

COMMITTENTE:



# COMUNE DI BRICHERASIO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Geom. Sara CATALIN

OGGETTO: **Manutenzione e ripristino opere di sostegno e drenaggio superficiale e reti di scolo in località Comba” - P.M.O. 24.01 11.70**

LOCALITÀ DELL'INTERVENTO:  
Loc. Strada Comba e Strada Cuccia

FASE PROGETTUALE:  
**PROGETTO ESECUTIVO**

8	.	.	.	.	.
7	.	.	.	.	.
6	.	.	.	.	.
5	.	.	.	.	.
4	.	.	.	.	.
3	.	.	.	.	.
2	.	.	.	.	.
1	01/08/2018	PROGETTO ESECUTIVO	M.G.	I.B.	G.O.
REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	RIESAMINATO

TITOLO:  
**RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE DI STABILITÀ**

ARCHIVIO: 4363  
FILE N°: TESTALINI  
DATA: Loranze, Agosto 2018



# HYDROGEOS

TAVOLA N° **B**  
SCALA: .

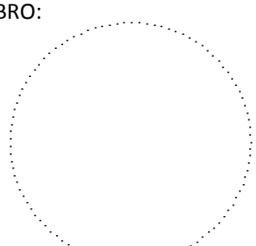
**Studio Tecnico Associato**  
ing. GABRIELE  
ing. NOASCONO  
ing. ODETTO  
P.IVA 08462870018

**Sede legale**  
Via Giosuè Gianavello, n. 2  
10060 Rorà (TO)  
TEL. 0121/93.36.93 FAX 0121/95.03.78

**Sede operativa**  
Strada Provinciale 222, n. 31  
10010 Loranze (TO)  
TEL. 0125/56.10.01 - 0125/56.48.07  
FAX 0125/56.40.14  
e-mail: [info.hydrogeos@ilquadrifoglio.to.it](mailto:info.hydrogeos@ilquadrifoglio.to.it)

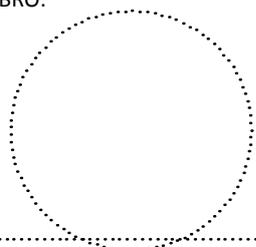
PROGETTISTA:  
Dott. Ing. Gianluca ODETTO  
N° 7269 J ALBO INGEGNERI  
PROVINCIA DI TORINO

TIMBRO:



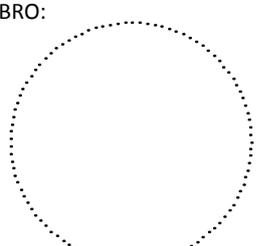
ALTRA FIGURA:

TIMBRO:



ALTRA FIGURA:

TIMBRO:



## Sommario

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3	INTERVENTI IN PROGETTO: INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO, DESCRIZIONE E GEOMETRIA DEGLI INTERVENTI, METODO E CODICE DI CALCOLO .....	4
4	INTERFERENZE CON IL TERRITORIO CIRCOSTANTE .....	11
4.1	Vincolo idrogeologico .....	11
4.2	Interferenze con strutture esistenti .....	11
5	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOMORFOLOGICHE E GEOTECNICHE .....	11
5.1	Geomorfologia.....	13
5.2	Inquadramento geologico .....	14
5.3	Parametri geotecnici .....	21
6	DATI DELLA STRUTTURA, ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D’USO .....	22
7	CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI.....	26
7.1	Durabilità .....	26
7.2	Materiali utilizzati .....	26
7.2.1	Massi di cava.....	26
8	AZIONI.....	26
8.1	Carichi permanenti strutturali .....	26
8.2	Carichi permanenti non strutturali.....	26
8.3	Carichi variabili .....	26
9	COMBINAZIONI DI CARICO .....	27
9.1	Descrizione combinazioni di carico .....	28
9.1.1	Intervento 1 .....	28
9.1.2	Intervento 3A.....	30
9.1.3	Intervento 3B.....	33
10	COMBINAZIONI DI VERIFICA.....	35
10.1	Intervento 1 .....	35
10.1.1	Geometria di modellazione e condizione di carico .....	35
10.1.2	Sollecitazioni agenti.....	36
10.1.3	Verifiche geotecniche .....	37

10.2	.....	39
10.3	Intervento 3A.....	39
10.3.1	Geometria di modellazione e condizione di carico .....	39
10.3.2	Sollecitazioni agenti.....	39
10.3.3	Verifiche geotecniche .....	41
10.4	Intervento 3B.....	43
10.4.1	Geometria di modellazione .....	43
10.4.2	Sollecitazioni agenti.....	43
10.4.3	Verifiche geotecniche .....	45
10.5	Verifica di stabilità dell'intera scarpata oggetto dell'Intervento 3.....	47
10.5.1	Codice di calcolo .....	47
10.5.2	Descrizione del metodo di calcolo.....	47
10.5.3	Coefficienti da NTC/2008.....	49
10.5.4	Caratteristiche geotecniche e condizione di carico.....	49
10.5.5	Opzioni di calcolo.....	51
10.5.6	Risultati analisi.....	51
11	Conclusioni .....	53

## 1 PREMESSA

L'Amministrazione Comunale di Bricherasio (TO) ha incaricato il sottoscritto Dott. Ing. Gianluca Odetto, in qualità di rappresentante dello Studio Tecnico Associato HYDROGEOS con sede legale in via Giosuè Gianavello n. 2 – 10060 Rorà (TO), dell'esecuzione del progetto di fattibilità tecnico-economica, definitivo, esecutivo, D.L., contabilità e piano di sicurezza e coordinamento per gli interventi di manutenzione e ripristino opere di sostegno e drenaggio superficiale e reti di scolo in località Comba (PMO scheda 24.01 11.70).

La presente relazione illustra i risultati delle verifiche di stabilità geotecnica delle opere di sostegno del tipo "scogliera in massi di cava non cementati", previste nell'ambito del sopracitato progetto, in particolare "INTERVENTO 1" e "INTERVENTO 3" (vedere tavole allegate).

- **INTERVENTO 1:** Realizzazione di scogliera in massi di cava posati a secco, di lunghezza 12.0 m, avente le seguenti dimensioni in sezione:
  - fondazione (anch'essa in massi) di dimensioni 2,50 x 1,00 m, inclinata verso monte di 5°;
  - paramento con uno spessore variabile da 1,00 m in testa a 2,00 m alla base, altezza costante in direzione longitudinale pari a 4,00 m (escluso lo spessore della fondazione).
- **INTERVENTO 3:** Realizzazione di n.2 scogliere in massi di cava posati a secco, aventi le seguenti dimensioni:
  - **INTERVENTO 3A:**
    - In longitudinale: due tratti di lunghezza 3,00 m ciascuno, divisi da un attraversamento per la regimazione delle acque;
    - In sezione: larghezza variabile da 0,8 m in testa a 1,2 m alla base e altezza 2,00 m.
  - **INTERVENTO 3B:**
    - In longitudinale: unico tratto di lunghezza c.ca 15,00 m;
    - In sezione:
      - Fondazione (anch'essa in massi) di dimensioni 2,50 x 1,00 m;
      - Paramento con uno spessore variabile da 1,00 m in testa a 2,00 m alla base, altezza costante in direzione longitudinale pari a 3,00 m (escluso lo spessore della fondazione).

N.B. Per l' "INTERVENTO 3" verrà inoltre effettuata la verifica di stabilità di tutto il versante franato, nella configurazione successiva alla riprofilatura ed alla realizzazione delle opere di sostegno in progetto.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e Criteri per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n.36 del 27.07.2007;
- R.D. 3267/23;
- D.M. 11 Marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle fondazioni".
- Circ. Min. LL.PP. n° 30483 del 24 Settembre 1988 "Istruzioni relative alla norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e

le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle fondazioni”;

- Legge n° 64 del 02/02/1974 – *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*;
- D.M. del 24/01/1986 – *“Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”*;
- D.M. del 16/01/1996 – *“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”*;
- Circolare n° 65 del 10/04/1997 – *“Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. del 16/01/1996”*;
- D.M. del 14/01/2008 – *“Norme tecniche per le costruzioni”*.
- Circolare n°617 del 02/02/2009 – *Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 14/01/2008.*

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M 14/01/2008 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

- EUROCODICE 7 – *“Progettazione geotecnica”*;
- EUROCODICE 8 – *“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”* e appendice nazionale;

### **3 INTERVENTI IN PROGETTO: INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO, DESCRIZIONE E GEOMETRIA DEGLI INTERVENTI, METODO E CODICE DI CALCOLO**

Le aree in oggetto sono ubicate nel comune di Bricherasio (TO). In particolare:

- l'INTERVENTO 1 si pone in località *Comba*, in sponda destra orografica di un piccolo rio affluente del torrente Chiamogna;
- l'INTERVENTO 3 è ubicato in località *Cuccia* - strada Baita.

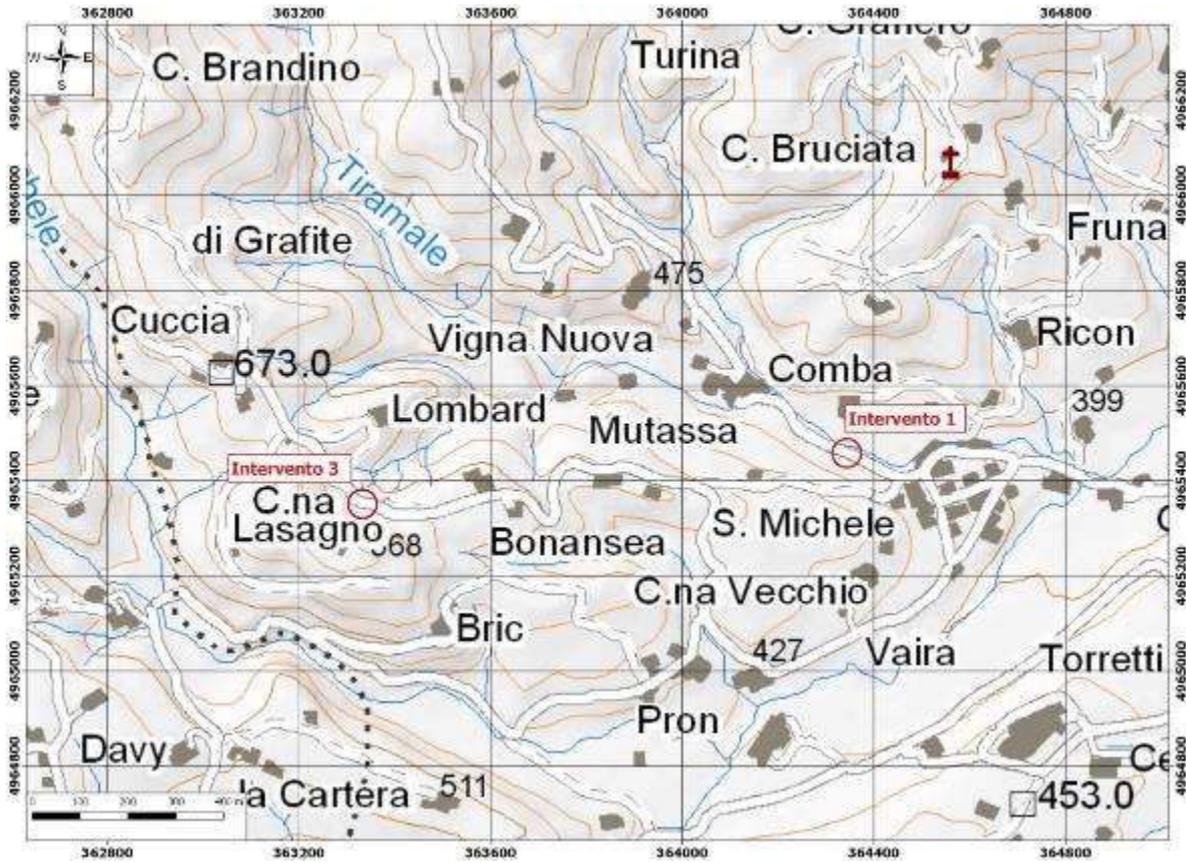


Figura 1: Inquadramento geografico

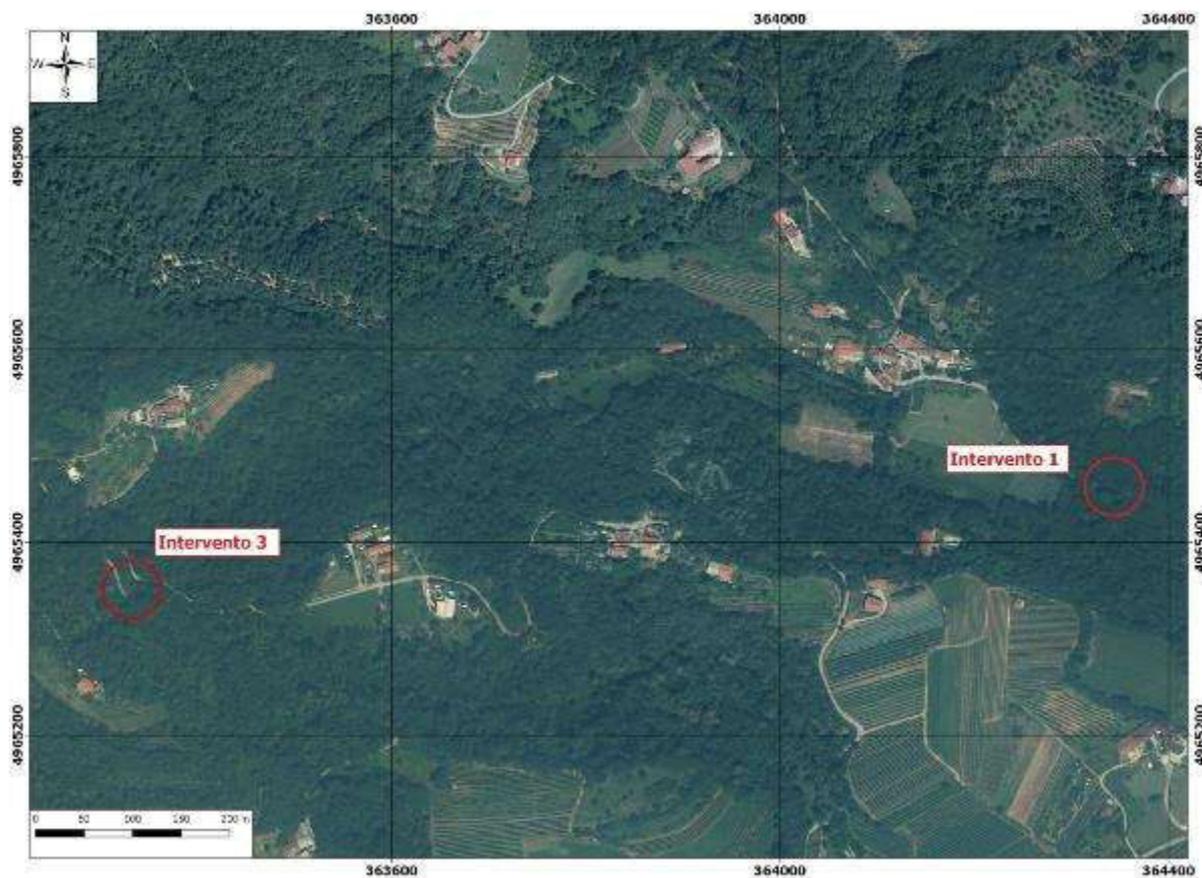


Figura 2: Inquadramento da ortofoto

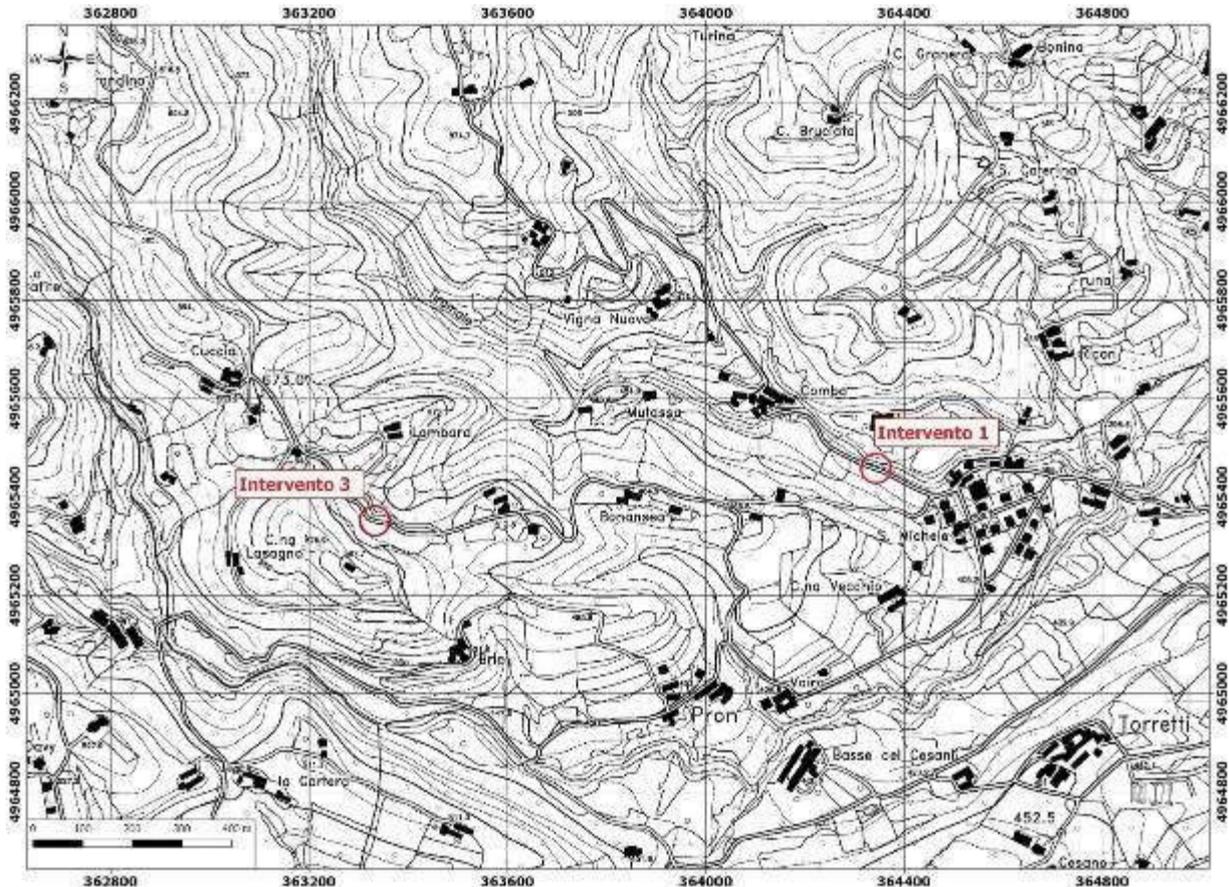


Figura 3 Inquadramento CTR 172160

Gli interventi previsti, oggetto della presente relazione di calcolo, consistono nella realizzazione di n.3 scogliere in massi di cava non cementati.

- **INTERVENTO 1:** Realizzazione di scogliera in massi di cava posati a secco, in destra orografica di un piccolo rio affluente del Torrente Chiamogna, a sostegno di un tratto di strada in cui si è verificata una frana. La scogliera sarà realizzata in massi di cava posati a secco, avrà uno sviluppo longitudinale di c.ca 12,00 m e presenterà la seguente geometria di sezione:
  - fondazione (anch'essa in massi) di dimensioni in sezione 2,50 x 1,00 m, inclinata verso monte di 5°;
  - paramento con uno spessore variabile da 1,00 m in testa a 2,00 m alla base, altezza costante in direzione longitudinale pari a 4,00 m (escluso lo spessore della fondazione).
- **INTERVENTO 3:** Realizzazione di n.2 scogliere in massi di cava posati a secco, a sostegno di un versante franato a tergo della Strada Cuccia, di cui una (Intervento 3A) da realizzarsi subito a tergo della strada, mentre l'altra (Intervento 3B) da realizzarsi più a valle, a sostegno del piede del versante. Le scogliere avranno le seguenti geometrie:
  - **INTERVENTO 3A:**
    - In longitudinale: due tratti di lunghezza 3,00 m ciascuno, divisi da un attraversamento per la regimazione delle acque;
    - In sezione: larghezza variabile da 0,8 m in testa a 1,2 m alla base e altezza 2,00 m.
  - **INTERVENTO 3B:**

- In longitudinale: unico tratto di lunghezza c.ca 15,00 m;
- In sezione:
  - Fondazione (anch'essa in massi) di dimensioni 2,50 x 1,00 m;
  - Paramento con uno spessore variabile da 1,00 m in testa a 2,00 m alla base, altezza costante in direzione longitudinale pari a 3,00 m (escluso lo spessore della fondazione).

Per una visione completa delle opere in progetto si vedano le tavole allegate (Tav.03\_Planimetria di progetto; Tav.04\_Sezioni tipo). Si riportano di seguito due estratti dalla Tav.04\_Sezioni tipo:

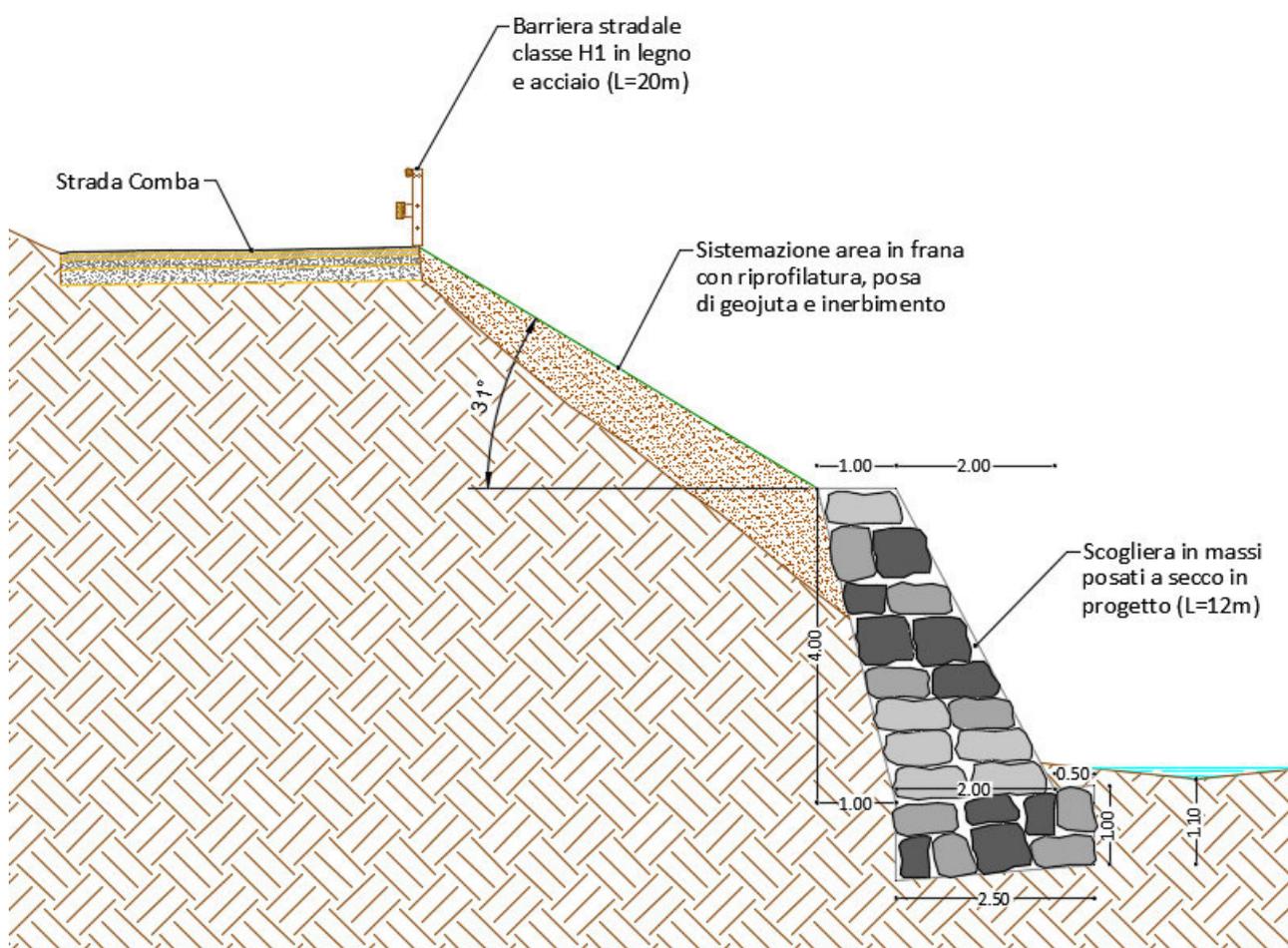


Figura 4 Sezione tipo "Intervento 1"

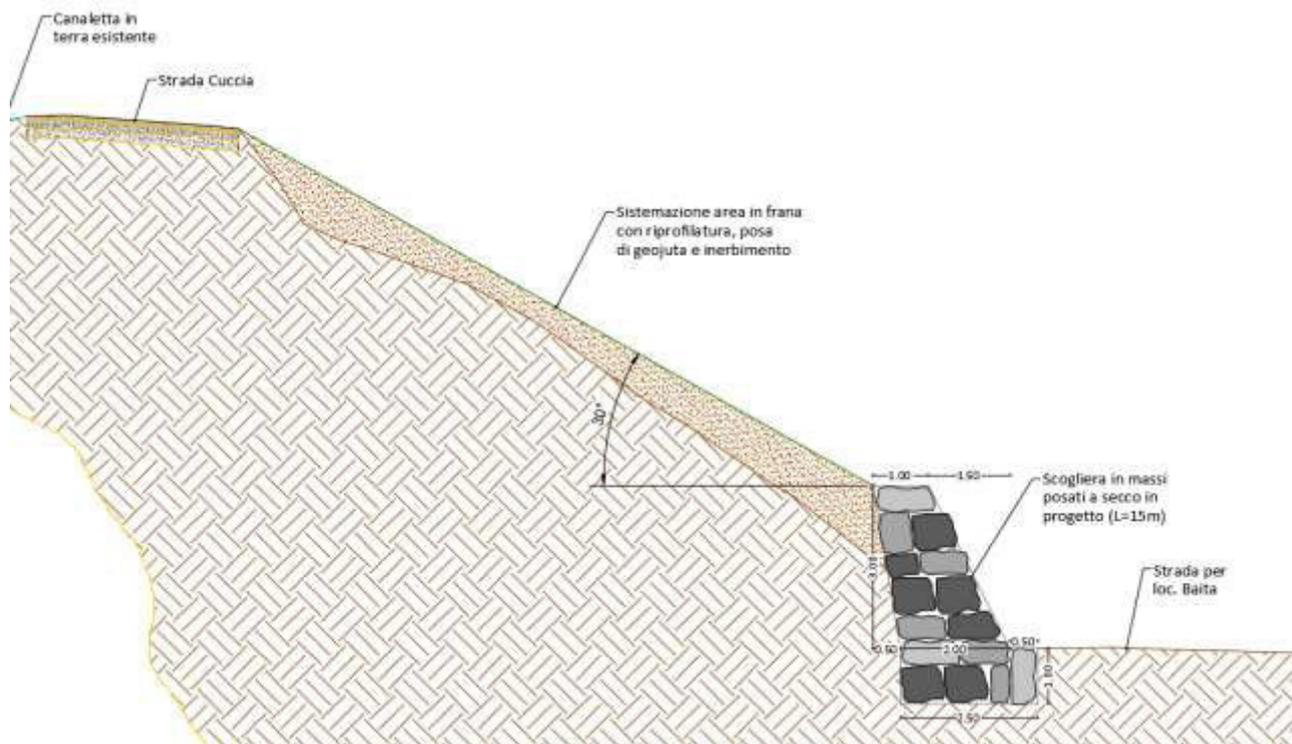


Figura 5 Sezione tipo "Intervento 3" (La scogliera di monte non è visibile perché non presente in corrispondenza della sezione)

I calcoli per il dimensionamento strutturale delle opere sono stati condotti adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, verificandone i requisiti di sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica) e allo stato limite di esercizio. L'analisi delle azioni sismiche ha comportato inoltre la valutazione delle relative deformazioni.

La schematizzazione della procedura progettuale adottata può essere sinteticamente così riassunta:

- Individuazione della classe d'uso dell'opera e della sua vita utile;
- Definizione delle azioni agenti in condizioni statiche e dinamiche attraverso l'individuazione delle condizioni di carico;
- Predisposizione delle combinazioni di carico, con i relativi coefficienti di combinazione allo SLU, SLE, SLV, SLD;
- Analisi dell'involuppo delle azioni agenti;
- Dimensionamento degli elementi strutturali e verifica della funzionalità delle strutture progettate.

La sicurezza e le prestazioni sono state garantite verificando gli stati limite sopra definiti in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme.

L'analisi strutturale condotta è stata del tipo: **SISMICA STATICA EQUIVALENTE**.

Ai sensi del par. 6.4.2.1 delle NTC le verifiche sulle opere di fondazione superficiale vanno effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO);
  - o Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;

- Collasso per scorrimento sul piano di posa;
- Stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR);
  - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale è stata effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2 + M2 + R2)  
Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche sono state effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I seguendo l'approccio1:

Approccio 1:

- combinazione (A1 + M1 + R1)
- combinazione (A2 + M2 + R2)

Ai sensi del par. 6.5.3.1 delle NTC le verifiche sui muri di sostegno vanno effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU);
  - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;
  - Collasso per scorrimento sul piano di posa;
  - Stabilità globale.
  - Ribaltamento.
- SLU di tipo strutturale (STR);
  - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica è stata condotta su MAX 10 di Aztec Informatica srl.

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

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

Possono essere inoltre considerati, in funzione del tipo di muro e del materiale che lo costituisce, muri con:

- Contrafforti;
- Mensole di contrappeso e di marciapiede;
- Pali di fondazione;
- Tiranti di ancoraggio.

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni).

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

#### **4 INTERFERENZE CON IL TERRITORIO CIRCOSTANTE**

L'INTERVENTO 1 prevede la messa in opera di una scogliera spondale, la cui fondazione verrà realizzata al di sotto dell'alveo di un piccolo rio affluente del torrente Chiamogna. **Si prescrive che non venga variata la sezione idraulica originale del rio interessato e che il piano di imposta della fondazione sia almeno un metro al di sotto del punto di massima depressione del fondo alveo, come da tavole progettuali allegate.**

##### **4.1 Vincolo idrogeologico**

- INTERVENTO 1: Il settore esaminato NON ricade all'interno delle aree vincolate ai sensi del R.D.L. 30 dicembre 1923, n° 3267, Vincolo Idrogeologico.
- INTERVENTO 3: Il settore esaminato RICADE all'interno delle aree vincolate ai sensi del R.D.L. 30 dicembre 1923, n° 3267, Vincolo Idrogeologico.

##### **4.2 Interferenze con strutture esistenti**

Non si registrano interferenze dirette con strutture esistenti.

#### **5 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOMORFOLOGICHE E GEOTECNICHE**

I due interventi, situati a c.ca 1 km di distanza l'uno dall'altro, si inseriscono nello stesso contesto geologico-geomorfologico, seguirà dunque un'unica trattazione valida per entrambi. Da un punto di vista geotecnico invece, dai sopralluoghi effettuati, il suolo di copertura risulta avere parametri ben diversi nelle due zone indagate.

In via del tutto generale si evidenzia che l'evoluzione geomorfologica del settore è il risultato della combinazione dei processi di natura endogena ed esogena, oltre che antropica, come tale è quindi influenzata dalla struttura geologica, intesa sia come caratteristiche mineralogico-petrografiche delle rocce, sia come giacitura e diversa competenza in relazione alla resistenza che esse oppongono agli agenti del modellamento esogeno.

L'area in studio è classificabile dal punto di vista fisiografico come planare, essa è costituita dalla media valle del torrente Chiamogna, localizzata tra quella del torrente Pellice e quella del torrente Chisone.

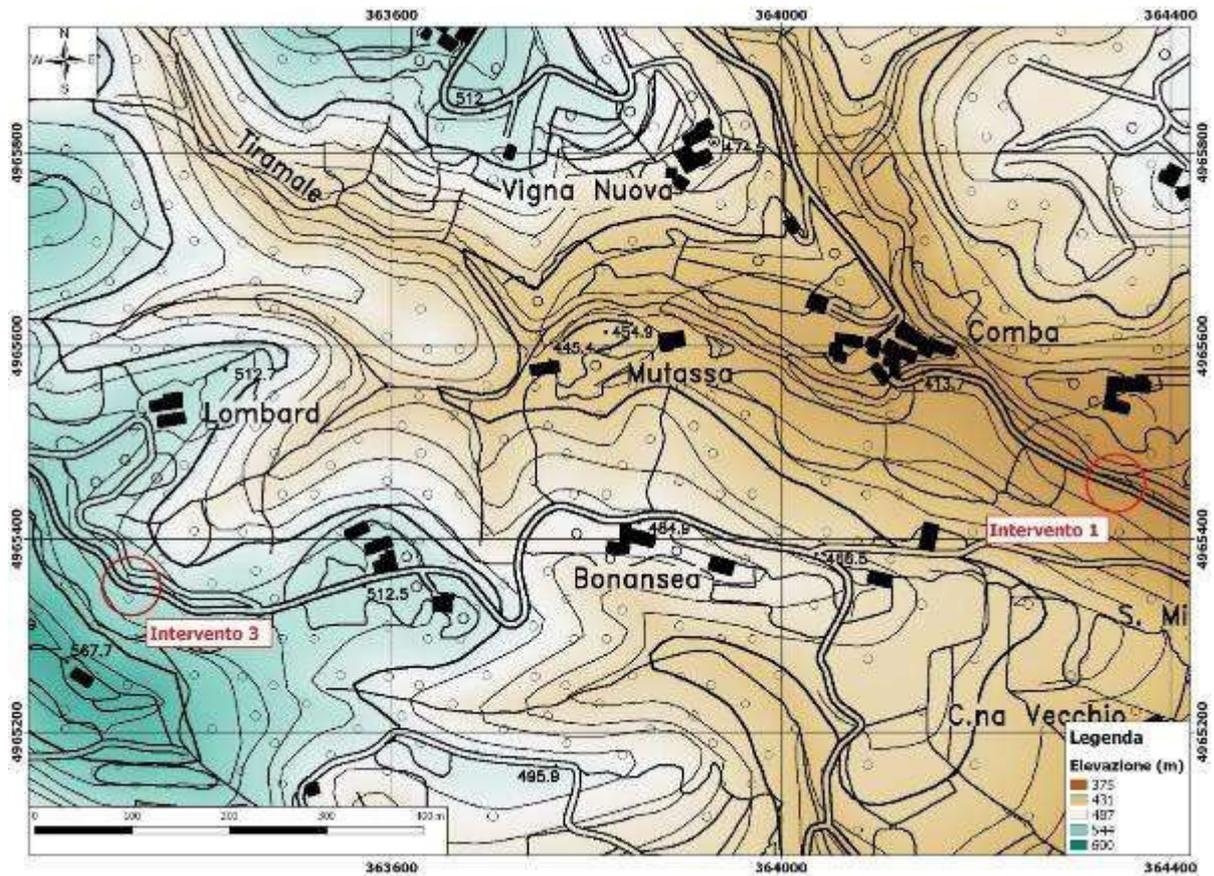


Figura 6: Carta dell'elevazione

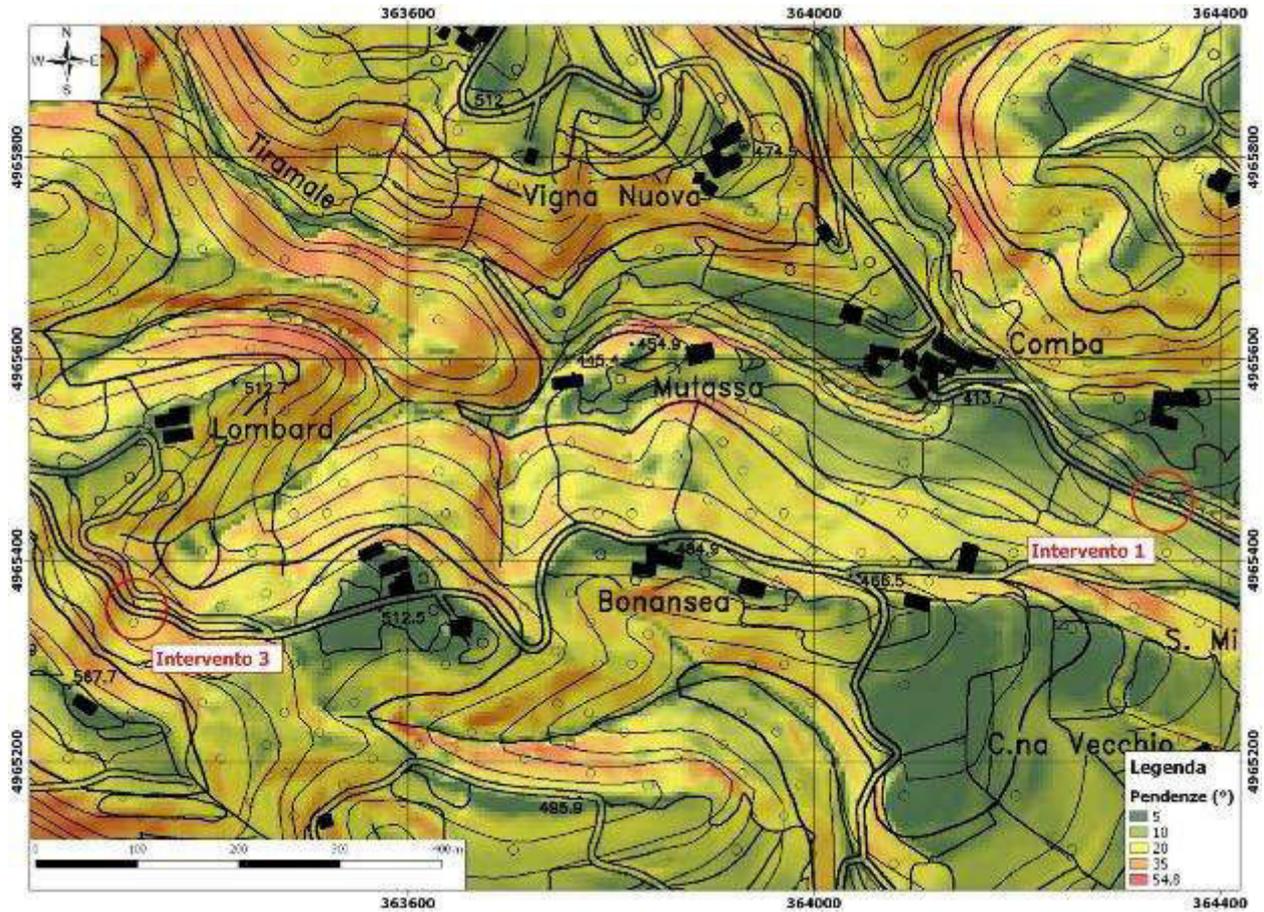


Figura 7: Carta delle pendenze

La carta delle pendenze evidenzia come il settore studiato presenti un'acclività media dei versanti molto bassa.

Da un punto di vista dell'uso del suolo, i versanti sono caratterizzati dalla presenza di boschi di latifoglie, prati pascoli in quelle golenali e di pianura e localmente aree urbanizzate.

Da un punto di vista idrogeologico, l'area in studio, ricade interamente nel dominio della piana alluvionale, caratterizzata da un acquifero superficiale presentante una forte correlazione con le dinamiche idrologiche dei principali corpi idrici superficiali presenti.

### 5.1 Geomorfologia

Da un punto di vista geomorfologico l'area non presenta particolari criticità.

Da un esame dell'archivio S.I.F.R.A.P. (Sistema Informativo Frane Piemonte), non sono segnalate frane nelle aree circostanti il settore studiato.

Da un esame del P.A.I. della Regione Piemonte il settore esaminato non è risultato ricadere tra le aree perimetrate.

Da un esame delle cartografie relative al *Piano Fasce Fluviali* il settore non risulta perimetrato;

Da un esame delle cartografie relative alla *Direttiva Alluvioni* il settore non risulta perimetrato;

## 5.2 Inquadramento geologico

La definizione del modello geologico è stata effettuata sulla base delle informazioni reperite in letteratura e dai sopralluoghi effettuati.

Il settore esaminato all'interno della serie del *Massiccio del Dora Maira*. Un estratto della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 – Fogli 67 (Pinerolo) è riportato di seguito.

Entrando nel dettaglio delle litologie affioranti nel settore dove sono ubicate le opere in progetto, bisogna dividere la trattazione sui due interventi:

- **INTERVENTO 1:** L'area interessata dalle opere in progetto è costituita da depositi alluvionali recenti e/o attuali, costituiti da ghiaie e ciottoli in matrice sabbiosa, mediamente elaborate. Localmente potrebbero essere presenti lenti di sabbie limose, tuttavia alle quote di progetto si esclude una loro presenza. La stratigrafia ipotizzabile è così schematizzabile:
  - o 0 – 1 m da p.c. Orizzonte pedogenetico costituito da sabbie in matrice limosa, poco addensato.
  - o > 1 m da p.c. Deposito alluvionale eterometrico, costituito prevalentemente da ghiaie e ciottoli in matrice sabbiosa, poco addensate, localmente intercalate da lenti di sabbie in matrice limosa.
- **INTERVENTO 3:** In questo caso le litologie superficiali risultano composte da micascisti argillificati. La stratigrafia ipotizzabile è così schematizzabile:
  - o 0 -1 m da p.c. Orizzonte pedogenetico costituito da sabbie in matrice argillosa, poco addensato;
  - o > 1 m da p.c. Strato metamorfico composto da micascisti argillificati molto alterati per effetto delle acque meteoriche.

Da un punto di vista progettuale si ritiene sufficiente quanto prodotto attraverso il rilevamento geologico superficiale, l'analisi delle ortofoto e la consultazione della bibliografia disponibile.

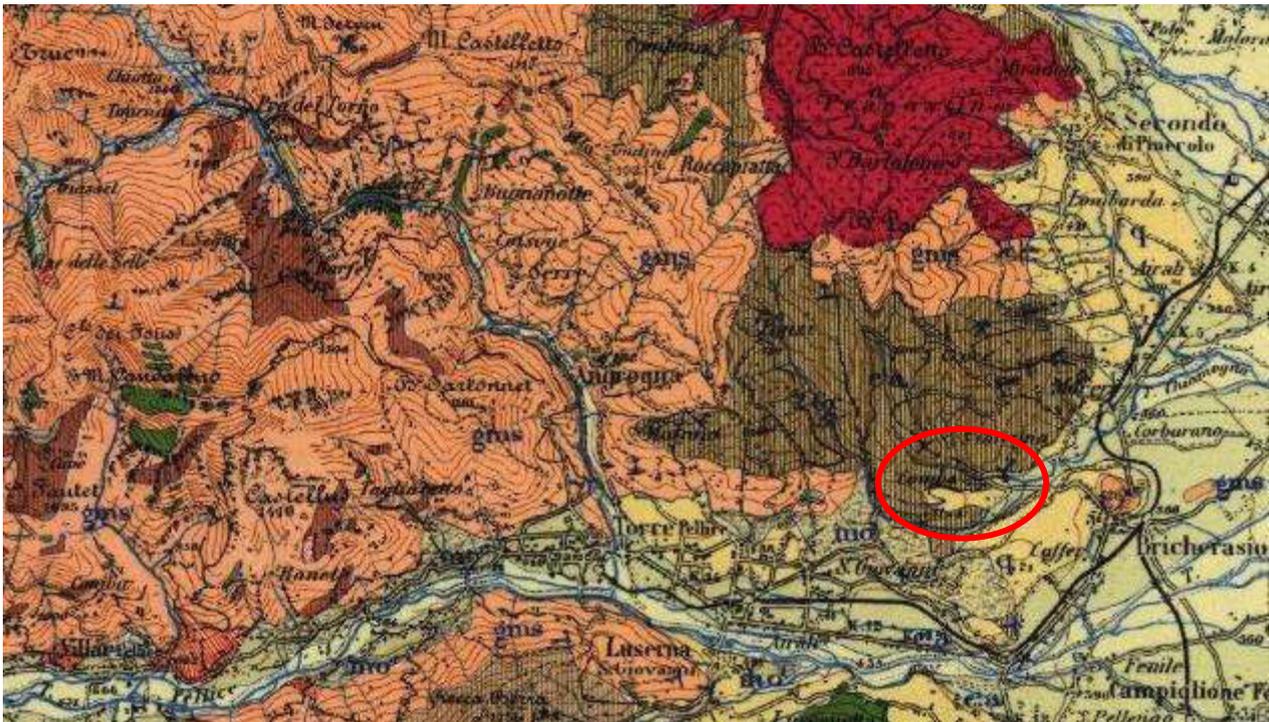


Figura 8: Estratto carta geologica

Si riportano di seguito delle foto scattate sul posto durante il rilievo topografico:



Figura 9 Area di frana - Intervento 1



**Figura 10** Area di frana - Intervento 1 (vista dall'alto)



**Figura 11 Area di frana - Intervento 1 (vista dal piede)**



**Figura 12 Area Intervento 3 – Strada La Baita**



**Figura 13 Area di frana – Intervento 3**



**Figura 14** Area di frana – Intervento 3



**Figura 15** Area di frana – Intervento 3 (vista dall'alto)



Figura 16 Area di frana – Intervento 3 (vista dal piede)

### 5.3 Parametri geotecnici

Sulla base dell'analisi dei dati di bibliografia, dei sopralluoghi effettuati, delle conoscenze pregresse su depositi detritici ed ammassi rocciosi aventi caratteristiche simili a quelle delle litologie affioranti, si possono ipotizzare cautelativamente i seguenti valori dei principali parametri geotecnici:

Descrizione	Peso unità di volume secco [t/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [t/m <sup>3</sup> ]	Angolo di Attrito [°]	Coesione [KPa]
Ghiaie e ciottoli in matrice sabbiosa	1.8	2.0	35	10

Tabella 1 Parametri geotecnici – Intervento 1

Descrizione	Peso unità di volume secco [t/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [t/m <sup>3</sup> ]	Angolo di Attrito [°]	Coesione [KPa]
Miscisti argillificati	1.9	2.0	25	15

Tabella 2 Parametri geotecnici – Intervento 3

## 6 DATI DELLA STRUTTURA, ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO

Regione				<b>PIEMONTE</b>
Provincia				<b>TORINO</b>
Comune				<b>Bricherasio</b>
Coordinate Geografiche del cantiere	Intervento 1	Latitudine	<b>44.830004 N</b>	
		Longitudine	<b>7.285064 E</b>	
	Intervento 3	Latitudine	<b>44.828925 N</b>	
		Longitudine	<b>7.272839 E</b>	
Altitudine	Intervento 1	<b>420 m s.l.m.</b>		
	Intervento 3	<b>525 m s.l.m.</b>		
Zona sismica				<b>ZONA 3s</b>
Tipo di opera		TAB. 2.4.1 14/01/2008	D.M.	<b>ORDINARIA</b>
Vita nominale $V_N$		P.to 2.4.1 14/01/2008	D.M.	<b>50 ANNI</b>
Classe d'uso		P.to 2.4.2 14/01/2008	D.M.	<b>II</b>
Coefficiente d'uso $C_U$		P.to 2.4.3 14/01/2008	D.M.	<b>1</b>
Periodo di riferimento per azione sismica $V_R$		P.to 2.4.3 14/01/2008	D.M.	<b>50 ANNI</b>

Tabella 3 Dati della struttura e zona sismica

Il periodo di riferimento  $V_R$  di una costruzione, valutato moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso della costruzione  $C_U$  riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento  $P_{VR}$  corrispondente allo stato limite considerato, il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica. La seguente tabella mostra i valori di  $V_R$  corrispondenti ai valori di  $V_N$  che individuano le frontiere tra i tre tipi di costruzione considerati; valori di  $V_N$  intermedi tra detti valori di frontiera sono consentiti ed i corrispondenti valori dei parametri necessari a definire l'azione sismica sono ricavati utilizzando le formule d'interpolazione fornite nell'allegato A delle NTC.

VITA NOMINALE $V_N$	VALORI DI $V_R$			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
$\leq 10$	35	35	35	35
$\geq 50$	$\geq 35$	$\geq 50$	$\geq 75$	$\geq 100$
$\geq 100$	$\geq 70$	$\geq 100$	$\geq 150$	$\geq 200$

Tabella 4 Intervalli di valori attribuiti a  $V_R$  al variare di  $V_N$  e di  $C_U$

Le Norme Tecniche per le Costruzioni individuano le azioni sismiche di progetto a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la

determinazione delle azioni sismiche. Le NTC definiscono al par. 3.2 la pericolosità sismica in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ . Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$ : accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il calcolo delle opere in oggetto è stato realizzato facendo riferimento ai seguenti parametri:

	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
<b>SLO</b>	0.388	2.456	0.206
<b>SLD</b>	0.515	2.429	0.226
<b>SLV</b>	1.304	2.467	0.265
<b>SLC</b>	1.643	2.494	0.274

**Tabella 5 Parametri sismici di progettazione**

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile che si manifestano nei terreni a grana fine sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile.

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_h = k_h \times W$  ed  $F_v = k_v \times W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

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

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale è necessario individuare il valore del coefficiente topografico  $S_T$ , dipendente dalle categorie topografiche illustrate nella seguente tabella:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

**Tabella 6** Categorie topografiche - Tabella 3.2.IV D.M. 14/01/2008

Entrambi i casi in studio appartengono alla categoria topografica T1, alla quale corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1.00.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario inoltre valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento illustrate nella seguente tabella:

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{v,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

**Tabella 7 - Categorie di sottosuolo da Tab. 3.2.II D.M. 14/01/2008**

Nel caso in progetto si assume che la categoria di sottosuolo sia la D, alla quale corrisponde un valore di coefficiente di amplificazione stratigrafica pari a 1.80.

Categoria sottosuolo	$S_s$
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

**Tabella 8** Espressioni di  $S_s$ , Tabella 3.2.V D.M. 14/01/2008

Si valuta infine il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito  $\beta_s$ , valutato pari a 0.24. Il valore è stato ricavato facendo uso della seguente tabella, che identifica il parametro  $\beta_s$  sulla base della categoria di sottosuolo e del valore di accelerazione massima:

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

**Tabella 9** Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

$$\frac{a_g}{g} = \frac{1.304}{9.81} = 0.133 \rightarrow 0.1 < 0.133 < 0.2 \rightarrow \beta_s = 0.24$$

La seguente tabella riepiloga i coefficienti sismici calcolati ed utilizzati per le verifiche in condizioni sismiche per entrambi gli interventi:

$A_g$ SLV	<b>1.304</b>
$S_t$ coefficiente di amplificazione topografica	<b>1.00</b>
$S_s$ coefficiente di amplificazione stratigrafica	<b>1.80</b>
$\beta_s$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	<b>0.24</b>

**Tabella 10** Coefficienti sismici

## 7 CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI

### 7.1 Durabilità

Particolare attenzione è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere garantite solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera; si dovranno, inoltre, utilizzare tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture.

### 7.2 Materiali utilizzati

#### 7.2.1 Massi di cava

Materiale litoide proveniente da cava, posato a secco, non friabile né gelivo, ad elevato peso specifico. Le caratteristiche meccaniche vengono riportate nella seguente tabella:

Resistenza a compressione	(kPa)	3000
Angolo di attrito interno	(°)	60,00
Resistenza a taglio	(kPa)	490,00
Peso di volume	(kg/m <sup>3</sup> )	2400,00

Tabella 11 Parametri pietrame

## 8 AZIONI

In accordo con la normativa citata al capitolo 2 della presente relazione, in linea generale vanno considerati nei calcoli le seguenti azioni:

- Carichi permanenti strutturali;
- Carichi permanenti NON strutturali;
- Carichi variabili.

### 8.1 Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali sono dati dai pesi propri delle strutture e vengono calcolati automaticamente dal software di calcolo. Si considera la massa volumica del pietrame pari a 2400 kg/m<sup>3</sup>.

### 8.2 Carichi permanenti non strutturali

Sulle scogliere, in entrambi gli interventi, non insistono carichi permanenti non strutturali, se non la spinta attiva del terreno stesso di cui sono stati riportati i parametri geotecnici al capitolo 5.

### 8.3 Carichi variabili

Le scogliere in progetto per l'INTERVENTO 1 e per l'INTERVENTO 3A verranno realizzate a tergo di una strada, motivo per cui nei calcoli è stato considerato un carico variabile da traffico veicolare, di entità 2000 kg/m.

## 9 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico utilizzate sono quelle previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. Si elencano in seguito i coefficienti di combinazione, con riferimento alla tabella 2.6.1. del DM, e le relative combinazioni delle azioni:

		Coefficiente $\gamma_f$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

**Tabella 12 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU**

Ai fini delle verifiche agli stati limite, con riferimento al par. 2.5.3 si sono definite le seguenti combinazioni delle azioni:

- SLU – Combinazione di carico fondamentale;

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{oi} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione caratteristica rara;

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{oi} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione frequente;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione quasi permanente;

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione sismica;

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Per il progetto della platea di fondazione il valore di progetto della resistenza  $R_d$  è stato determinato facendo riferimento ai coefficienti elencati nella seguente tabella:

Parametro		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 uniaassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00

**Tabella 13 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

I coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi per le fondazioni superficiali sono riassunti nella seguente tabella:

Verifica	Coefficiente parziale R1	Coefficiente parziale R2	Coefficiente parziale R3
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

**Tabella 14 Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

Si riportano di seguito tutte le combinazioni di carico delle azioni sollecitanti, generate automaticamente dal codice di calcolo, in conformità con le disposizioni della Normativa Tecnica.

## 9.1 Descrizione combinazioni di carico

### 9.1.1 Intervento 1

#### Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione

$\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

#### Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

#### Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

#### Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90

Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Traffico veicolare	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 - Caso EQU (SLU)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Traffico veicolare	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
----------------	------	------	------	------

**Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo**

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

**Combinazione n° 14 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo**

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

**Combinazione n° 15 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo**

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

**Combinazione n° 16 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo**

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

**Combinazione n° 17 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo**

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

**Combinazione n° 18 - Quasi Permanente (SLE)**

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

**Combinazione n° 19 - Frequente (SLE)**

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.00	0.75	0.75

**Combinazione n° 20 - Rara (SLE)**

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.00	1.00	1.00

### 9.1.2 Intervento 3A

**Simbologia adottata**

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione

$\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Traffico veicolare	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 - Caso EQU (SLU)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Traffico veicolare	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Frequente (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 20 - Rara (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Traffico veicolare	SFAV	1.00	1.00	1.00

**9.1.3 Intervento 3B**
*Simbologia adottata*

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione

$\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Frequente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Rara (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

## 10 COMBINAZIONI DI VERIFICA

Si riportano adesso i risultati delle verifiche.

### 10.1 Intervento 1

#### 10.1.1 Geometria di modellazione e condizione di carico

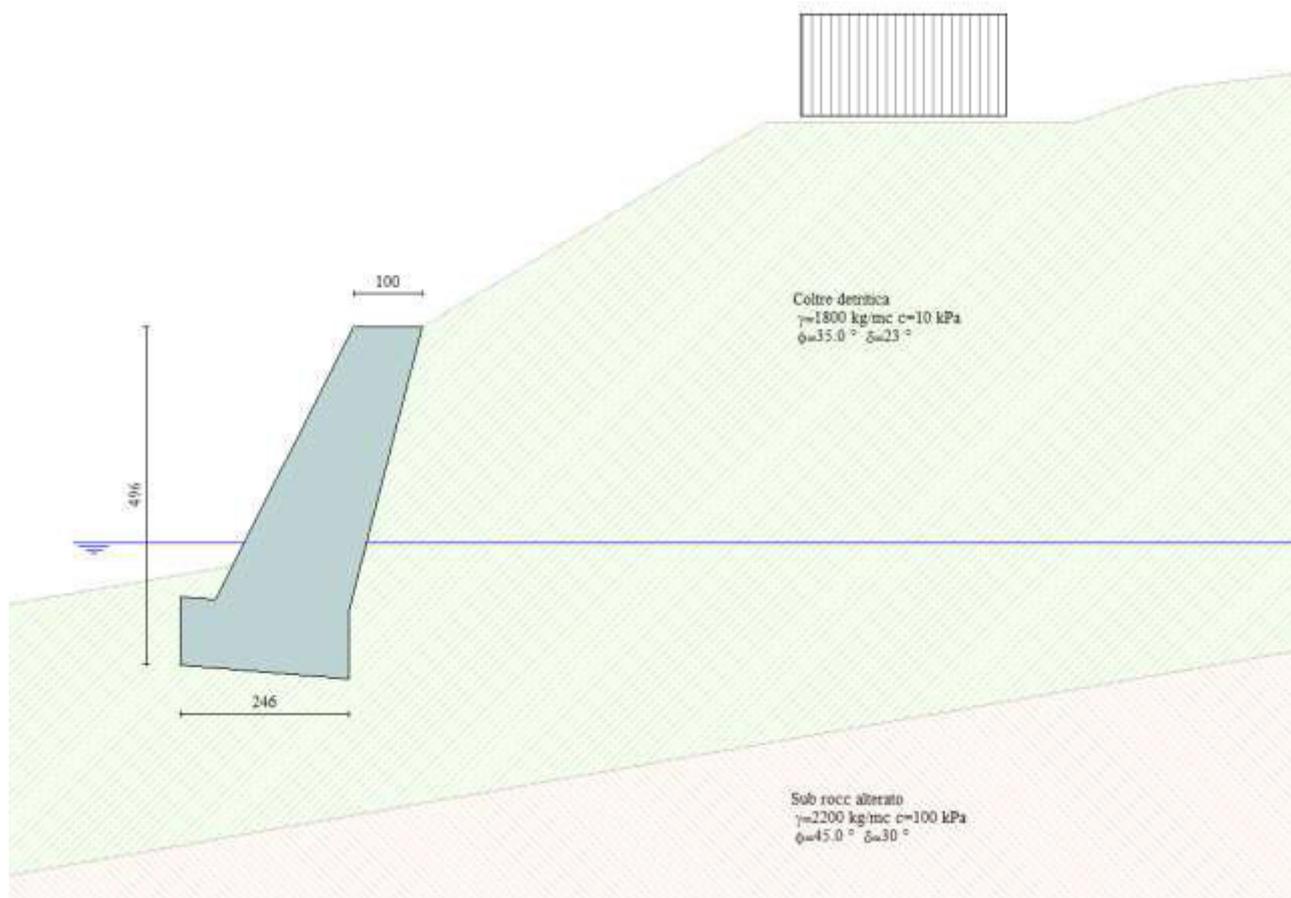


Figura 17 Geometria di modellazione e condizione di carico (traffico veicolare 2000 kg/m)

### 10.1.2 Sollecitazioni agenti

Si riporta di seguito l'involuppo delle sollecitazioni agenti sull'opera di sostegno.

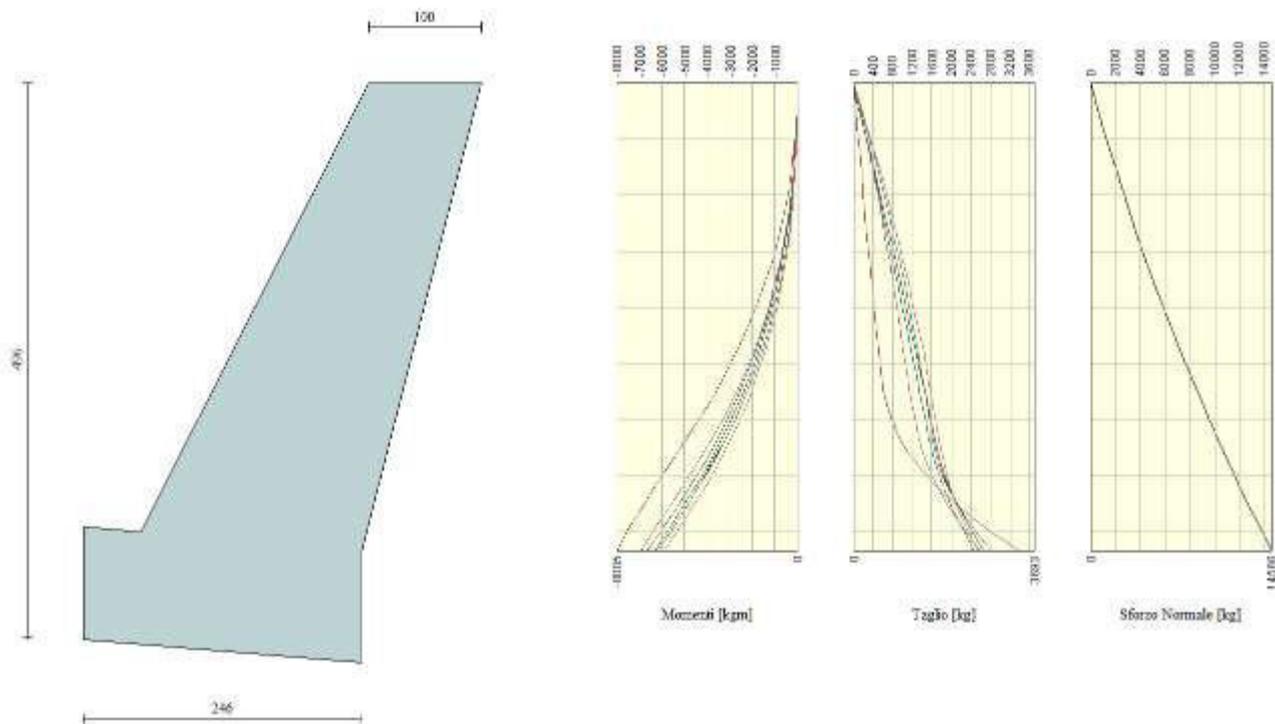


Figura 18 Involuppo sollecitazioni agenti sul paramento

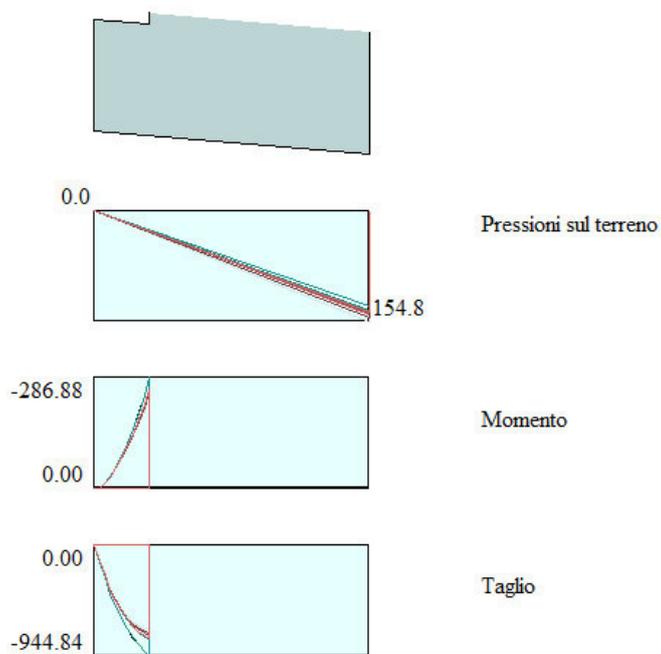


Figura 19 Involuppo sollecitazioni agenti sulla fondazione – Pressione sul terreno [kPa], Momento [kgm], Taglio [kg]

### 10.1.3 Verifiche geotecniche

Dettagli coefficienti di sicurezza globali e spinte								
Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)	Spinta[kg]	Incr. sism.[kg]
1	A1-M1 - [1]	--	--	4.11	12.24	--	1448.17	0.00
2	A2-M2 - [1]	--	--	2.51	4.68	--	2900.50	0.00
3	EQU - [1]	--	3.90	--	--	--	3711.63	0.00
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1.43	2900.50	0.00
5	A1-M1 - [2]	--	--	3.92	12.07	--	1559.32	0.00
6	A2-M2 - [2]	--	--	1.95	4.21	--	3785.73	0.00
7	EQU - [2]	--	3.64	--	--	--	4771.81	0.00
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1.40	3785.73	0.00
9	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	3.18	10.11	--	347.97	1395.11
10	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	3.16	10.81	--	347.97	1111.93
11	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	1.16	<b>2.98</b>	--	2900.50	2632.03
12	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	<b>1.15</b>	3.17	--	2900.50	2150.23
13	EQU - [3]	SismaH + SismaV positivo	3.54	--	--	--	2900.50	2632.03
14	EQU - [3]	SismaH + SismaV negativo	<b>3.21</b>	--	--	--	2900.50	2150.23
15	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	<b>1.30</b>	2900.50	2632.03
16	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	1.30	2900.50	2150.23
17	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	3.18	10.11	--	347.97	1395.11
18	SLEQ - [1]	--	--	22.32	14.11	--	347.97	0.00
19	SLEF - [1]	--	--	22.32	14.11	--	347.97	0.00
20	SLER - [1]	--	--	22.32	14.11	--	347.97	0.00

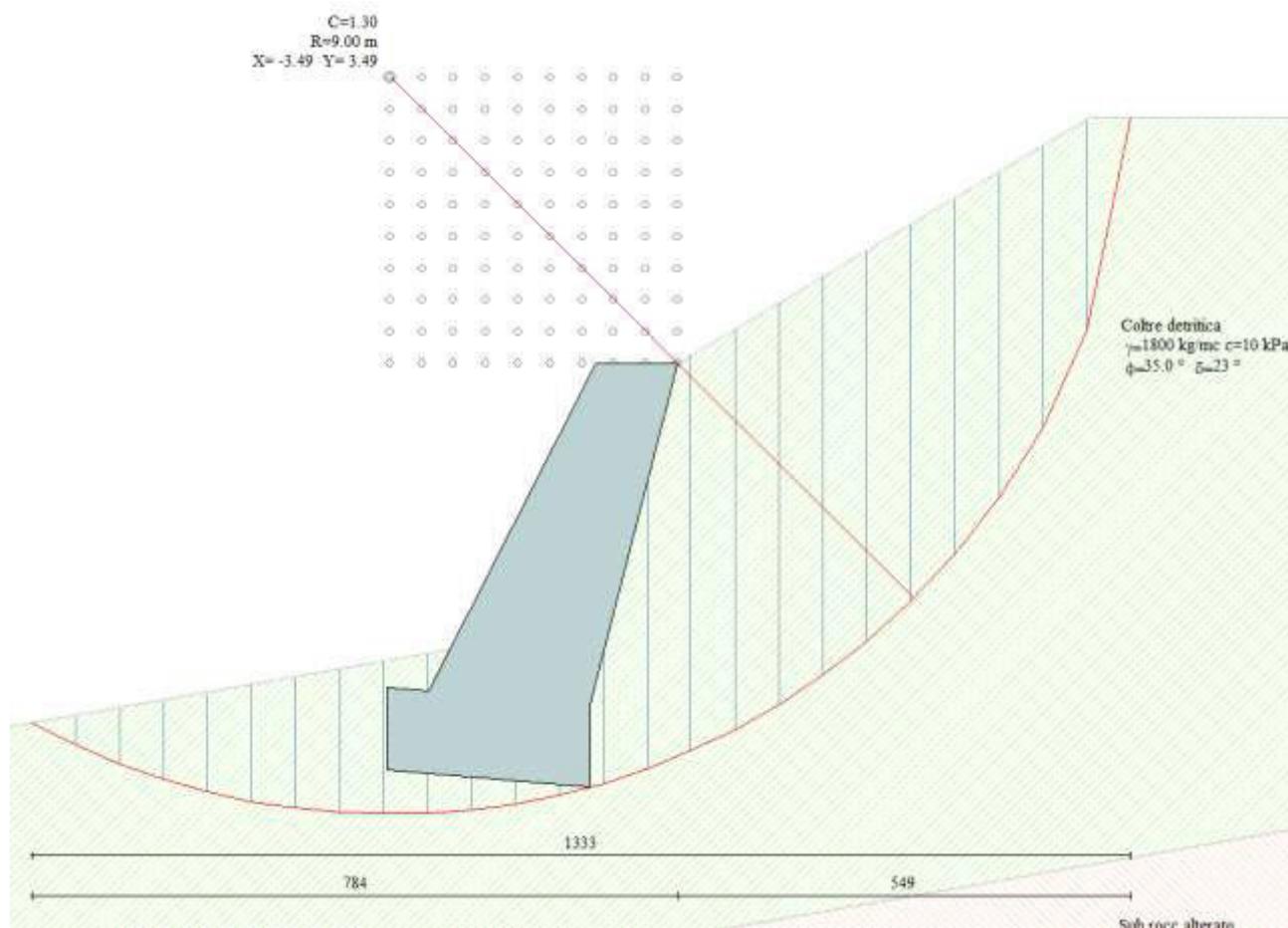
Figura 20 Combinazioni di verifica – dettagli coefficienti di sicurezza globali e spinte

In figura seguente si riportano i coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche risultanti dal calcolo; a sinistra quelli relativi alla combinazione 1 e a destra i minimi calcolati.

Risultati Analisi - Comb. 1			
<b>Coefficiente di sicurezza a ribaltamento</b>	3.90	■	3.21 [14] IB: 3 - EQU
<b>Coefficiente di sicurezza a scorrimento</b>	2.51	■	1.15 [12] IB: 3 - A2-M2
<b>Coefficiente di sicurezza a carico limite</b>	4.68	■	2.98 [11] IB: 3 - A2-M2
<b>Coefficiente di sicurezza stabilità globale</b>	1.43	■	1.30 [15] IB: 3 - STAB

Figura 21 Coefficienti di sicurezza

In figura seguente il cerchio critico con FS di stabilità globale minore.



**Figura 22 Cerchio critico con fattore di sicurezza minore**

L'opera risulta verificata al ribaltamento, allo scorrimento, al carico ultimo ed alla stabilità globale, con i fattori di sicurezza riassunti nella seguente tabella.

<b>Fs minimi</b>	<b>Ribaltamento</b>	<b>Scorrimento</b>	<b>Carico limite</b>	<b>Stabilità globale</b>
<b>Scogliera</b>	<b>3.21</b>	<b>1.15</b>	<b>2.98</b>	<b>1.30</b>

## 10.2

### 10.3 Intervento 3A

#### 10.3.1 Geometria di modellazione e condizione di carico

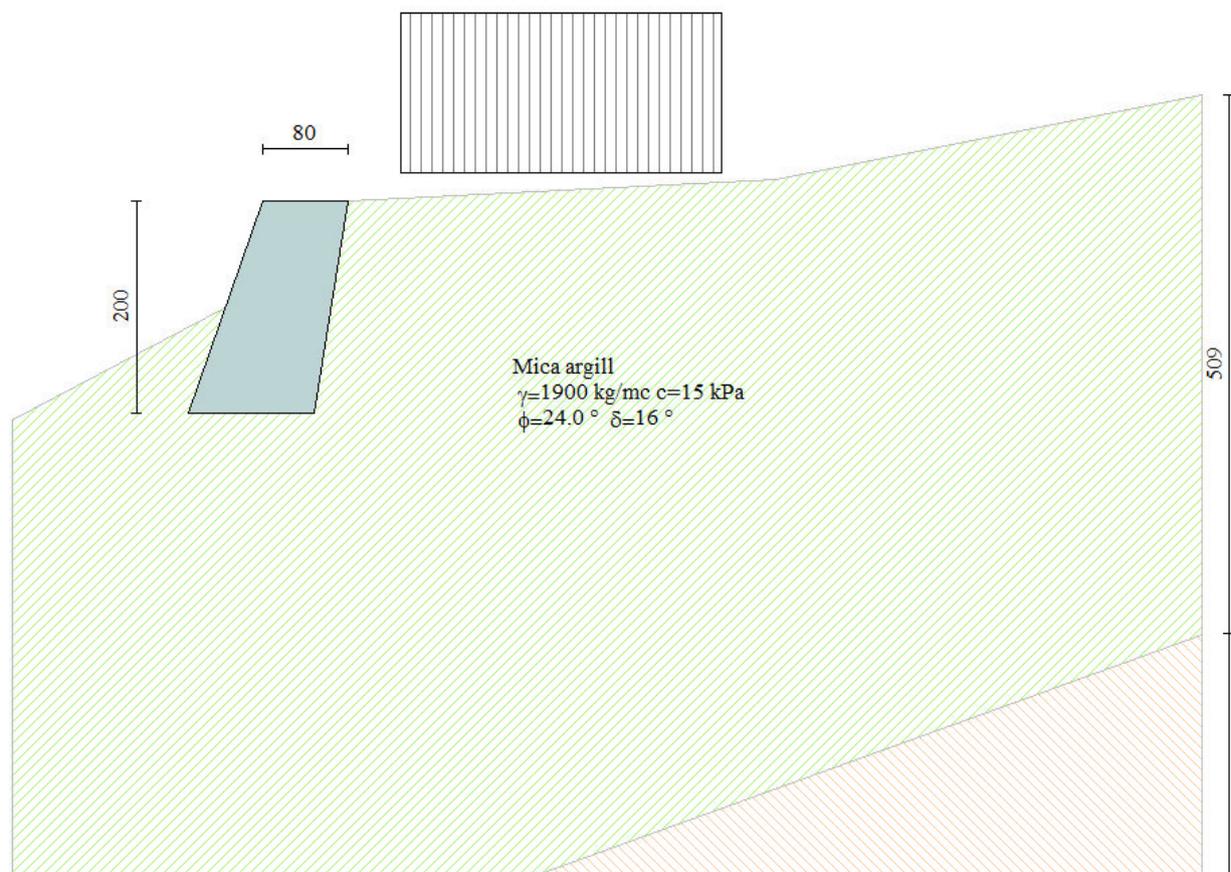


Figura 23 Geometria di modellazione e condizione di carico (traffico veicolare 2000 kg/m)

#### 10.3.2 Sollecitazioni agenti

Si riporta di seguito l'involuppo delle sollecitazioni agenti sull'opera di sostegno.

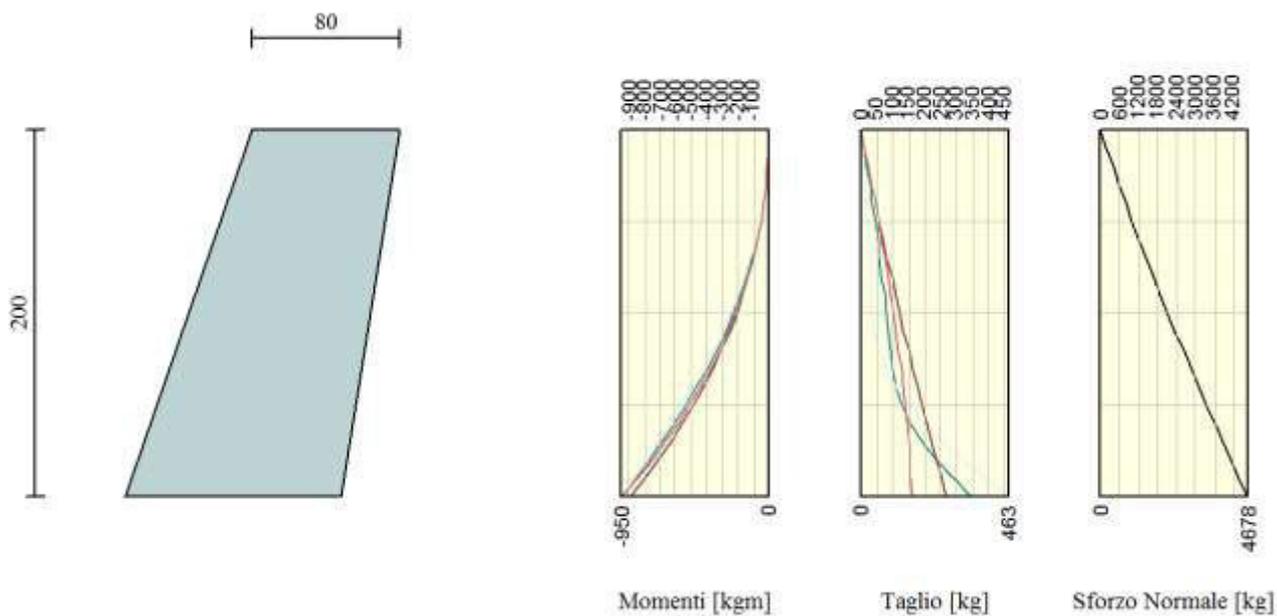


Figura 24 Involuppo sollecitazioni agenti sull'opera di sostegno

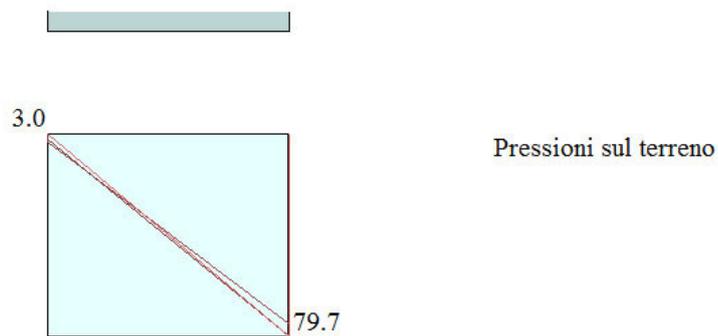


Figura 25 Involuppo pressioni sul terreno (kPa)

### 10.3.3 Verifiche geotecniche

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)	Spinta[kg]	Incr. sism.[kg]
1	A1-M1 - [1]	--	--	99.99	11.54	--	0.00	0.00
2	A2-M2 - [1]	--	--	99.99	6.74	--	0.00	0.00
3	EQU - [1]	--	99.90	--	--	--	0.00	0.00
4	STAB - [1]	--	--	--	--	2.86	0.00	0.00
5	A1-M1 - [2]	--	--	10.39	9.91	--	219.25	0.00
6	A2-M2 - [2]	--	--	<b>4.46</b>	<b>5.46</b>	--	406.47	0.00
7	EQU - [2]	--	12.54	--	--	--	693.42	0.00
8	STAB - [2]	--	--	--	--	<b>1.83</b>	406.47	0.00
9	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	8.43	9.82	--	0.00	0.00
10	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	8.15	10.42	--	0.00	0.00
11	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	6.75	5.79	--	0.00	0.00
12	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	6.52	6.14	--	0.00	0.00
13	EQU - [3]	SismaH + SismaV positivo	15.70	--	--	--	0.00	0.00
14	EQU - [3]	SismaH + SismaV negativo	<b>10.61</b>	--	--	--	0.00	0.00
15	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	2.55	0.00	0.00
16	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	2.63	0.00	0.00
17	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	8.43	9.82	--	0.00	0.00
18	SLEQ - [1]	--	--	99.99	11.54	--	0.00	0.00
19	SLEF - [1]	--	--	99.99	11.54	--	0.00	0.00
20	SLEP - [1]	--	--	99.99	11.54	--	0.00	0.00

Figura 26 Combinazioni di verifica – dettagli coefficienti di sicurezza globali e spinte

In figura seguente si riportano i coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche risultanti dal calcolo; a sinistra quelli relativi alla combinazione 1 e a destra i minimi calcolati.

<b>Coefficiente di sicurezza a ribaltamento</b>	99.90	■	10.61 [14]	IB: 3 - EQU
<b>Coefficiente di sicurezza a scorrimento</b>	99.99	■	4.46 [6]	IB: 2 - A2-M2
<b>Coefficiente di sicurezza a carico limite</b>	6.74	■	5.46 [6]	IB: 2 - A2-M2
<b>Coefficiente di sicurezza stabilità globale</b>	2.86	■	1.83 [8]	IB: 2 - STAB

Figura 27 Coefficienti di sicurezza

In figura seguente il cerchio critico con FS di stabilità globale minore.

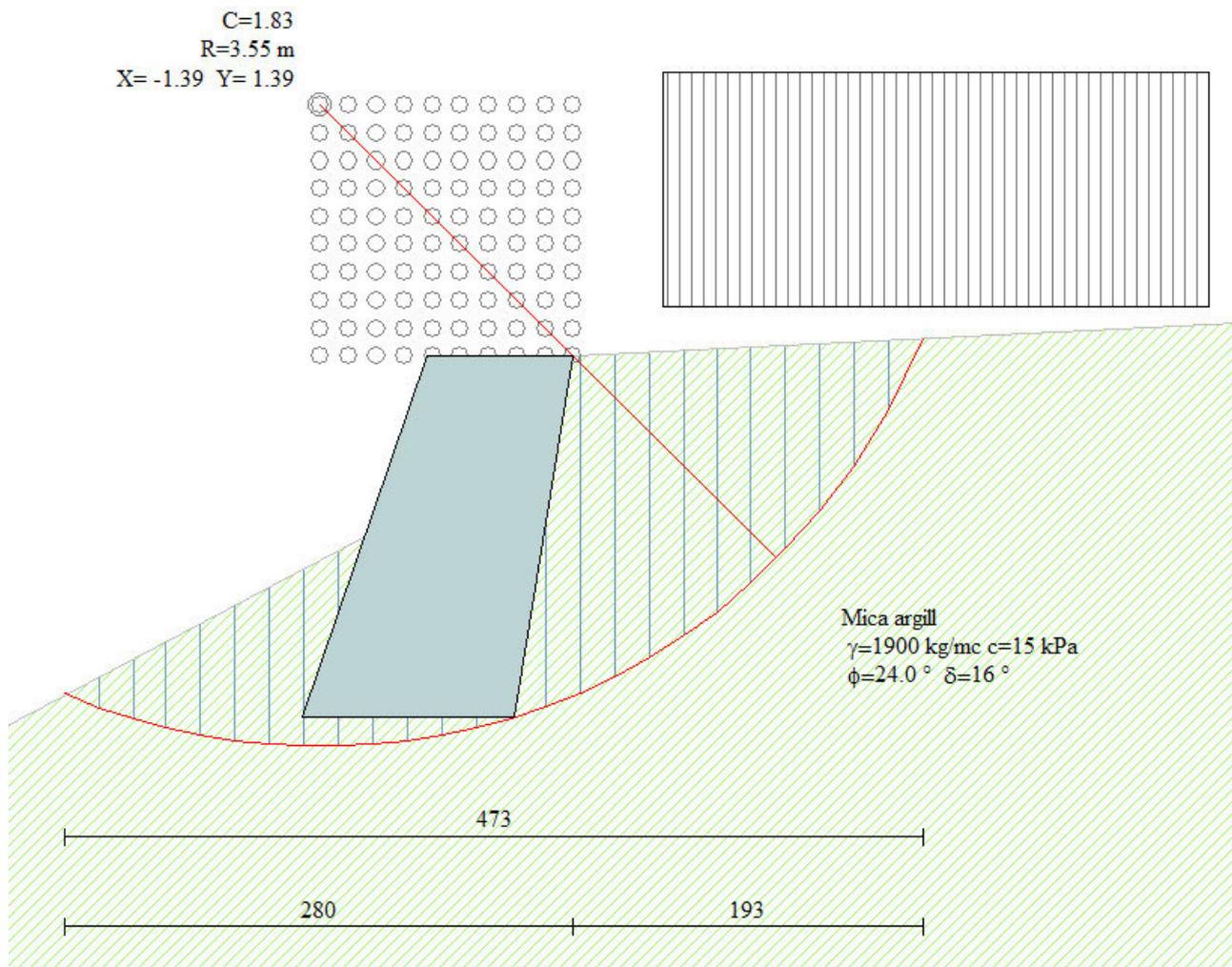


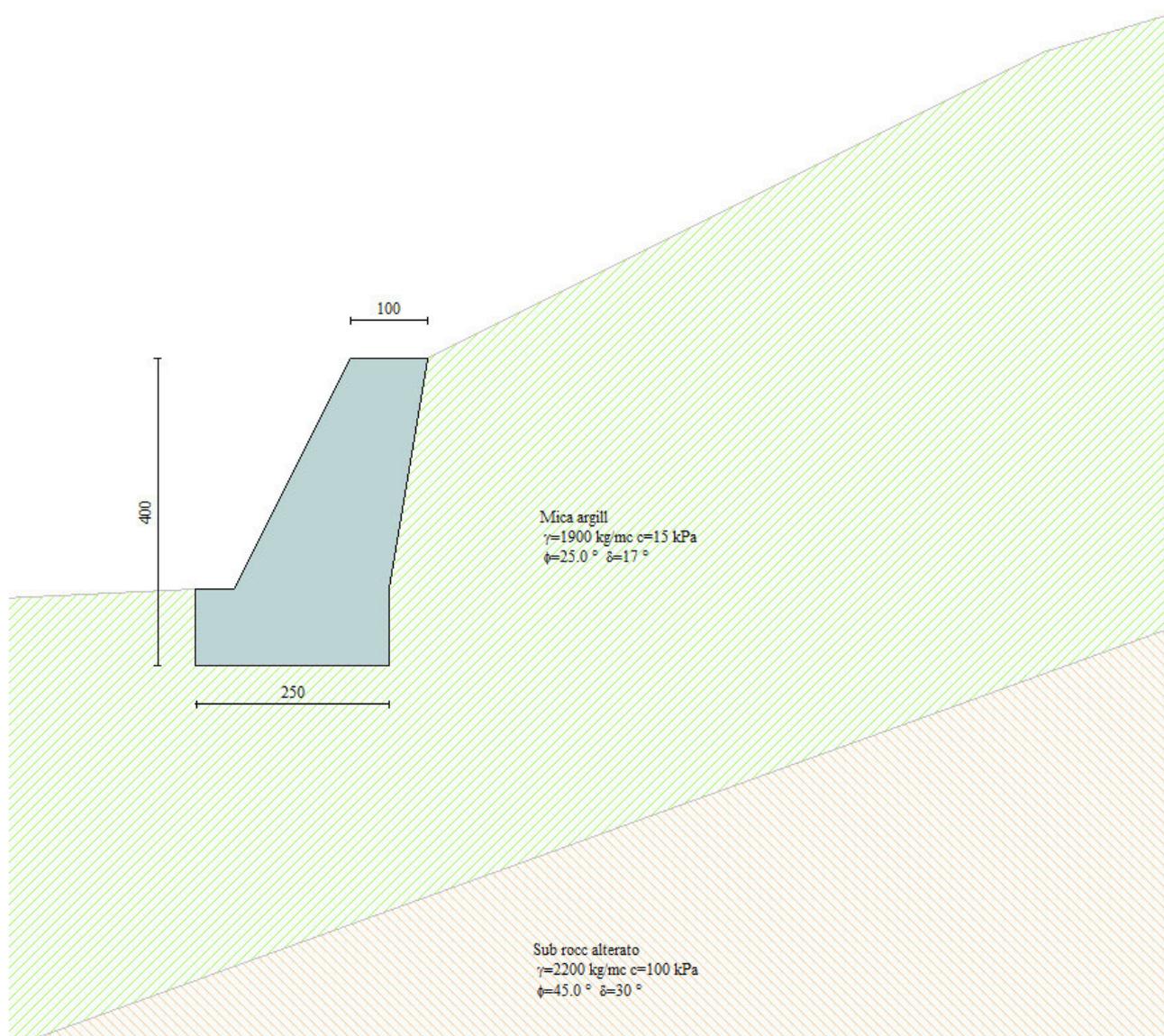
Figura 28 Cerchio critico con fattore di sicurezza minore

L'opera risulta verificata al ribaltamento, allo scorrimento, al carico ultimo ed alla stabilità globale, con i fattori di sicurezza riassunti nella seguente tabella.

Fs minimi	Ribaltamento	Scorrimento	Carico limite	Stabilità globale
Scogliera	10.61	4.46	5.46	1.83

## 10.4 Intervento 3B

### 10.4.1 Geometria di modellazione



### 10.4.2 Sollecitazioni agenti

Si riporta di seguito l'involuppo delle sollecitazioni agenti sull'opera di sostegno.

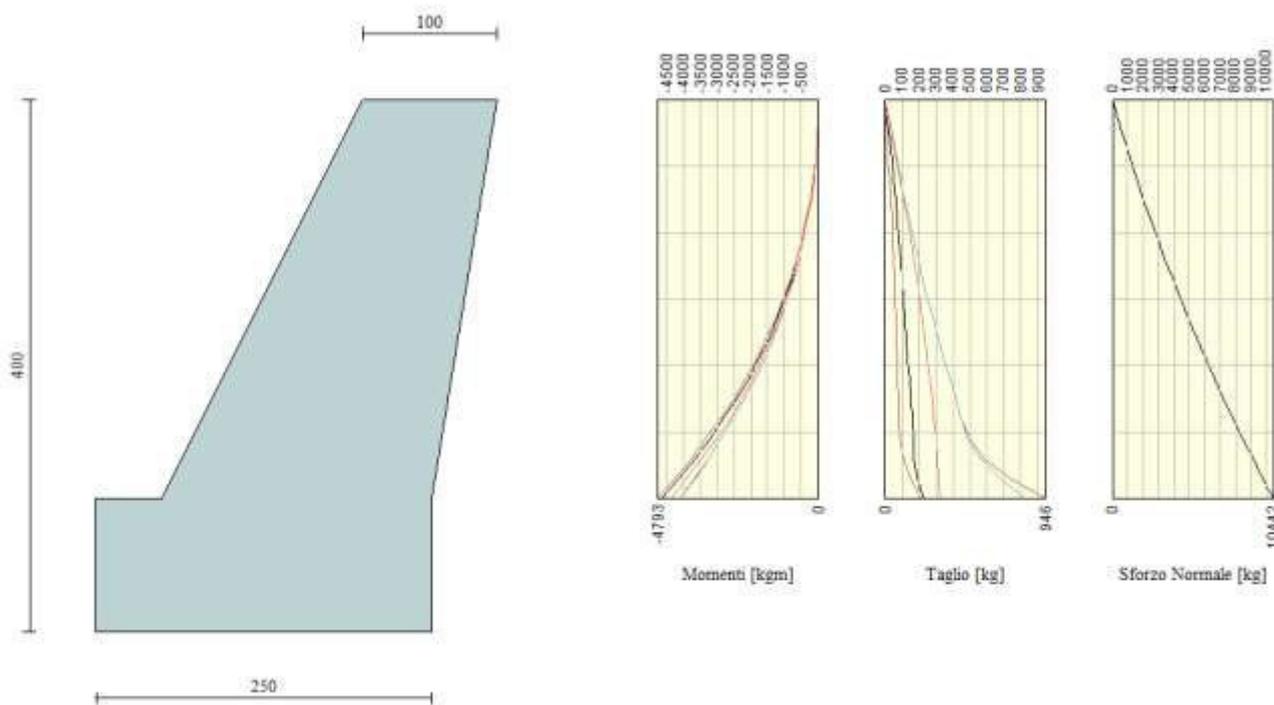


Figura 29 Inviluppo sollecitazioni agenti sul paramento

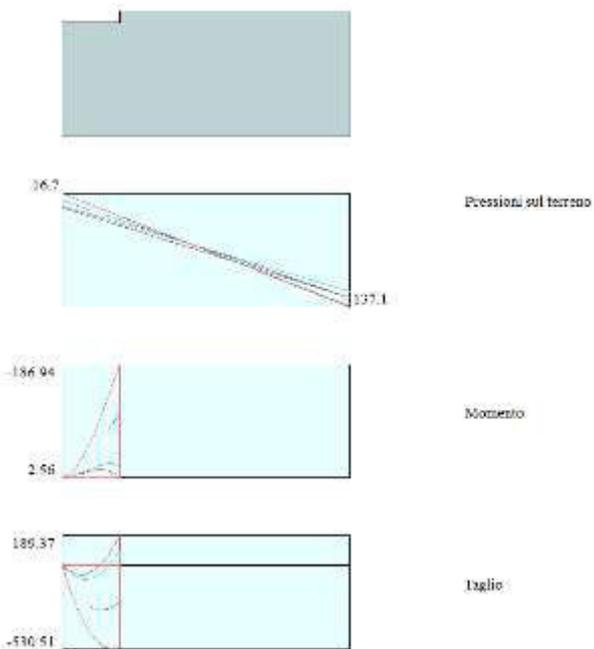


Figura 30 Inviluppo sollecitazioni agenti sulla fondazione – Pressioni sul terreno (kPa), Momento (kgm), Taglio (kg)

### 10.4.3 Verifiche geotecniche

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)	Spinta[kg]	Incr. sism.[kg]
1	A1-M1 - [1]	--	--	5.72	6.11	--	1269.40	0.00
2	A2-M2 - [1]	--	--	3.78	3.36	--	1520.49	0.00
3	EQU - [1]	--	20.78	--	--	--	2170.59	0.00
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1.72	1520.49	0.00
5	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	4.93	6.54	--	233.12	193.13
6	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	4.55	6.06	--	233.12	379.75
7	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	<b>1.73</b>	<b>2.94</b>	--	1520.49	889.85
8	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	1.88	3.20	--	1520.49	477.82
9	EQU - [2]	SismaH + SismaV negativo	<b>8.42</b>	--	--	--	1520.49	477.82
10	EQU - [2]	SismaH + SismaV positivo	10.54	--	--	--	1520.49	889.85
11	STAB - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	<b>1.55</b>	1520.49	889.85
12	STAB - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	1.58	1520.49	477.82
13	SLEQ - [1]	--	--	30.91	6.97	--	233.12	0.00
14	SLEF - [1]	--	--	30.91	6.97	--	233.12	0.00
15	SLER - [1]	--	--	30.91	6.97	--	233.12	0.00

Figura 31 Combinazioni di verifica – dettagli coefficienti di sicurezza globali e spinte

In figura seguente si riportano i coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche risultanti dal calcolo; a sinistra quelli relativi alla combinazione 1 e a destra i minimi calcolati.

<b>Coefficiente di sicurezza a ribaltamento</b>	20.78	■	8.42 [9]	IB: 2 - EQU
<b>Coefficiente di sicurezza a scorrimento</b>	3.78	■	1.73 [7]	IB: 2 - A2-M2
<b>Coefficiente di sicurezza a carico limite</b>	3.36	■	2.94 [7]	IB: 2 - A2-M2
<b>Coefficiente di sicurezza stabilità globale</b>	1.72	■	1.55 [11]	IB: 2 - STAB

Figura 32 Coefficienti di sicurezza

In figura seguente il cerchio critico con FS di stabilità globale minore.

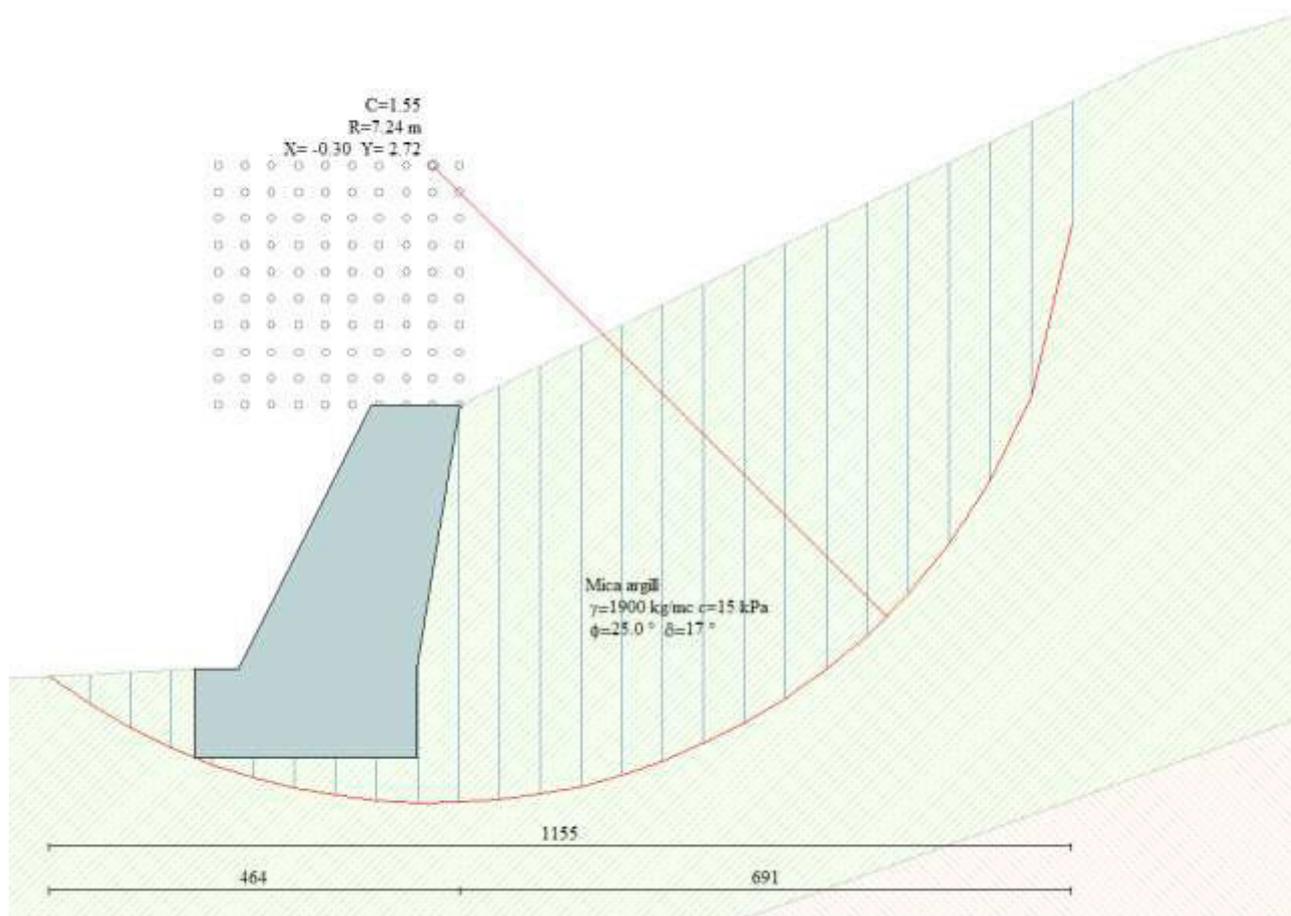


Figura 33 Cerchio critico con fattore di sicurezza minore

L'opera risulta verificata al ribaltamento, allo scorrimento, al carico ultimo ed alla stabilità globale, con i fattori di sicurezza riassunti nella seguente tabella.

Fs minimi	Ribaltamento	Scorrimento	Carico limite	Stabilità globale
Scogliera	8.42	1.73	2.94	1.55

## 10.5 Verifica di stabilità dell'intera scarpata oggetto dell'Intervento 3

Per ultima, è stata effettuata la verifica di stabilità globale dell'intero versante oggetto dell'intervento 3, a seguito della riprofilatura e della messa a dimora delle opere di sostegno previste.

### 10.5.1 Codice di calcolo

Tale verifica è stata effettuata con l'ausilio del software di calcolo STAP (Stabilità Pendii in Terreni e Rocce), sviluppato da Aztec Informatica srl in ambiente Windows, dedicato all'analisi di stabilità di pendii in terreni e rocce in condizioni statiche o con sisma in direzione orizzontale e/o verticale.

Il programma è dotato di un ambiente grafico interattivo attraverso il quale è possibile definire il problema da analizzare: stratigrafia, falda, carichi e interventi. La falda può essere freatica o artesianica e in condizioni idrostatiche o di flusso stazionario.

I carichi possono essere:

- concentrati, verticali o orizzontali;
- distribuiti, costanti o variabili linearmente sia orizzontali sia verticali.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

### 10.5.2 Descrizione del metodo di calcolo

La verifica alla stabilità del pendio deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a **1.10**.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare.

In particolare il programma esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

Nella descrizione dei metodi di calcolo si adatterà la seguente simbologia:

$l$	lunghezza della base della striscia
$\alpha$	angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale
$b$	larghezza della striscia $b=l \times \cos(\alpha)$
$\phi$	angolo di attrito lungo la base della striscia
$c$	coesione lungo la base della striscia
$\gamma$	peso di volume del terreno
$u$	pressione neutra

<b>W</b>	peso della striscia
<b>N</b>	sforzo normale alla base della striscia
<b>T</b>	sforzo di taglio alla base della striscia
<b>E<sub>s</sub>, E<sub>d</sub></b>	forze normali di interstriscia a sinistra e a destra
<b>X<sub>s</sub>, X<sub>d</sub></b>	forze tangenziali di interstriscia a sinistra e a destra
<b>E<sub>a</sub>, E<sub>b</sub></b>	forze normali di interstriscia alla base ed alla sommità del pendio
<b>ΔX</b>	variazione delle forze tangenziali sulla striscia <b>ΔX = X<sub>d</sub> - X<sub>s</sub></b>
<b>ΔE</b>	variazione delle forze normali sulla striscia <b>ΔE = E<sub>d</sub> - E<sub>s</sub></b>

Il calcolo è stato eseguito seguendo 3 metodi diversi:

- Metodo di Janbu;
- Metodo di Morgenstern-Price;
- Metodo di Sarma.

Per brevità viene riportata di seguito soltanto la trattazione teorica del metodo di Janbu..

### METODO DI JANBU

La principale ipotesi del metodo di Janbu è quella di trascurare le forze di interstriscia verticali. Questo metodo, diversamente da quelli visti in precedenza, consente l'analisi di stabilità per qualsiasi forma della superficie di rottura.

Il coefficiente di sicurezza, della singola superficie di scorrimento presa in considerazione, nel metodo di Janbu semplificato si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum_1^n [c_i b_i + (N_i / \cos \alpha_i - u_i b_i) \tan \phi_i]}{\sum_1^n W_i \tan \alpha_i}$$

dove il termine N<sub>i</sub> è espresso da

$$N_i = \frac{W_i - (c_i l_i \sin \alpha_i / F) + (u_i l_i \tan \phi \sin \alpha_i / F)}{m}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{F}$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $a_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $f_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Janbu semplificato contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $F$ . Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $F$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

### 10.5.3 Coefficienti da NTC/2008

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	Simbologia	A2 Statico	A2 Sismico
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.30	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	Simbologia	M2 Statico	M2 Sismico
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1.25	1.25
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.25	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.40	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.60	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	1.00	1.00

Coefficiente di sicurezza richiesto 1.10

### 10.5.4 Caratteristiche geotecniche e condizione di carico

#### Descrizione terreno

##### Simbologia adottata

$N_r$	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in kg/mc
$\gamma_w$	Peso di volume saturo del terreno espresso in kg/mc
$\phi$	Angolo d'attrito interno 'efficace' del terreno espresso in gradi
$c$	Coesione 'efficace' del terreno espressa in kPa
$\phi_u$	Angolo d'attrito interno 'totale' del terreno espresso gradi
$c_u$	Coesione 'totale' del terreno espressa in kPa

n°	Descrizione	$\gamma$ [kg/mc]	$\gamma_{sat}$ [kg/mc]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]
1	Miscisti argillificati	1900	2000	25.00	15.0
2	Sub roccioso alterato	2200	2400	45.00	100.0

## Stratigrafia

Si riporta di seguito un'immagine estratta dal software di calcolo, esemplificativa della topografia del versante, della stratigrafia e del livello di falda ipotizzato, della condizione di carico e dell'ubicazione delle opere di sostegno in progetto.

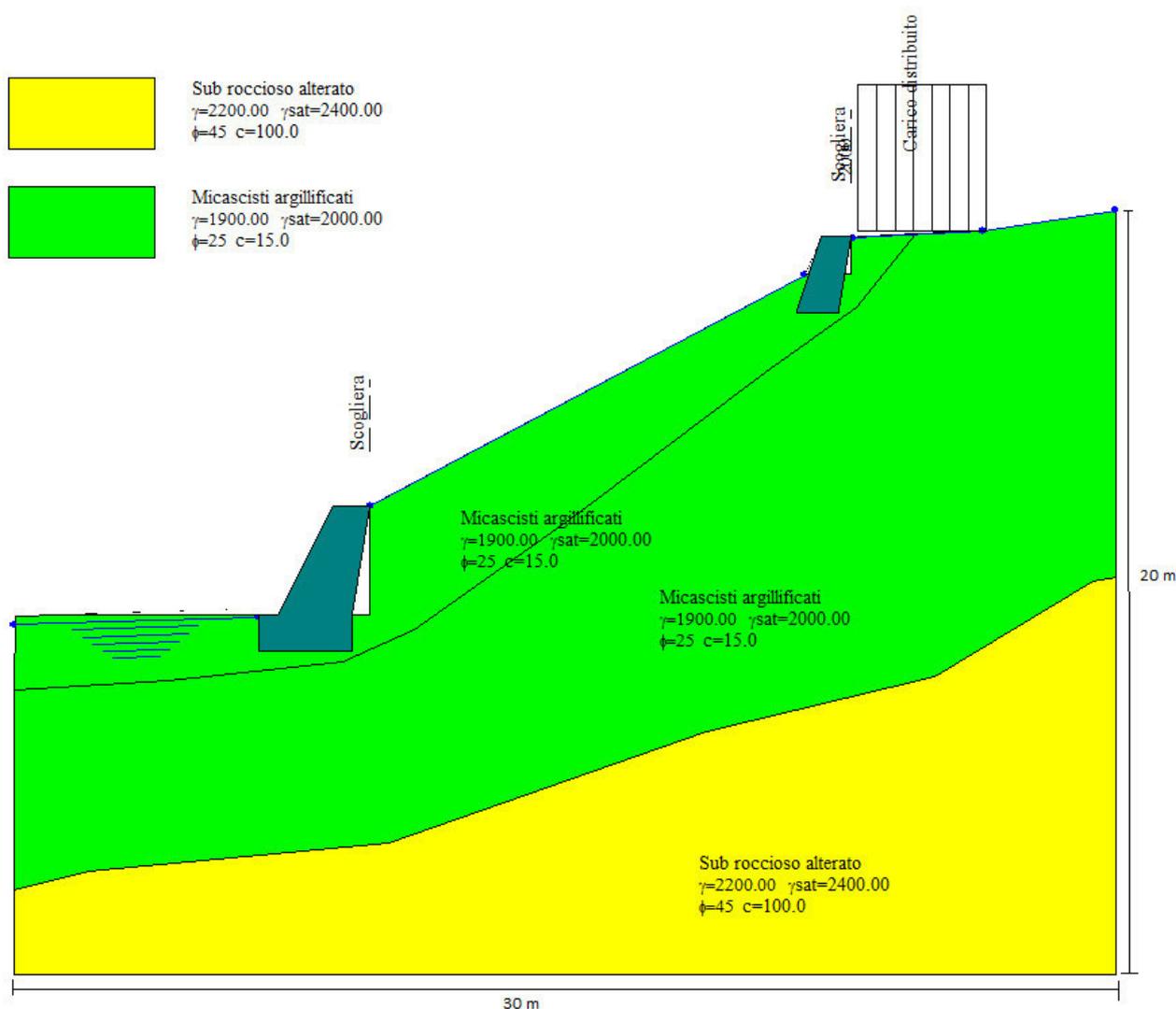


Figura 34 Sezione analizzata

L'inclinazione media della scarpata si attesta attorno ai 28°. E' stata cautelativamente ipotizzata una potenza dello strato di micascisti argillificati alterati variabile tra 10.0 e 15.0 m. Questo strato è stato a sua volta suddiviso in due strati aventi gli stessi parametri geotecnici, ma differenti permeabilità: il più superficiale, con potenza di c.ca 3/4 m, permeabile, mentre il più profondo impermeabile, così da simulare l'imbibizione del solo strato superficiale.

## Carichi sul profilo

### Simbologia e convenzioni di segno adottate

L'ascissa è intesa positiva da sinistra verso destra.

$N^{\circ}$  Identificativo del sovraccarico agente

Descrizione Descrizione carico

Carichi distribuiti

$X_i, X_f$  Ascissa iniziale e finale del carico espressa in [m]

$V_{xi}$ ,  $V_{xr}$ ,  $V_{yi}$ ,  $V_{yr}$  Intensità del carico in direzione X e Y nei punti iniziale e finale, espresse in [kg/m]

### Carichi distribuiti

n°	Descrizione	$X_i$	$X_r$	$V_{yi}$	$V_{yr}$	$V_{xi}$	$V_{xr}$
		[m]	[m]	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	Carico distribuito	23.00	26.50	2000	2000	0	0

## 10.5.5 Opzioni di calcolo

### Impostazioni delle superfici di rottura

#### Superfici di rottura a spirale logaritmica

Si considerano delle superfici di rottura a spirale logaritmica generate tramite la seguente maglia dei centri e passanti per il punto P(9.25, 8.84)

### Opzioni di calcolo

Per l'analisi sono stati utilizzati i seguenti metodi di calcolo:

- JANBU
- MORGENSTERN
- SARMA

Le superfici sono state analizzate solo in condizioni **sismiche**.

Le superfici sono state analizzate per i casi:

- Parametri caratteristici [PC];
- Parametri di progetto [A2-M2]
- Sisma orizzontale e Sisma verticale (verso il basso e verso l'alto)

Analisi condotta in termini di **tensioni efficaci**

Presenza di falda

Presenza di carichi distribuiti

### Condizioni di esclusione

Sono state escluse dall'analisi le superfici aventi:

- |   |       |     |
|---|-------|-----|
| - lunghezza di corda inferiore a              | 1.00  | m   |
| - freccia inferiore a                         | 0.50  | m   |
| - volume inferiore a                          | 2.00  | mc  |
| - ascissa di intersezione a valle minore di   | 2.00  | m   |
| - ascissa di intersezione a monte maggiore di | 25.00 | m   |
| - pendenza media della superficie inferiore a | 1.00  | [%] |

## 10.5.6 Risultati analisi

In figura seguente si riporta un quadro riassuntivo dei coefficienti di sicurezza (minimi e massimi) calcolati con ogni metodo.



## 11 Conclusioni

Nella presente relazione sono stati illustrati i risultati delle verifiche geotecniche di stabilità delle opere di sostegno del tipo “scogliera in massi di cava non cementati”, previste nell’ambito del progetto “*PMO scheda 24.01 11.70*”, nel comune di Bricherasio (TO).

Dopo un inquadramento geologico geomorfologico delle aree di intervento, si è proceduto con le verifiche di stabilità, facendo riferimento all’attuale normativa vigente, il DM 14/01/2008. Oltre alla stabilità locale delle singole opere in progetto, per l’intervento previsto in “Strada Baita” (denominato “Intervento 3” nel testo della relazione), che prevede la realizzazione di n.2 scogliere, una in corrispondenza del coronamento del corpo di frana subito a tergo della strada e una al piede della scarpata, è stata effettuata anche la verifica di stabilità dell’intero versante a seguito della riprofilatura e della realizzazione delle opere di sostegno.

Dai risultati ottenuti tutte le verifiche effettuate risultano **SODDISFATTE**.

Per quanto concerne l’aspetto vincolistico, l’area in cui è ubicato l’intervento in Località Cuccia, ricade in una zona vincolata da un punto di vista idrogeologico ai sensi della L.R. Piemonte n.45/89. A tal riguardo, viste le esigue volumetrie di scavo e superfici interessate dai lavori, le competenze autorizzative ricadono sul comune di Bricherasio (TO). Si può comunque affermare che tale intervento, vista la natura delle opere in progetto e l’entità delle lavorazioni connesse alla loro realizzazione, si inserisce perfettamente nel contesto geomorfologico e idrogeologico del settore interessato, non modificando l’equilibrio idraulico del territorio ed assicurando la stabilità del versante in frana.