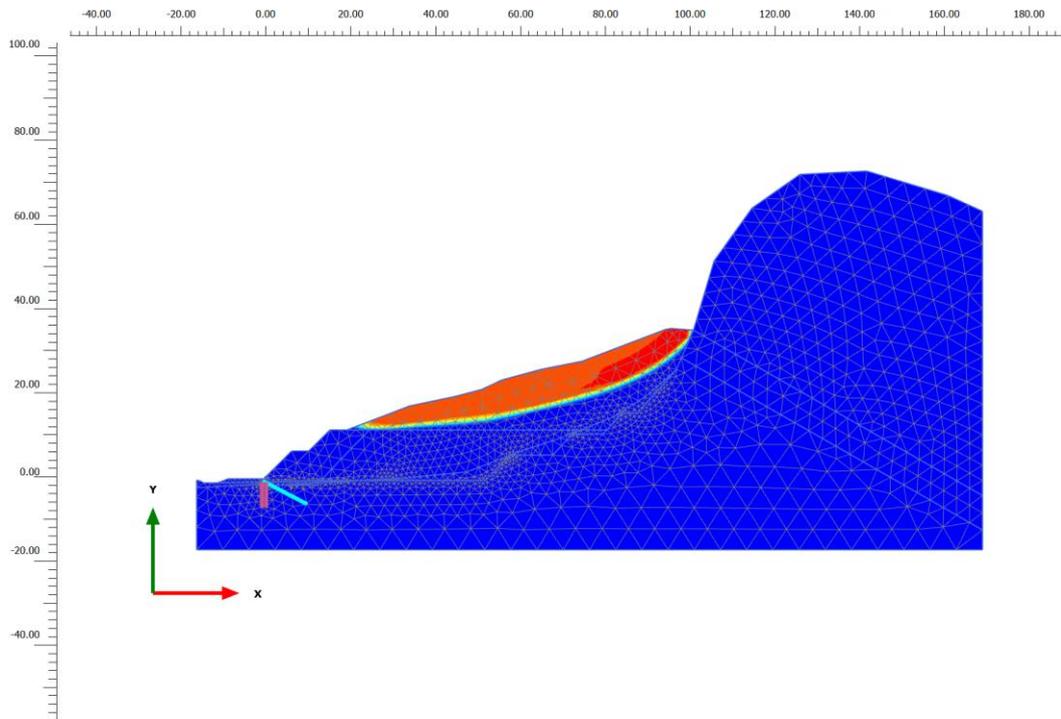
sv = 37.52 cm.

Nella figura successiva si riporta il cinematismo di scivolamento ottenuto con la procedura phi – c reduction ed il rispettivo coefficiente di sicurezza ottenuto, in condizioni statiche.



Calculation information				
<b>Step info</b>				
Phase	FS statico [Phase_4]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0.5000			
Relative stiffness	-0.01012E-9			
<b>Design approach</b>				
Index	1			
Name	A2+M2			
<b>Multipliers</b>				
Soil weight			$\Sigma M_{Weight}$	1.000
Strength reduction factor	$M_{sf}$	0.01719E-3	$\Sigma M_{sf}$	1.440
Time	Increment	0.000	End time	0.000
<b>Staged construction</b>				
Active proportion total area	$M_{Area}$	0.000	$\Sigma M_{Area}$	1.000
Active proportion of stage	$M_{Stage}$	0.000	$\Sigma M_{Stage}$	0.000
<b>Forces</b>				
$F_x$	0.000 kN/m			
$F_y$	0.000 kN/m			
<b>Consolidation</b>				
Realised $P_{Excess,Max}$	0.000 kN/m <sup>2</sup>			

Risulta un coefficiente di sicurezza pari a  $1.440 > 1.100$ , la verifica risulta soddisfatta.  
 In condizioni sismiche si ottiene il seguente cinematismo di scivolamento.



20 Calculation information

Step info				
Phase	FS sisma [Phase_6]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	1.000			
Relative stiffness	0.05033E-9			
Design approach				
Index	1			
Name	Sisma			
Multipliers				
Soil weight			$\Sigma M_{weight}$	1.000
Strength reduction factor	$M_{sf}$	0.04521E-3	$\Sigma M_{sf}$	1.263
Time	Increment	0.000	End time	0.000
Staged construction				
Active proportion total area	$M_{Area}$	0.000	$\Sigma M_{Area}$	1.000
Active proportion of stage	$M_{Stage}$	0.000	$\Sigma M_{Stage}$	0.000
Forces				
$F_x$	0.000 kN/m			
$F_y$	0.000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	0.000 kN/m <sup>2</sup>			
Pseudo-static acceleration				
X	0.1320 g			
Y	0.06600 g			

Copy Print Close

Risulta un coefficiente di sicurezza pari a  $1.263 > 1.200$ , la verifica risulta soddisfatta.

---

## 5.7 Sistema di monitoraggio

In corrispondenza dell'area si prevede l'installazione delle seguenti strumentazioni:

- assestimetri magnetici, sondaggi attrezzati con tubo inclinometrico e piezometri per il controllo del livello di falda;
- pluviometri;
- caposaldi topografici e mire ottiche (in parete).

Gli strumenti verranno installati lungo le sezioni più rappresentative dell'intervento.

Gli strumenti verranno installati progressivamente al procedere dei lavori in modo da avviare il monitoraggio già durante i lavori di sistemazione e valutarne gli effetti ed eventuali problemi.

Gli strumenti saranno installati su fori di sondaggio a distruzione una volta che verrà raggiunto il livello di progetto previsto per la sezione in quel punto specifico.

Le letture verranno confrontate con quanto previsto in progetto.

Dovrà essere inoltre valutato il trend degli spostamenti nel tempo al fine di evidenziare l'instaurarsi di possibili movimenti gravitativi.

---

## 6 VERIFICA DELL'INTERVENTO DI CHIODATURA IN CORRISPONDENZA DELLA PARETE CALCARENITICA

La parete subverticale in sommità al riempimento della cava viene stabilizzato tramite chiodatura, rete esagonale e funi di ancoraggio.

Nel seguito viene verificata la maglia dei chiodi prevista.

### 6.1 Parametri geotecnici superficiali di discontinuità

Si riportano di seguito le famiglie di discontinuità riportate nella relazione readata dal Dott. Fenti.

- Famiglie di discontinuità principali

tipo	famiglie	orientazione(•)
Strati	S	152 ÷ 165 / 30-35°
Fratture	K1	60 / 85 (massima frequenza)
Fratture	K2	327 / 58 (massima frequenza)

- Famiglie di discontinuità secondarie disperse

tipo	famiglie	orientazione
Strati	S	145 / 42
Fratture	K1	20 / 80
Fratture	K2	285 / 45
Fratture	K3	215 / 65

Si considerano per i successivi calcoli, i seguenti parametri di resistenza in corrispondenza dei giunti di strato.

$$\varphi=33^\circ$$

$$c = 10 \text{ kPa.}$$

---

Considerando una maglia di chiodi 3x3 m, diametro 24 mm, si ottiene una pressione di confinamento fornita dalla chiodatura al versante pari a 19.6 kPa.

Tale pressione è garantita tramite barre aventi lunghezza pari a 6/8 m.

## 6.2 Verifica cunei instabili

Di seguito le verifiche di stabilità dei cunei di roccia, stabilizzati tramite la pressione di confinamento sopraportata.

La verifica è condotta con l'ausilio del codice di calcolo Swedge della Rocscience.

Vengono prese in considerazione soltanto le famiglie di discontinuità in grado di creare cunei instabili

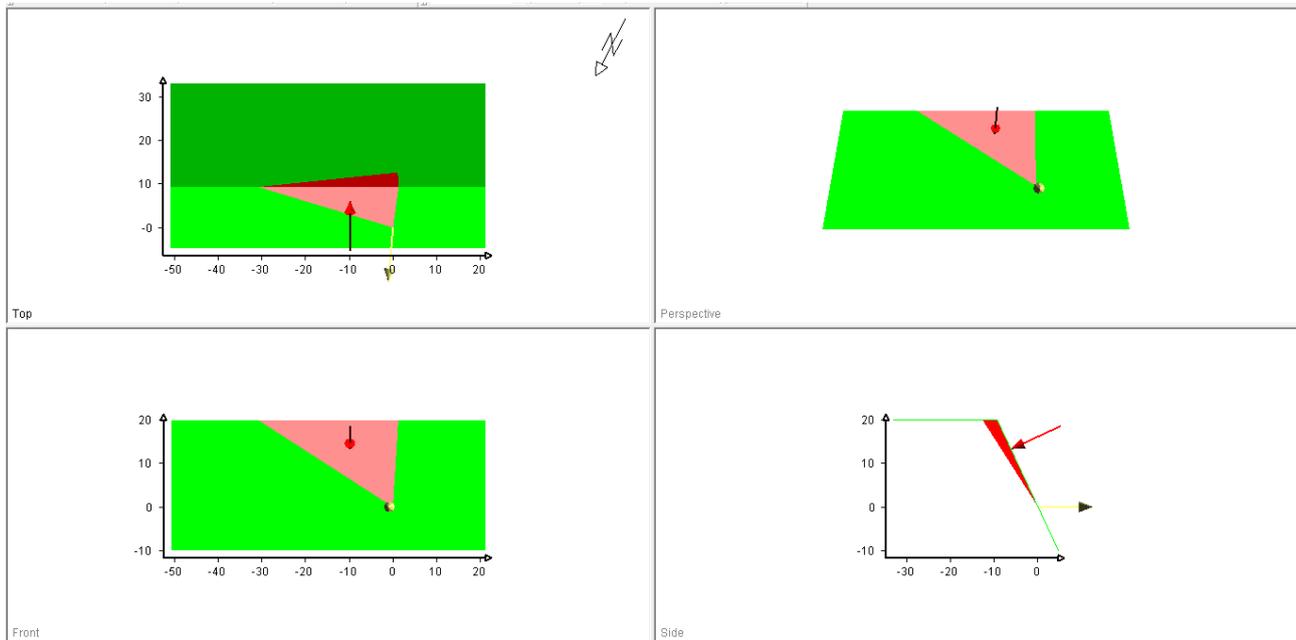


Figura 38: stabilità in condizioni sismiche. Famiglie principali K1 K2 FS = 1.499

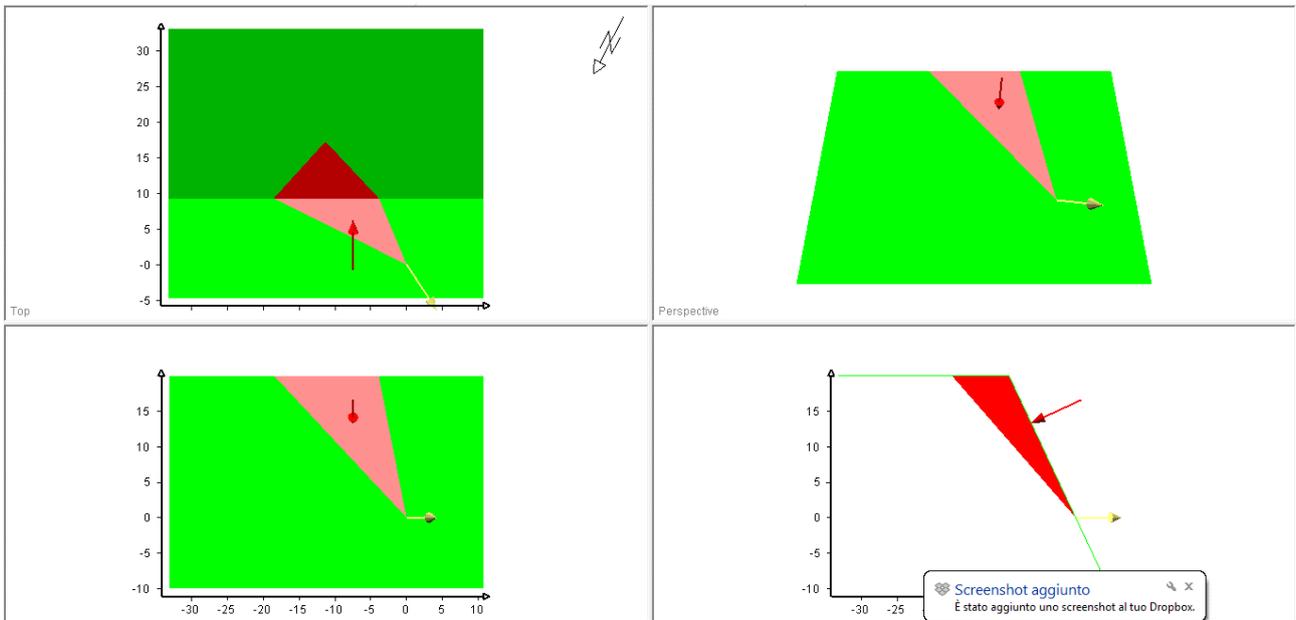


Figura 39: stabilità in condizioni sismiche. Famiglie secondarie K1 e K2,  $FS = 1.363$

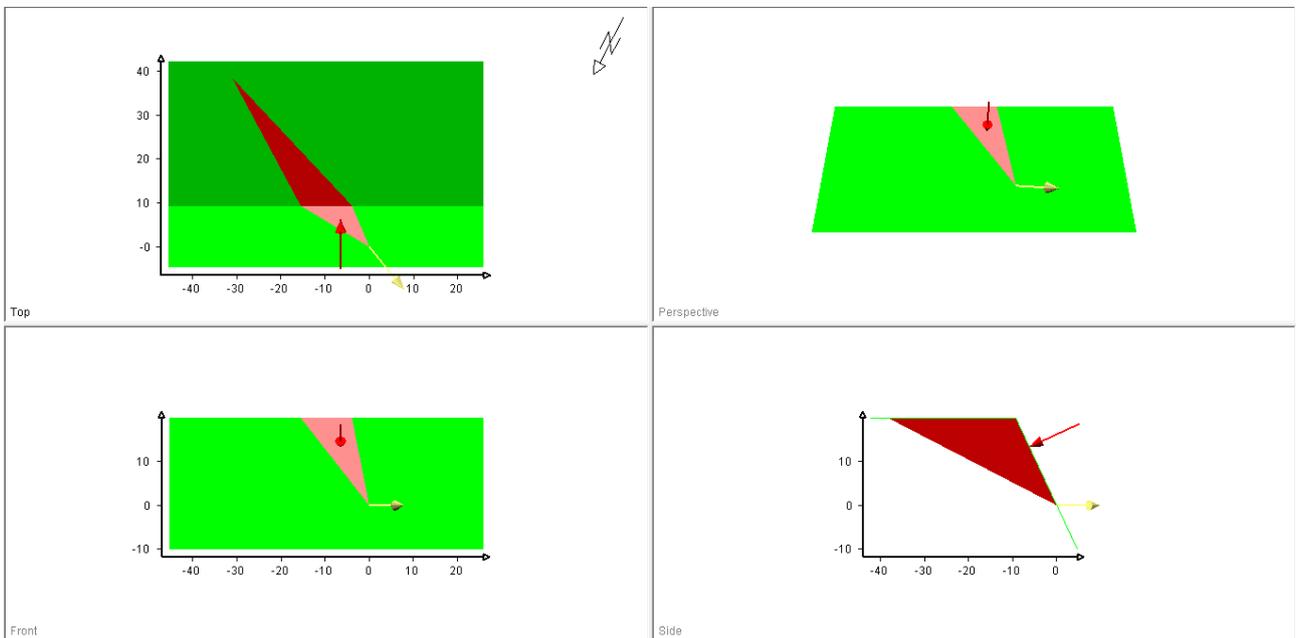


Figura 40: stabilità in condizioni sismiche. Famiglie secondarie K1 e K3,  $FS = 4.345$

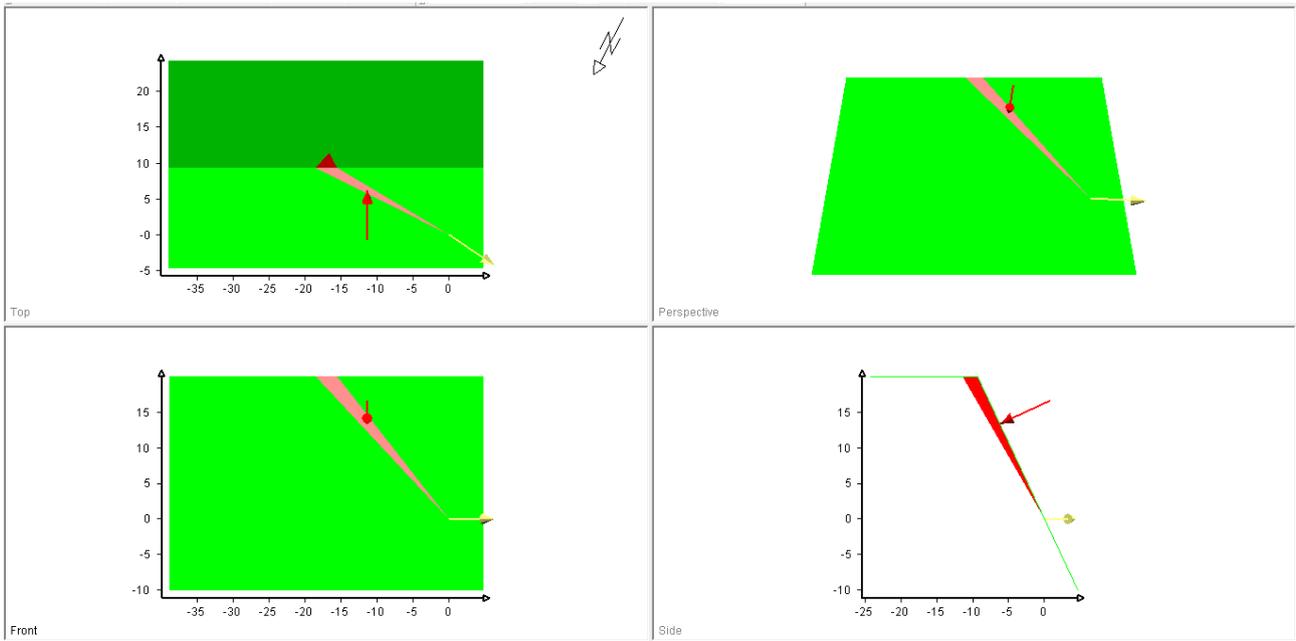


Figura 41: stabilità in condizioni sismiche. Famiglie secondarie K2 e K3,  $FS = 4.293$

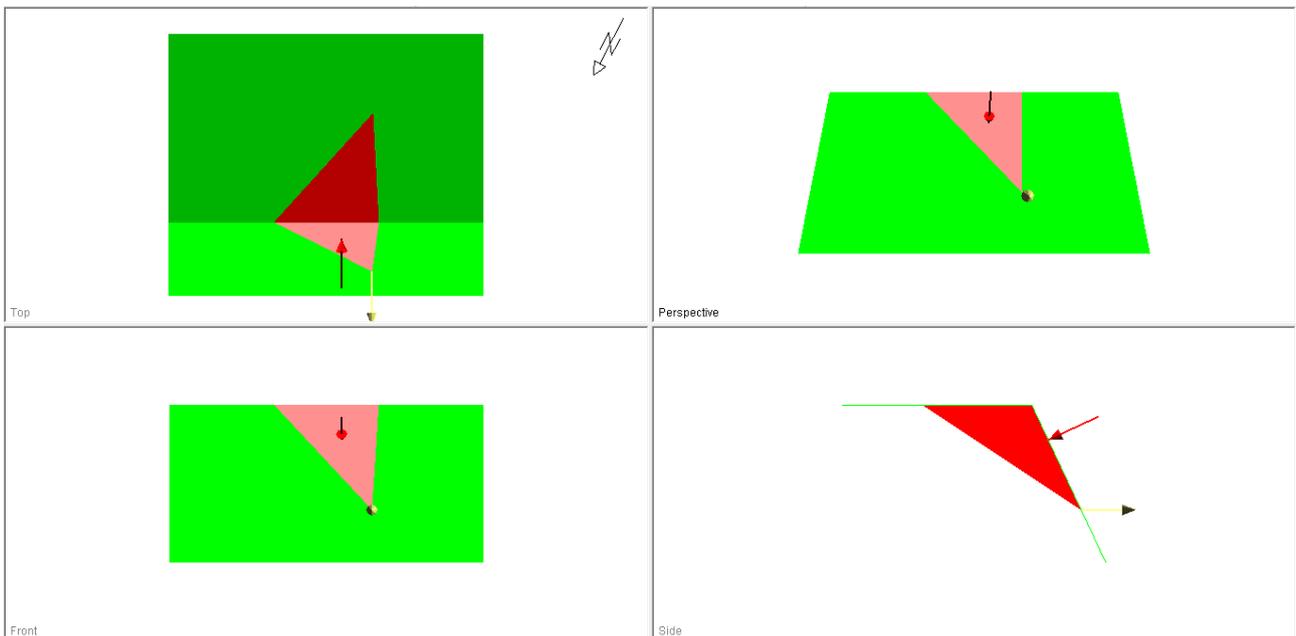


Figura 42: stabilità in condizioni sismiche. Famiglie K1 principale e K2 secondario  $FS = 1.778$

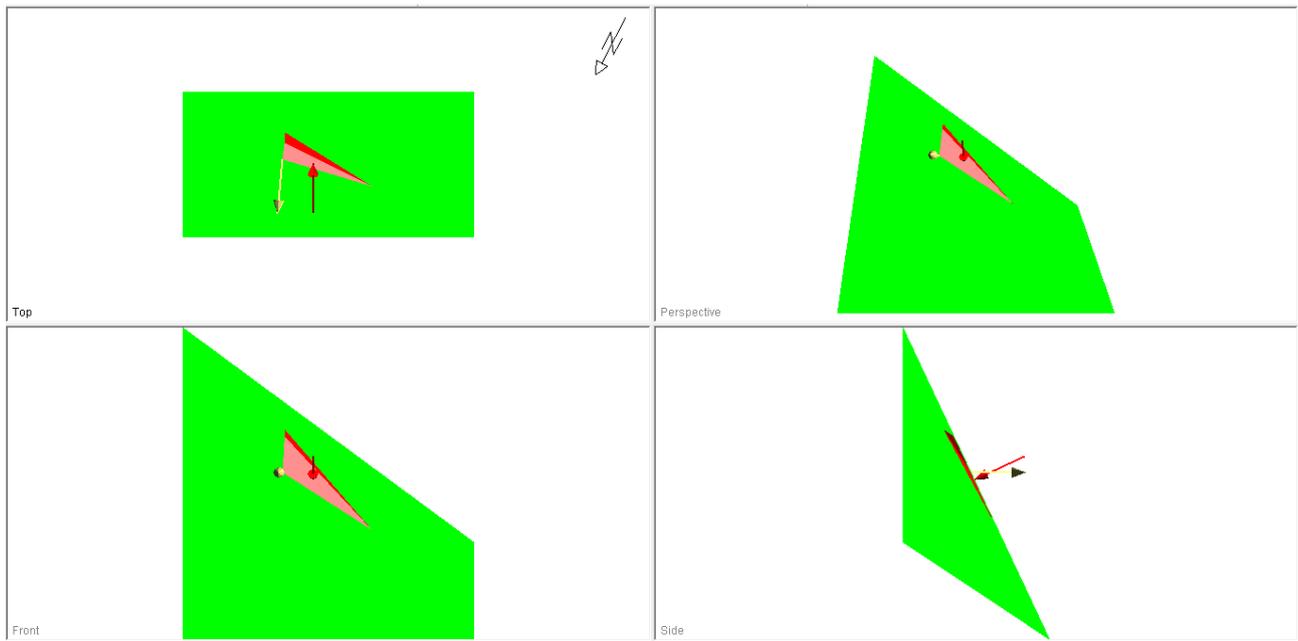


Figura 43: stabilità in condizioni sismiche. Famiglie K2 principale e K2 secondario  $FS = 1.778$

In tutti i casi i coefficienti di sicurezza minimi sono superiori a 1.3. Le verifiche risultano essere soddisfatte.