

COMMITTENTE:



## COMUNE DI BOLLENGO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

OGGETTO:

### INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO DI DISSESTO IDROGEOLOGICO RETICOLO IDROGRAFICO E A PROTEZIONE ABITATI IN COMUNE DI BOLLENGO

LOCALITÀ DELL'INTERVENTO:

COMUNE DI BOLLENGO

FASE PROGETTUALE:

### PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

8	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-
1	Agosto 2020	PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO		G.N.	G.N.
REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	RIESAMINATO

TITOLO:

### RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

ARCHIVIO:

4848

FILE N°:

TESTALINI

DATA:

Loranzè, Agosto 2020



**HYDROGEOS**  
STUDIO TECNICO ASSOCIATO

TAVOLA N°

C

SCALA:

**Studio Tecnico Associato**

ing. GABRIELE  
ing. NOASCONO  
ing. ODETTO  
geol. CAMBULI  
ing. VIGNONO  
ing. ZAPPALÀ  
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 Loranzè (TO)  
TEL. 0125/19.70.499  
FAX 0125/56.40.14  
e-mail: [info.hydrogeos@ilquadrifoglio.to.it](mailto:info.hydrogeos@ilquadrifoglio.to.it)

PROGETTISTA:

TIMBRO:

ALTRA FIGURA:

Dott. Geol. Paolo CAMBULI  
N° 850 ORDINE GEOLOGI  
REGIONE PIEMONTE



ALTRA FIGURA:

TIMBRO:



## 1.1. INDICE

1.1. INDICE.....	1
1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	4
3. INTERVENTO IN PROGETTO: INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO, GEOMETRIA, METODO E CODICE DI CALCOLO.....	5
4. INTERVENTI IN PROGETTO DESCRIZIONE .....	9
4.1. Intervento A – Rio Morto – Suolatura alveo.....	9
4.2. Intervento B – Rio Morto – Suolatura alveo.....	12
4.3. Intervento C – Messa in sicurezza strada.....	14
4.4. Intervento D – Rio Vignarossa – Sistemazione alveo.....	16
4.5. Intervento E – Rio Vignarossa – Sistemazione alveo .....	19
4.1. Interventi F – Canaletta laterale.....	22
5. Opere oggetto di verifica geotecnica.....	24
5.1. Descrizione intervento C.....	24
6. INTERFERENZE CON IL TERRITORIO CIRCOSTANTE .....	31
6.1. Vincolo idrogeologico.....	31
6.2. PAI – SIFRAP – PRGC.....	31
6.3. Interferenze con strutture esistenti .....	35
7. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOMORFOLOGICHE E GEOTECNICHE .....	36
7.1. Geomorfologia.....	40
7.2. Inquadramento geologico .....	40
7.3. Parametri geotecnici .....	44
8. DATI DELLA STRUTTURA, ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO.....	45



---

10.	CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI.....	52
11.	AZIONI .....	53
11.1.	Carichi permanenti strutturali .....	53
11.2.	Carichi permanenti non strutturali.....	53
11.3.	Carichi variabili .....	53
12.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	54
12.1.	Descrizione combinazioni di carico.....	57
13.	COMBINAZIONI DI VERIFICA .....	61
13.1.	Livello falda a monte della scogliera a 1.50 m dal piano d'imposta della fondazione, falda a valle della scogliera assente.....	62
13.1.1.	Geometria di modellazione .....	62
13.1.2.	Sollecitazioni agenti .....	62
13.1.3.	Verifiche geotecniche.....	64
14.	CONCLUSIONI .....	67

---

---

## 1. PREMESSA

La presente relazione riporta un inquadramento topografico, geologico, geomorfologico e vincolistico dell'area interessata dagli interventi previsti nell'ambito del progetto *"Interventi di mitigazione del rischio di dissesto idrogeologico del reticolo idrografico e a protezione abitati in comune di Bollengo"*.

Il progetto si compone di una molteplicità di interventi, dislocati sul territorio comunale di Bollengo, che, come suggerisce l'oggetto, si configurano come interventi di mitigazione del rischio di dissesto idrogeologico del reticolo idrografico. Dopo una breve descrizione degli interventi, dettagliata in relazione tecnica e nelle tavole progettuali, si riportano le verifiche geotecniche di stabilità della "scogliera in massi di cava non cementati" prevista per l'intervento di allargamento della sezione stradale – Intervento C.





---

## 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 17/01/2018 – *“Norme tecniche per le costruzioni”*;
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 “ Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M 17/01/2018 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. INTERVENTO IN PROGETTO: INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO, GEOMETRIA, METODO E CODICE DI CALCOLO**

Il progetto prevede la realizzazione di una serie di interventi idraulici lungo il Rio Vignarossa ed il Rio Morto che hanno come scopo il miglioramento delle condizioni di deflusso dei due corsi d'acqua con conseguente mitigazione del rischio di dissesto idrogeologico specialmente legato al verificarsi di eventi di precipitazione di notevole entità sia in termini di durata che di intensità. Nel corso degli anni infatti i due rii hanno già causato diverse situazioni di rischio. Si evidenzia che, parte degli interventi di cui al presente progetto, sono funzionali al completamento di opere parzialmente realizzate.

Gli interventi sono localizzati in due differenti aree nel Comune di Bollengo (TO), la prima situata tra le Frazioni Broglin e San Pietro di Pessano e la seconda in prossimità del concentrico.

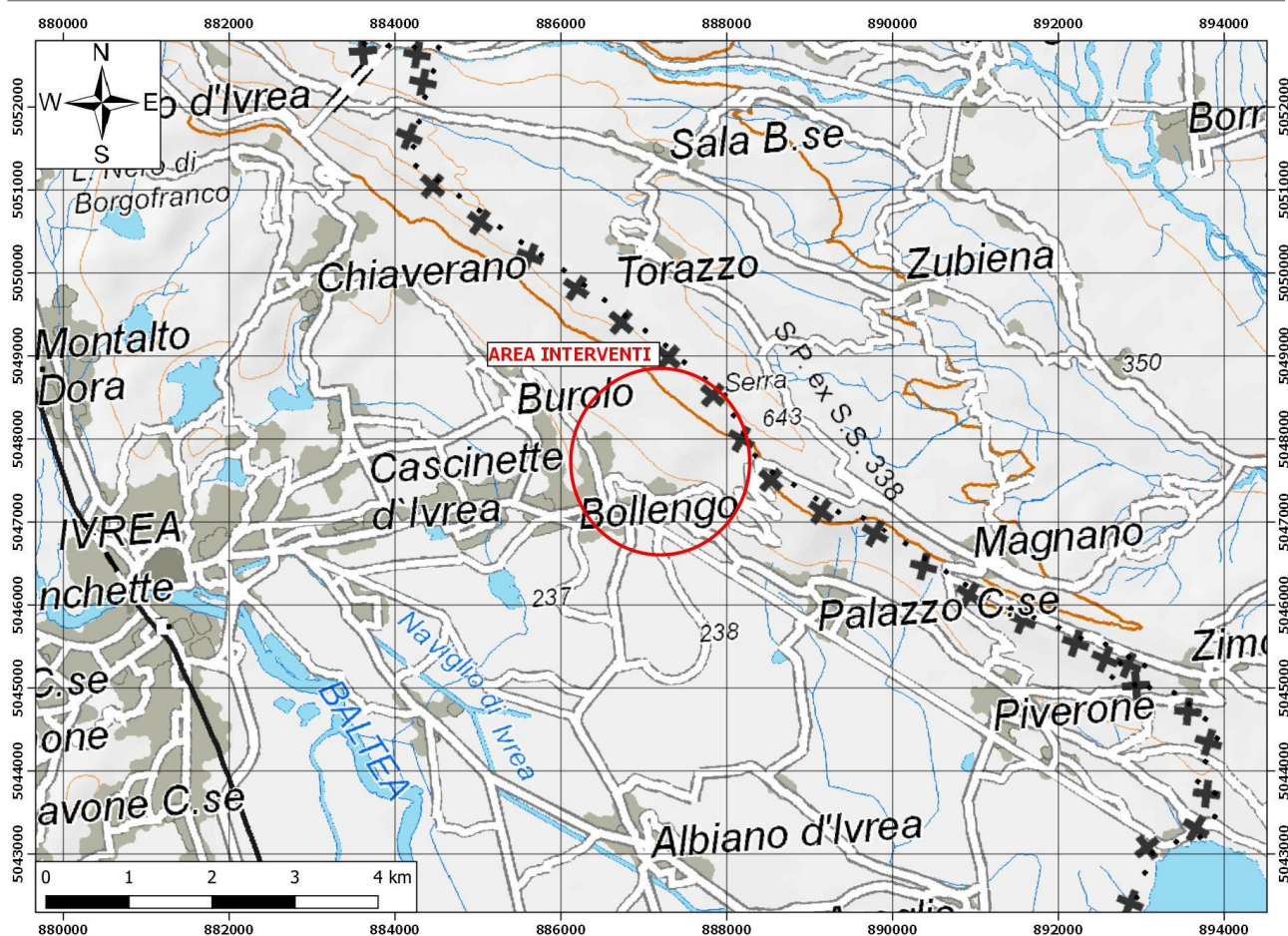


Figura 1 Inquadramento geografico – sfumo 250k

Gli interventi in questione vengono denominati come segue:

- Intervento A – Suolatura alveo;
- Intervento B – Suolatura alveo;
- Intervento C – Messa in sicurezza strada;
- Intervento D – Sistemazione alveo;
- Intervento E – Sistemazione alveo;
- Intervento F – Canaletta laterale.

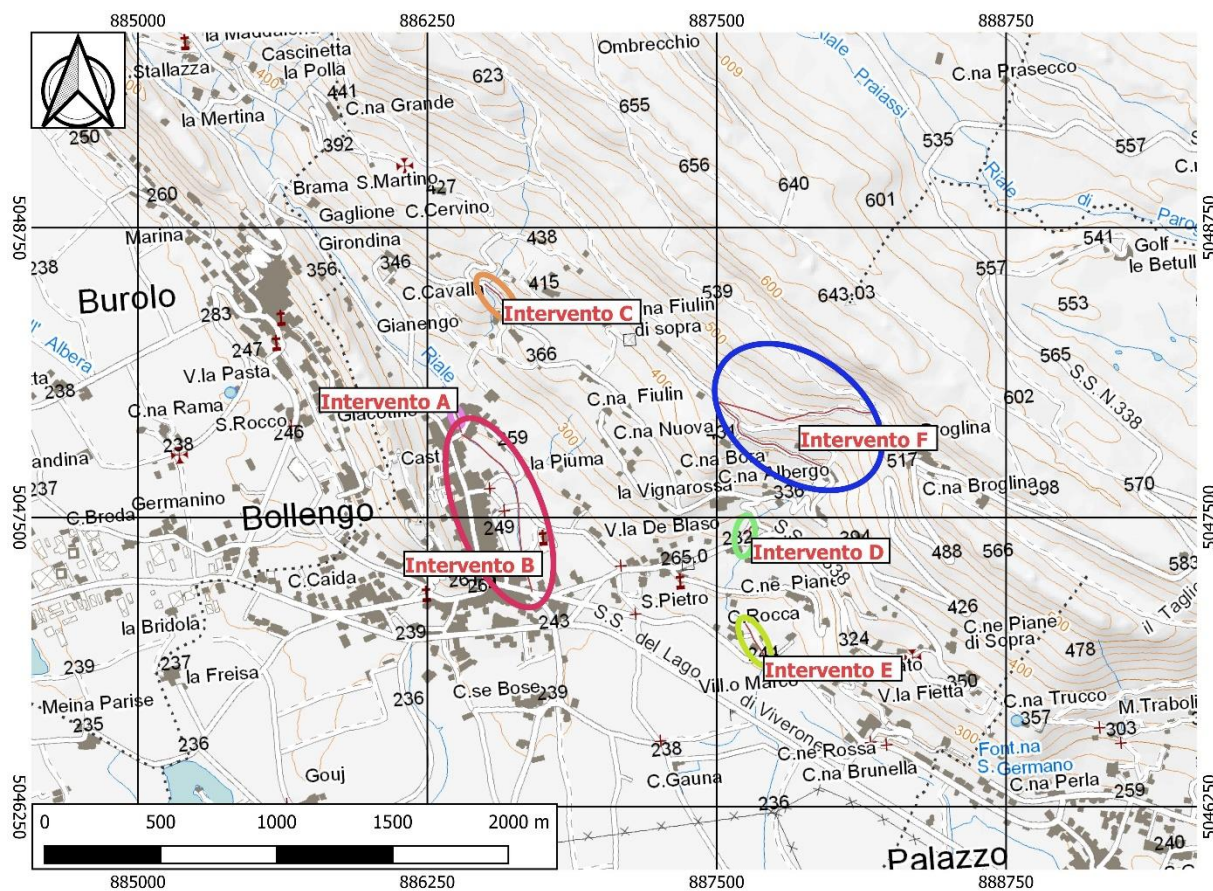


Figura 2: Inquadramento geografico – sfumo 50k



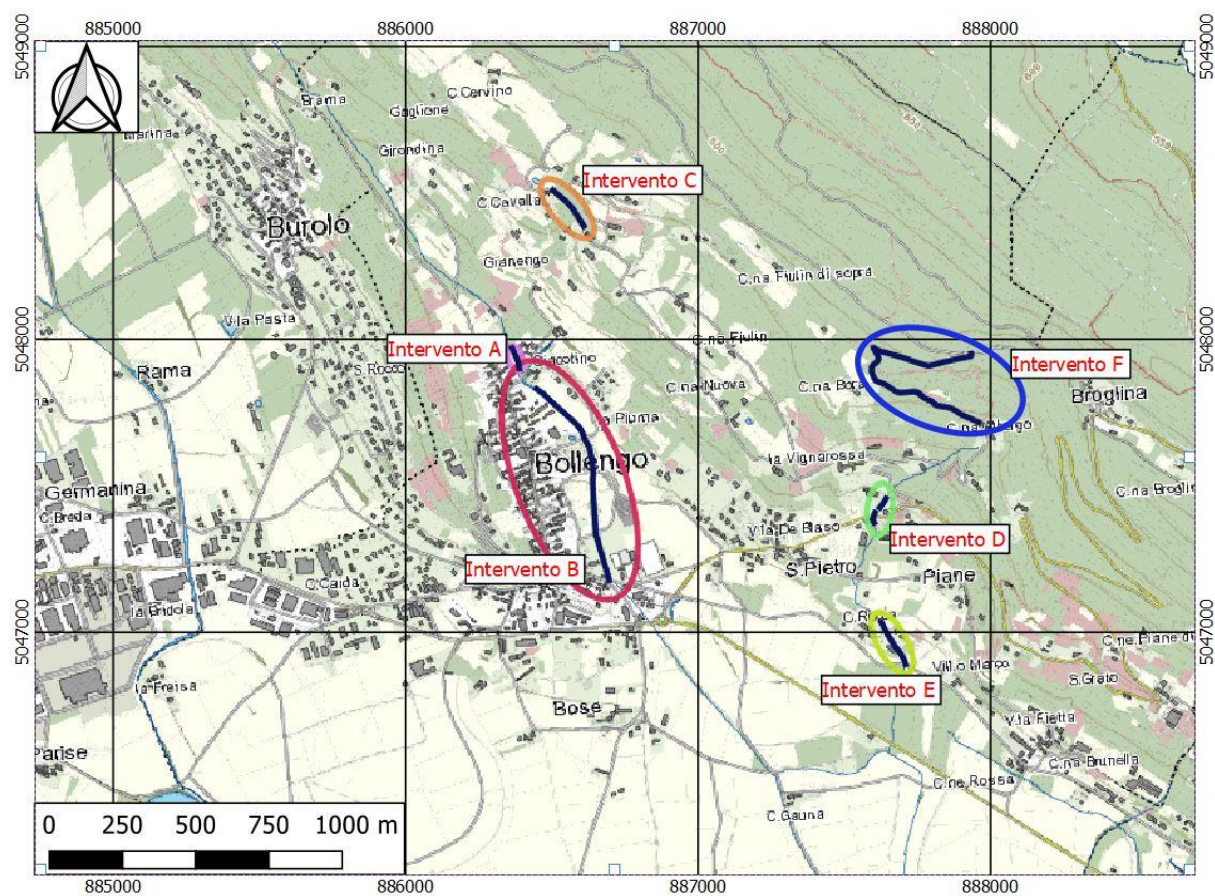


Figura 3: Inquadramento BDTRE 25000



#### 4.1. Intervento A – Rio Morto – Suolatura alveo

Tel. +39 0125 1970499  
Fax +39 0125 564014  
info.hydrogeos@ilquadrifoglio.to.it  
info.hydrogeos@pec.it





*Figura 5: Inquadramento Intervento A.*

La sezione del rio è caratterizzata da pietrame di piccole e medie dimensioni che di volta in volta viene trasportato dalla corrente durante gli eventi di piena.

Le modeste portate che defluiscono nel Rio Morto in alcuni periodi dell'anno permettono una crescita rigogliosa di vegetazione infestante. Il rio non presenta una vegetazione ripariale di particolare pregio ed è quindi soggetto saltuariamente ad interventi di pulizia e taglio della vegetazione per il ripristino della funzionalità idraulica.



*Figura 6: Sezione del Rio Morto nel tratto a monte dell'attraversamento di Via G.C. Rossetto con sponde erose dalla corrente.*



*Figura 7: Sezione fluviale invasa dalle sterpaglie.*





---

## 4.2. Intervento B – Rio Morto – Suolatura alveo

L'intervento B interessa il tratto del Rio Morto a valle di quello precedente che anche in questo caso costeggia il concentrico di Bollengo (Fig. 8).



*Figura 8: Inquadramento Intervento B.*

In questo secondo tratto però il corso d'acqua è già fortemente antropizzato. La problematica risulta comunque essere la stessa di quella espressa nel caso precedente, seppure visibilmente meno evidente.



*Figura 9: Tratto ricoperto da vegetazione.*



*Figura 10: Difesa spondale senza fondazione*





*Figura 11: Particolare della fondazione mancante.*

### **4.3. Intervento C – Messa in sicurezza strada**

L'intervento C interessa la Strada Giacotino situata a nord est del concentrico del comune di Bollengo (Fig. 12).



*Figura 12: Inquadramento Intervento C.*

Ad oggi la strada è interessata da possibili cedimenti. La zona nella quale è collocata infatti è considerata soggetta a dissesto idrogeologico. La strada ha una larghezza piuttosto limitata e i carichi del traffico stradale sommati, sul lato di monte, ad un versante non stabile incrementano il numero di crepe longitudinali già presenti sul lato di valle del sedime stradale, che sicuramente sono da collegarsi a dei cedimenti già in corso. Il sedime stradale attuale non consente né il posizionamento di barriere stradali sul lato di valle né la messa in opera di canalette di regimazione delle acque tali da consentire che il ruscellamento diffuso e le acque di corrivazione provenienti dal versante soprastante siano correttamente regimate. Questo comporta delle condizioni di sicurezza molto limitate per la circolazione stradale.



*Figura 13: A sinistra versante instabile e a destra versante particolarmente scosceso.*

Tale intervento è stato inserito a seguito di una richiesta effettuata da parte dell'Amministrazione Comunale, evidenziante le instabili condizioni nelle quali si trova la strada attualmente. La via in questione si trova a nord est del concentrico di Bollengo e si tratta precisamente della Strada Giacotino. Secondo quanto riferito dai tecnici comunali, confermato anche dal sopralluogo effettuato, il sedime stradale del tratto in esame è interessato da cedimenti; la zona nella quale ci si trova infatti è soggetta a dissesto idrogeologico. L'intervento consiste nella messa in sicurezza di Strada Giacotino





che attualmente presenta, oltre che una larghezza particolarmente limitata, segni di cedimento del sedime stradale legati alle precarie condizioni di stabilità del versante a valle. L'opera in progetto, che si ritiene l'unica attuabile per non aggravare la stabilità complessiva del versante, consiste in un allargamento della strada sul lato di monte in modo tale da regimare correttamente le acque e allontanare i carichi del traffico stradale dal ciglio di valle.

#### 4.4. Intervento D – Rio Vignarossa – Sistemazione alveo

Il presente intervento interessa un tratto del rio Vignarossa presente in Frazione San Pietro di Pessano precisamente a monte dell'attraversamento della SP338 lungo la strada Vicinale del Vignarossa (Fig. 14).



Figura 14: Inquadramento Intervento D

La sponda destra del corso d'acqua risulta occupata da materiale vegetale che giace al di sopra delle difese attualmente esistenti. A separare la sezione fluviale dalla strada d'ingresso ad un edificio privato situato nell'area, è presente un muretto a secco realizzato con mattoni di terracotta che in alcuni punti

risulta spostato dalla sua sede originaria e in generale in condizioni di precaria stabilità, condizioni dovute con molta probabilità ai fenomeni erosivi generati dall'energica corrente idrica.



*Figura 15: Vegetazione all'interno dell'alveo.*



*Figura 16: Muretto di separazione tra l'alveo e la strada privata.*

La pendenza del corso d'acqua in esame infatti è piuttosto elevata perciò in caso di forti precipitazioni l'acqua si carica di grande potenza scorrendo con notevole energia; allo stato attuale la sezione fluviale è occupata oltretutto dalla vegetazione cresciuta negli anni e che in caso di eventi





particolarmente piovosi ostruisce il naturale deflusso del corso d'acqua il quale provocando in tal modo un veloce innalzamento del livello idrico andando a creare danni lungo la SP338 e le abitazioni limitrofe (Fig. 15 e 16).



*Figura 17: Sezione fluviale dove sono previste le soglie di fondo.*

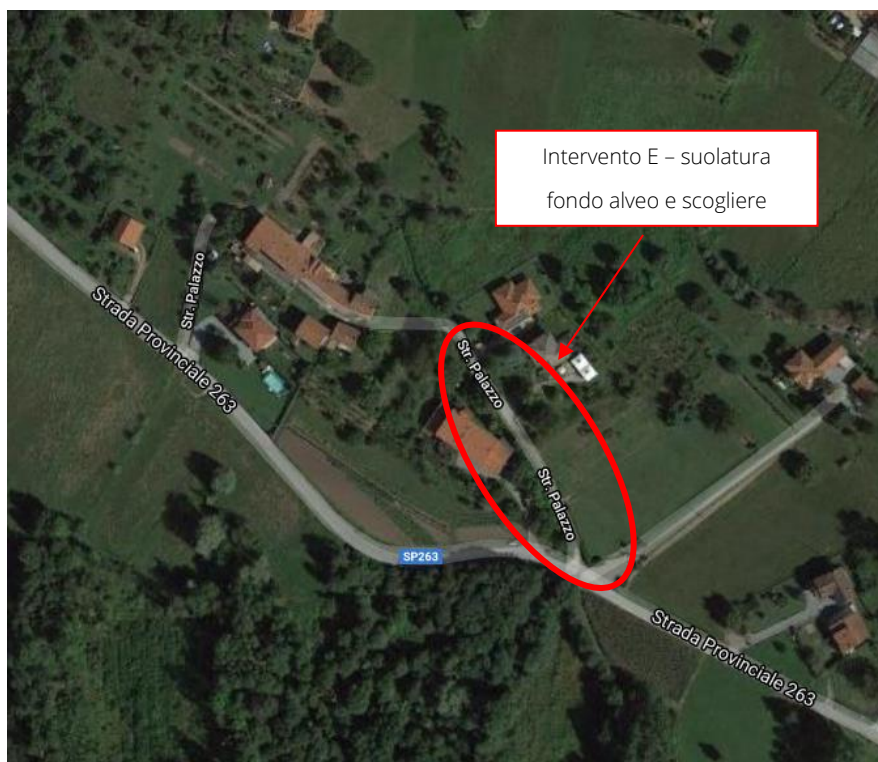


*Figura 18: Rio Vignarossa in corrispondenza del ponte di attraversamento della SP 338.*

#### **4.5. Intervento E – Rio Vignarossa – Sistemazione alveo**

Il presente intervento interessa il tratto del Rio Vignarossa più a valle situato in Loc. Piane, a sud della Loc. San Pietro (Fig. 19).





*Figura 19: Inquadramento Intervento E.*

La sezione del rio è completamente intasata dal materiale vegetale che nel tempo è cresciuto e ha preso piede invadendo oltre che le sponde fluviali anche il centro alveo. Come nel caso precedente, tale condizione implica che in presenza di eventi alluvionali di notevole intensità la sezione idrica risulta occupata da altro materiale, parzialmente in alcuni tratti e quasi totalmente in altri, cosicché nell'arco di poco tempo il livello idrico si alza e facilmente possono verificarsi inondazioni delle aree limitrofe. Questo crea notevoli rischi per le abitazioni pertinenziali sovrastanti e adiacenti il rio proprio in corrispondenza del tratto in esame, a monte del quale si trova anche un piccolo guado che fa da collegamento tra le abitazioni e la Strada Palazzo che conduce alla SP263. Inoltre, se le sterpaglie e la fitta vegetazione ostruiscono la sezione fluviale aumenta anche la possibilità che in corrispondenza del guado si crei un "tappo" il cui attraversamento non risulterebbe dunque più sicuro. Tale situazione è visibile nelle Fig. 20, 21 e 22 sottostanti.



*Figura 20: Tratto del Rio Vignarossa completamente intasato da vegetazione.*



*Figura 21: Tratto del Rio Vignarossa totalmente intasato da vegetazione.*





*Figura 22: Tratto del Rio Vignarossa parzialmente intasato da vegetazione.*

## **4.1. Interventi F – Canaletta laterale**

Il presente intervento, relativo ad opere di completamento, interessa l'area a est del concentrico in Località Broglina, più precisamente sulla strada che collega la frazione San Pietro di Pessano con quella sopracitata (Fig. 23).



*Figura 23: Inquadramento Interventi F. canaletta laterale.*

La strada è accostata sul lato destro in direzione Loc. Broglina già da un fosso naturale dove si canalizzano naturalmente le acque. Esso però è prevalentemente occupato da sterpaglie e vegetazione e accumuli derivanti da una frana antica che quindi si imbibisce creando un potenziale pericolo di riattivazione frana. Nella situazione attuale la funzione di canalizzazione delle acque non

viene svolta ma si manifestano accumuli di acqua mista a terra lungo una strada che essendo per lo più sterrata risulta già di difficile percorrenza.

Tale situazione appena descritta è riconoscibile nelle Fig. 24 e 25 poste a seguire.



*Figura 24: Strada Broglina.*



*Figura 25: Salita per Loc. Broglina.*





---

## 5. Opere oggetto di verifica geotecnica

Nella presente saranno verificate geotecnicamente solo le opere aventi una certa rilevanza strutturale ovvero quelle afferenti l'intervento C.

### 5.1. Descrizione intervento C

L'intervento C previsto dal presente progetto preliminare consiste nella messa in sicurezza della strada Giacotino che si trova a nord-est del concentrico.

La strada ha una larghezza piuttosto limitata ed è impostata su un versante il cui lato di valle risulta essere particolarmente scosceso tale da non consentire un ampliamento in sicurezza della sede stradale. Il sedime stradale attuale di dimensioni piuttosto limitate non consente né il posizionamento di barriere stradali sul lato di valle né la messa in opera di canalette di regimazione delle acque tali da consentire che il ruscellamento diffuso e le acque di corrivazione provenienti dal versante soprastante siano correttamente regimate. Questo comporta delle condizioni di sicurezza molto limitate per la circolazione stradale. In merito alla stabilità del versante si evidenziano alcuni tratti in cui si hanno evidenti segni di ruscellamento concentrato tali da pregiudicare, per il futuro, la stabilità del sedime stradale poiché potrebbero essere interessati da un'evoluzione retrograda e/o da fenomeni parossistici di scoscendimenti interessanti il sedime stradale. Si evidenzia inoltre che sul lato di valle la pavimentazione stradale presenta notevoli segni di cedimento quali crepe longitudinali tali da far presupporre un equilibrio precario per lo meno del tratto sul lato di valle.

Considerando la condizione topografica e geomorfologica attuale del versante l'unica soluzione progettuale attuabile è quella di un allargamento della strada sul lato di monte ove è presente un substrato dalle caratteristiche geologiche tali da consentirne la messa in opera in condizioni di sicurezza. L'allargamento sul lato di monte consente di regimare correttamente le acque, posizionare le barriere stradali di sicurezza a protezione della viabilità, di allontanare i carichi del traffico stradale dal ciglio della strada riducendo quindi l'influenza del traffico sulla stabilità complessiva del versante.

Per garantire una più sicura viabilità ai cittadini che percorrono tale strada si ritiene opportuno attribuire una priorità elevata a tale intervento a completamento del quale verrà anche realizzato ex novo il ponticello che si incontra procedendo in direzione Burolo.

---

Verrà effettuato uno scavo preliminare di profondità pari a 50 cm per una larghezza di circa 4,5 m, previa rimozione di tutti i rovi e vegetazione presenti. Successivamente verrà realizzato uno strato di fondazione di spessore compreso tra i 20 e i 30 cm mediante la posa in opera di misto granulare anidro stabilizzato compattato con rullo, al di sopra del quale verrà posto uno strato di emulsione bituminosa al 55% di bitume in ragione di Kg 0,800/m<sup>2</sup>. La strada verrà ampliata per una larghezza netta di 3 m; a sostenere il pendio che comunque si riversa sulla strada e a protezione dunque della stessa verrà realizzata una scogliera.

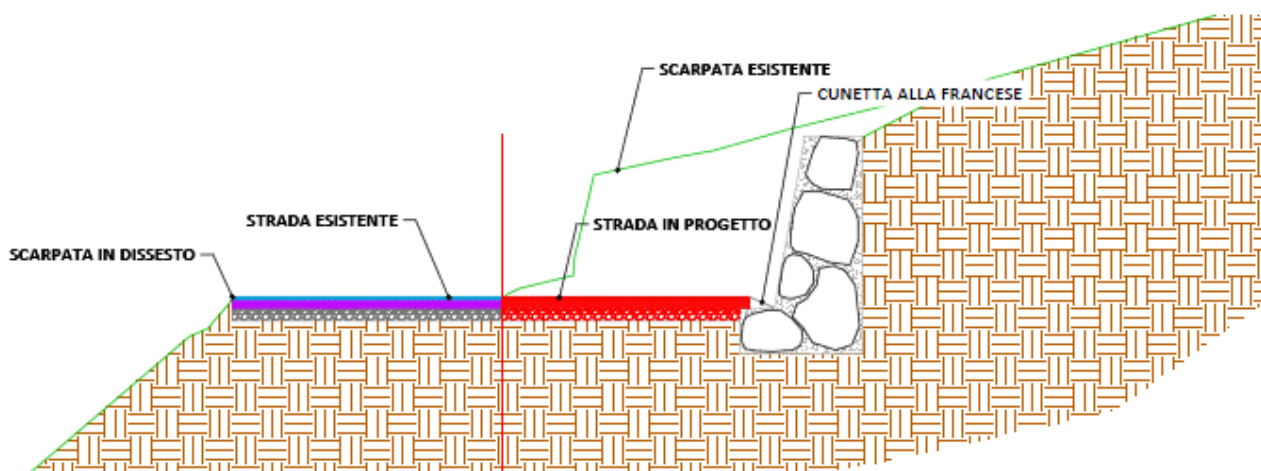


Figura 26: Sezione tipo

In particolare si prevede la realizzazione di una scogliera in massi di cava non cementati, avente le seguenti dimensioni:

- Sviluppo longitudinale circa 132,00 m;
- Sezione:
  - Fondazione (anch'essa in massi di cava non cementati) di larghezza 215 cm e spessore 80 cm, con mensola sul lato di valle di 50 cm;
  - Paramento di altezza 2.70 m (escluso lo spessore della fondazione) e spessore 100 cm in testa e 150 cm alla base in attacco alla fondazione.



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/2018 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;
  - o Collasso per scorrimento sul piano di posa;
  - o Stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR);
  - o 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 vanno effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali previsti all'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC/2018.

Ai sensi del par. 6.5.3.1.1 delle NTC/2018, la verifica del muro di sostegno è stata effettuata con riferimento ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] della norma sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - o scorrimento sul piano di posa;
  - o collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;





- o ribaltamento;
- o stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - o raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la 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 verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

**Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con il programma di modellazione Max 14, prodotto da Aztec Utility.

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.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

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.

## 6. INTERFERENZE CON IL TERRITORIO CIRCOSTANTE

### 6.1. Vincolo idrogeologico

Il settore esaminato NON ricade all'interno delle aree vincolate ai sensi del R.D.L. 30 dicembre 1923, n° 3267, Vincolo Idrogeologico. Nella fattispecie solo l'intervento F ricadrebbe ma trattandosi di un intervento di pura manutenzione straordinaria su una strada esistente non è assoggettato ad esplicita autorizzazione.

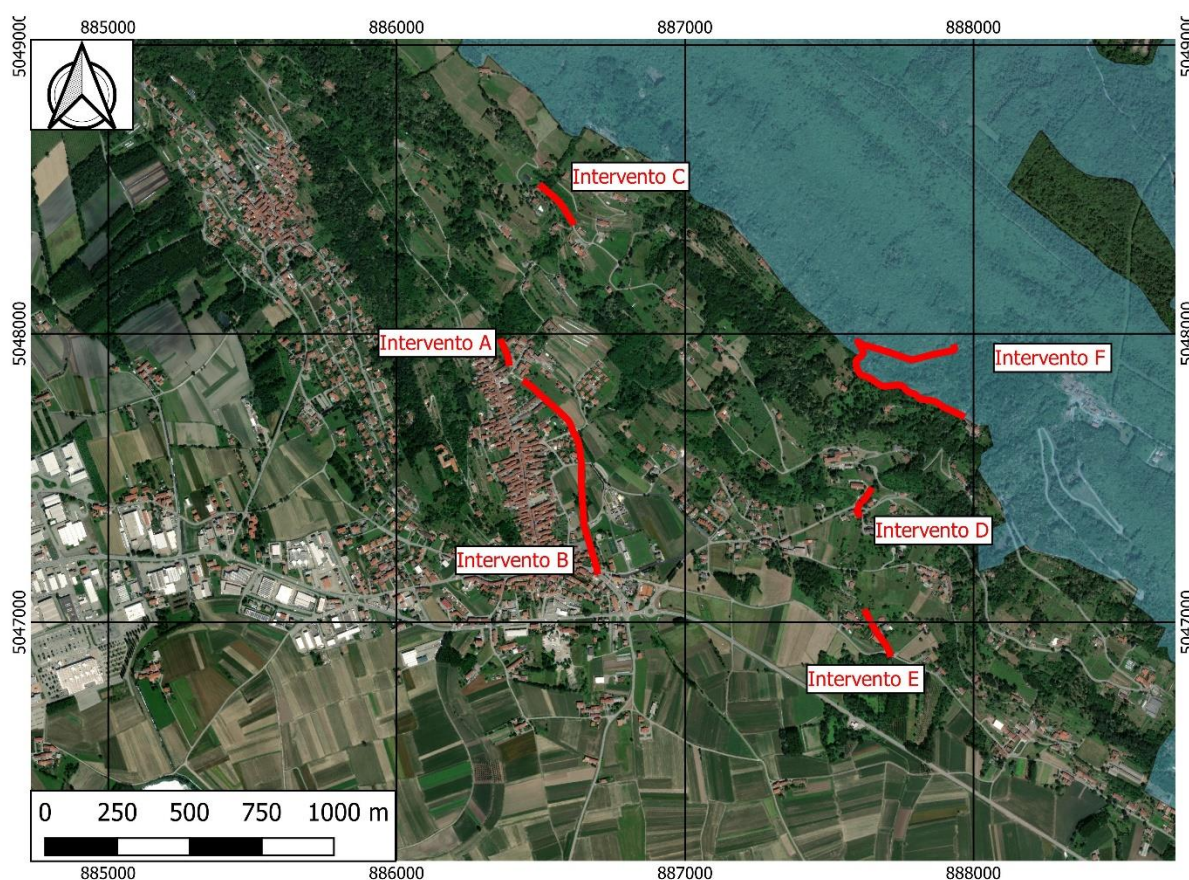


Figura 28: Estratto cartografia Vincolo idrogeologico

### 6.2. PAI – SIFRAP – PRGC

L'analisi dell'archivio SIFRAP evidenzia la presenza di un movimento franoso complesso, interessante gli interventi: D-E-F.



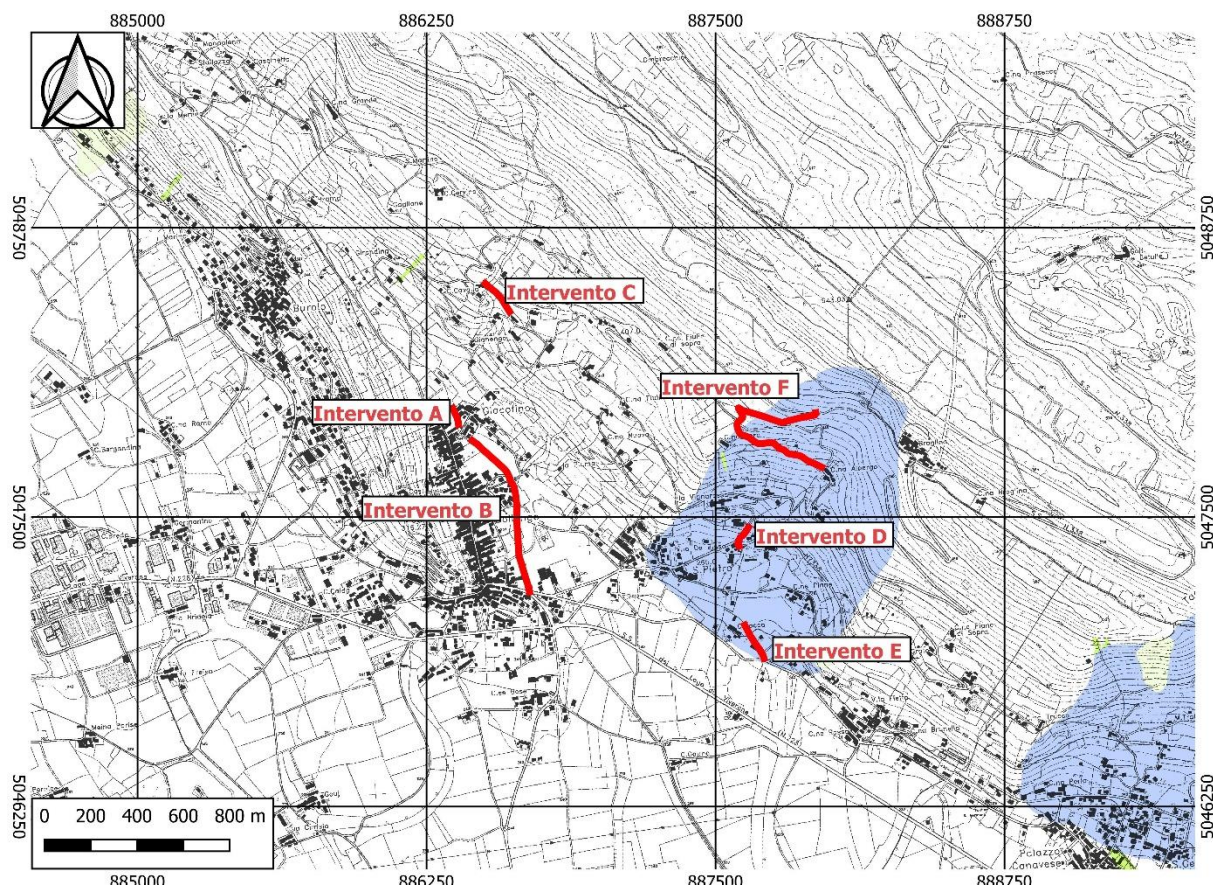
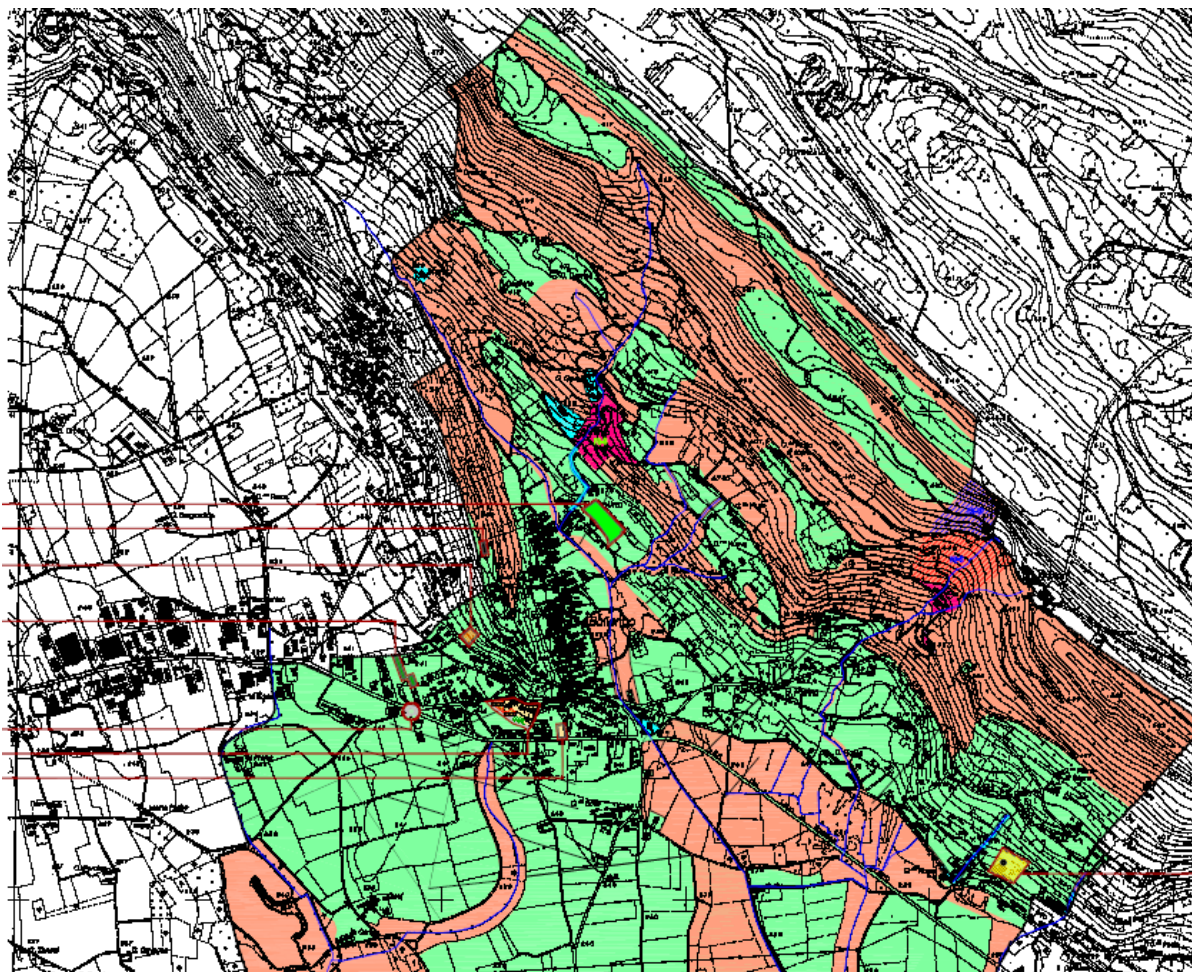


Figura 29: Estratto archivio SIFRAP

Gli interventi ricadenti sull'area cartografata come frana complessa nell'archivio SIFRAP, sono tutti tre di modestissima entità, tipologicamente costituiti da miglioramenti della capacità di deflusso del reticolo idrografico secondario, come tali, non incidenti in nessun modo sulla stabilità dei versanti, ovvero incidendo positivamente sulla stessa.









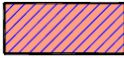

	CLASSE	PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA
		CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE PREVALENTI
	<b>II</b> Porzioni di territorio nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica e geoidrologica possono essere agevolmente superate attraverso l'adozione ed il rispetto di modesti accorgimenti tecnici, realizzabili a livello di progetto esecutivo esclusivamente nell'ambito del singolo lotto edificatorio o nell'intorno significativo circostante. Tali interventi, in rispetto al D.M. 11 MARZO 1988, non dovranno in alcun modo incidere negativamente sulle aree limitrofe, nè condizionarne la propensione all'edificabilità.	Aree pianeggianti o caratterizzate da moderata acclività in terreni morenici. Aree delle pianure caratterizzate da lievi variazioni di pendenza che determinano limitati allagamenti a bassa energia ( $H=30+40$ ) per scarso drenaggio superficiale e/o ostruzione vegetazionale delle idrografie minori.
	<b>III a</b> Porzioni di territorio inedificate che presentano caratteri geomorfologici o idrogeologici che le rendono allo stato attuale, inidonee a nuovi insediamenti. Per le opere infrastrutturali di interesse pubblico non altrimenti localizzabili vale quanto indicato all'art. 31 della L.R. 56/77. Per le zone lungo l'idrografia sia permanente che temporanea valgono le disposizioni dell'art. 29 della L.R.56/77.	Alvei attivi, fasce spondali e piane di esondazione di corsi d'acqua, versanti acclivi, aree soggette a processi gravitativi più o meno intensi, porzioni di versante idricamente saturo, versanti caratterizzati da rapidi processi erosivi a seguito di eventi meteorici eccezionali.
	<b>III a1</b> Porzione di territorio inedificate in dissesto attivo.	Versante morenico ad elevata acclività con pareti localmente strapiombanti, presenza di emergenze idriche al piede del versante e locali mobilitazioni per fluidificazioni, crolli con presenza di massi > di 1 mc.
	<b>III a2</b> Porzioni di territorio inedificate in dissesto potenziale.	Versante morenico a moderata acclività con copertura sabbioso-limoso con locali saturazioni idriche per presenza di emergenze diffuse e/o mancanza o scarsa presenza di regimentazione della idrografia. Possibilità di mobilitazioni in massa ove è maggiore l'acclività aridosso della frazione Albergo. Processi di erosione rapida e trasporto di materiale grossolano da idrografia temporanea con origine in località Brogna nel comune di Magliana.

Figura 30: Estratto carta di sintesi

Gli interventi in progetto riguardanti la sistemazione idraulica del territorio, specialmente sui rii principali ricadono in classe 3a della carta di sintesi.

L'intervento C ricadrebbe in classe II infatti la sua funzionalità è quella di allargare il sedime stradale verso monte, scaricando il lato di valle della strada, contermina ad un fenomeno franoso Quiescente, vedi figure sottostanti.

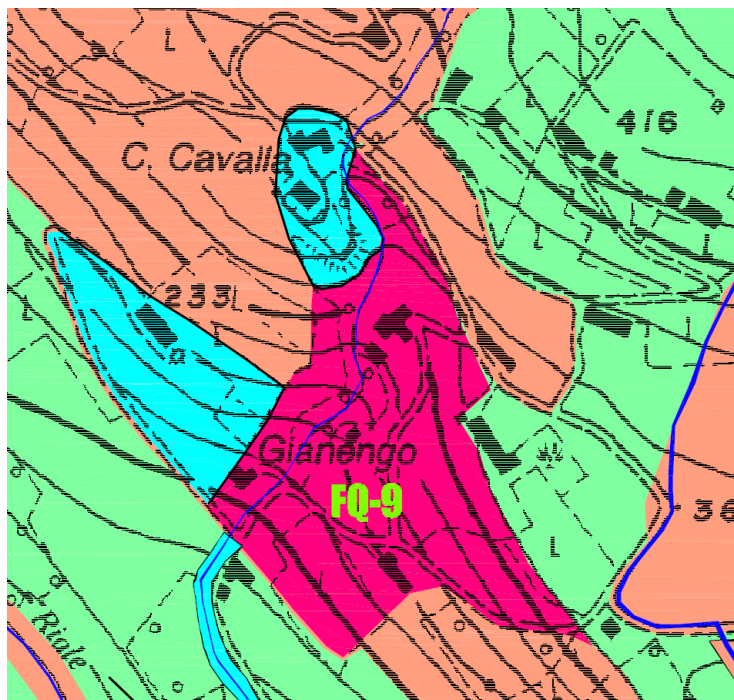


Figura 31: Intervento C

### 6.3. Interferenze con strutture esistenti

Non si registrano interferenze dirette con strutture esistenti.



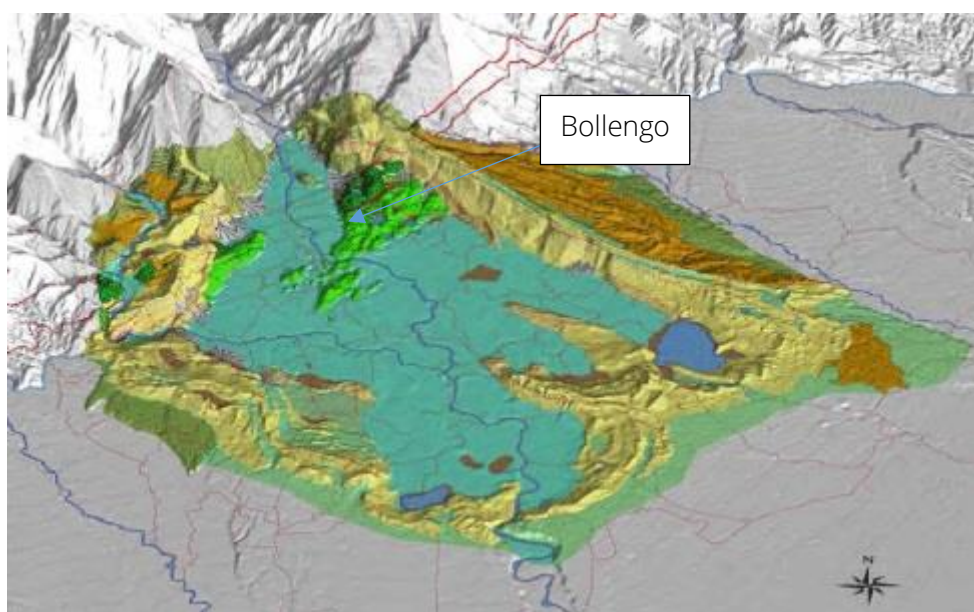


## 7. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, GEOMORFOLOGICHE E GEOTECNICHE

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.

Nello specifico l'area si caratterizza per la sua origine glaciale post-glaciale, essendo localizzata sulla parte sommitale della serra di Ivrea.

L'area oggetto dell'intervento è posta su un rilievo collinare facente parte dell'Anfiteatro morenico di Ivrea. In particolare è posto sul lato meridionale della conca intramorenica eporediese, ormai caratterizzata dal percorso del Fiume Dora Baltea. Nel dettaglio, il corso d'acqua principale scorre, in questo settore, in direzione circa N-S, inciso entro una piana posta a poco più di 220 m s.l.m. costeggiata, appunto, dai rilievi collinari che nel settore di Moncrivello raggiungono i 350 metri.



L'ambiente geologico-geomorfologico che si può osservare oggi è quello di una piana alluvionale potente decine di metri e costeggiata da rilievi collinari di natura glaciale, lasciati, appunto, dall'imponente ghiacciaio della Valle d'Aosta. La cerchia frontale di questi depositi crea un'area centrale depressa entro cui la Dora Baltea deposita spesse coltri alluvionali: sostanzialmente si tratta

di ghiaie e sabbie anche con ciottoli e blocchi di dimensioni decimetriche, ma localmente si osservano anche aree di ambiente quasi lagunare o di esondazione con depositi torbosi o comunque fini. I rilievi collinari sono invece, costituiti da vari tipi di depositi di origine glaciale, più o meno rimaneggiati dalle acque di fusione e dall'ambiente periglaciale: si tratta essenzialmente di ciottoli e ghiaie immersi in una matrice limoso sabbiosa inglobante anche massi di dimensioni ciclopiche.

Da un punto di vista geomorfologico generale l'area può essere chiaramente divisa in due settori: a) piana alluvionale e b) collina morenica.

La piana alluvionale è frutto dell'opera del Fiume Dora Baltea che in questa zona, impedito nel suo scorrere a valle dalla cerchia frontale dell'anfiteatro Morenico di Ivrea, deposita uno spesso materasso alluvionale intramorenico. Vista la particolare struttura, in caso di eventi meteorici eccezionali l'intera piana può risultare ancora allagata con battenti idrici anche significativi.

Le colline moreniche (quindi di origine glaciale) sopraccitate sono sostanzialmente ascrivibili a due differenti età che ne condizionano le forme (parzialmente riprese dall'attività fluvioglaciale e periglaciale):

la porzione più interna (più settentrionale) è più antica (età wurmiana – Gruppo di Bollengo Albiano) ed è caratterizzata da forme più arrotondate e rilievi modesti e, soprattutto, da un limitato strato di alterazione brunastro al di sotto del quale la morena si mostra ancora fresca;

la porzione più esterna (più meridionale) risulta più giovane (età rissiana – Gruppo della Serra d'Ivrea), mostra un'energia del rilievo maggiore contraddistinta da rilievi più accentuati ed acclività sostanzialmente più significative; sovente è caratterizzata da un suolo giallo-rossiccio, anche di spessore significativo.

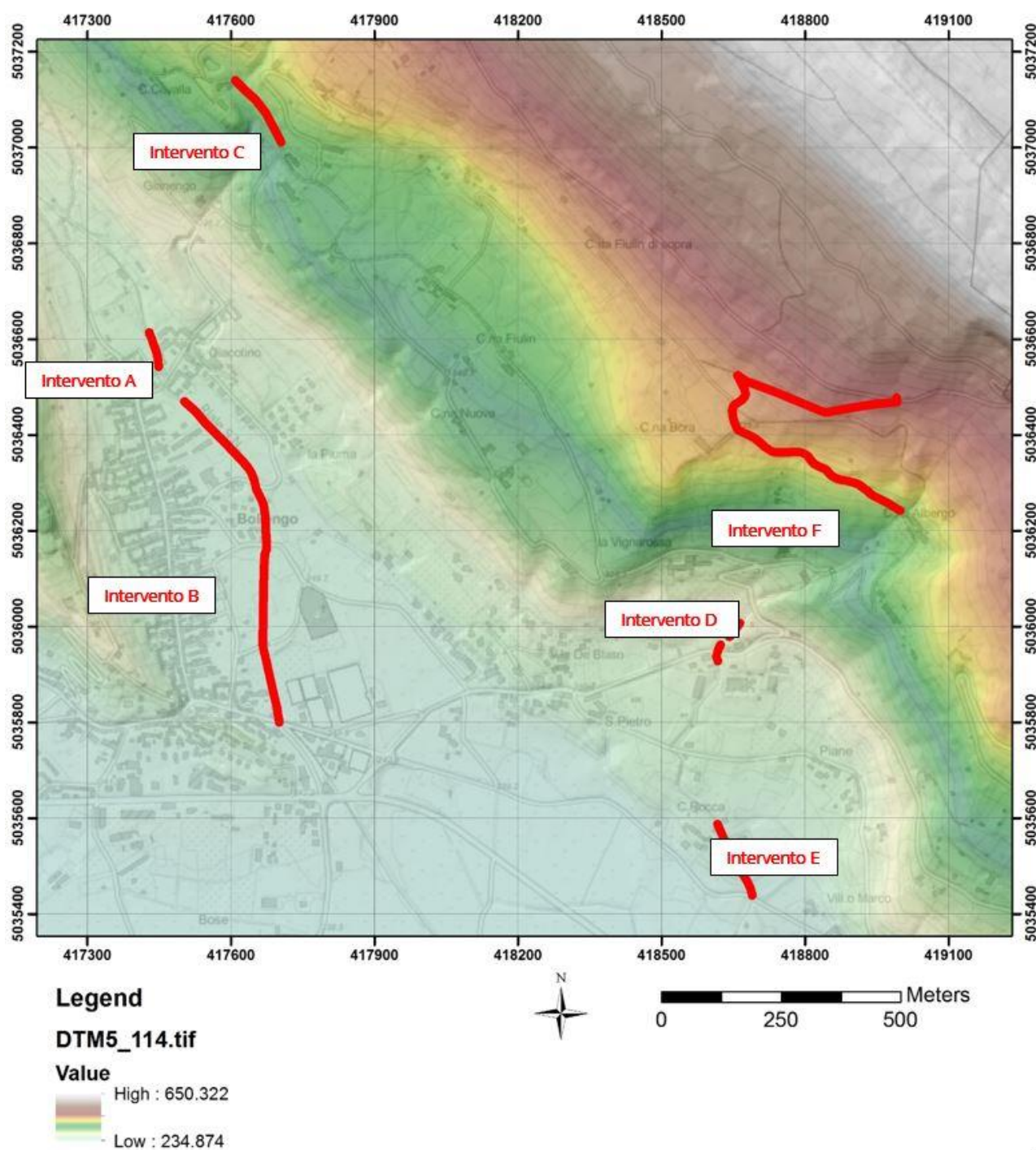


Figura 32: Carta dell'elevazione



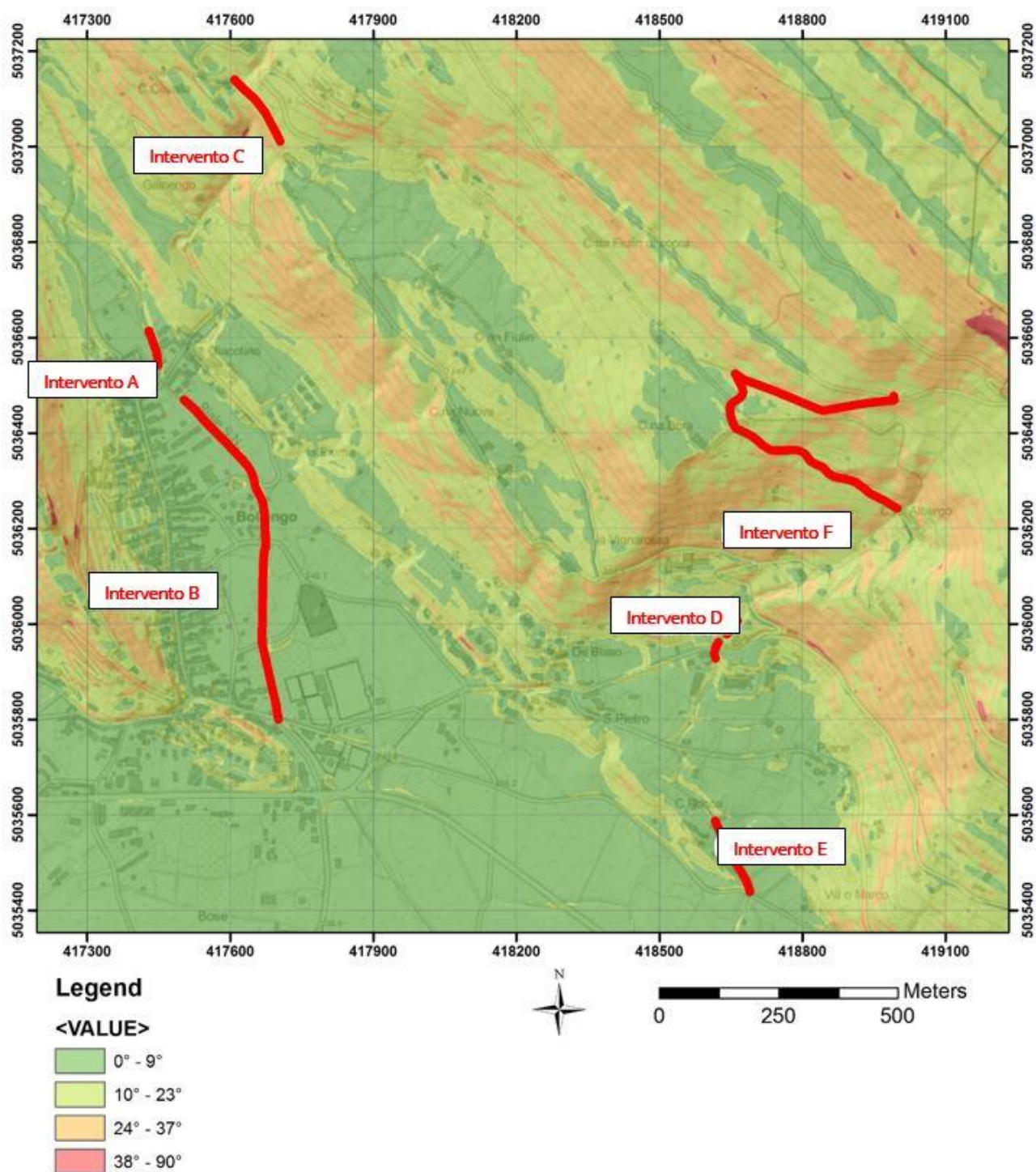


Figura 33: Carta delle pendenze (espressa in gradi)





La carta delle pendenze evidenzia come il settore studiato presenti un'acclività variabile dei versanti, con gli interventi C, D, F localizzati in aree mediamente acclivi (versante della serra), gli interventi A, B, E, localizzati in aree pianeggianti.

Da un punto di vista dell'uso del suolo, i versanti sono caratterizzati dalla presenza di boschi di latifoglie, nelle aree di versante, da coltivi e prati nella aree di pianura.

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

## 7.1. Geomorfologia

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

Si rilevano le criticità idrauliche che nei settori di pianura e per gli interventi D e F, consigliano la messa in opera delle proposte progettuali, ovvero le scarse capacità di deflusso del reticolo idrografico, fortemente antropizzato, con notevoli restringimenti ed occlusioni.

Per l'intervento C si è limitrofi ad una frana quiescente, tuttavia l'intervento è finalizzato all'allargamento della strada sul lato di monte, al fine di *scaricare* il versante sottostante.

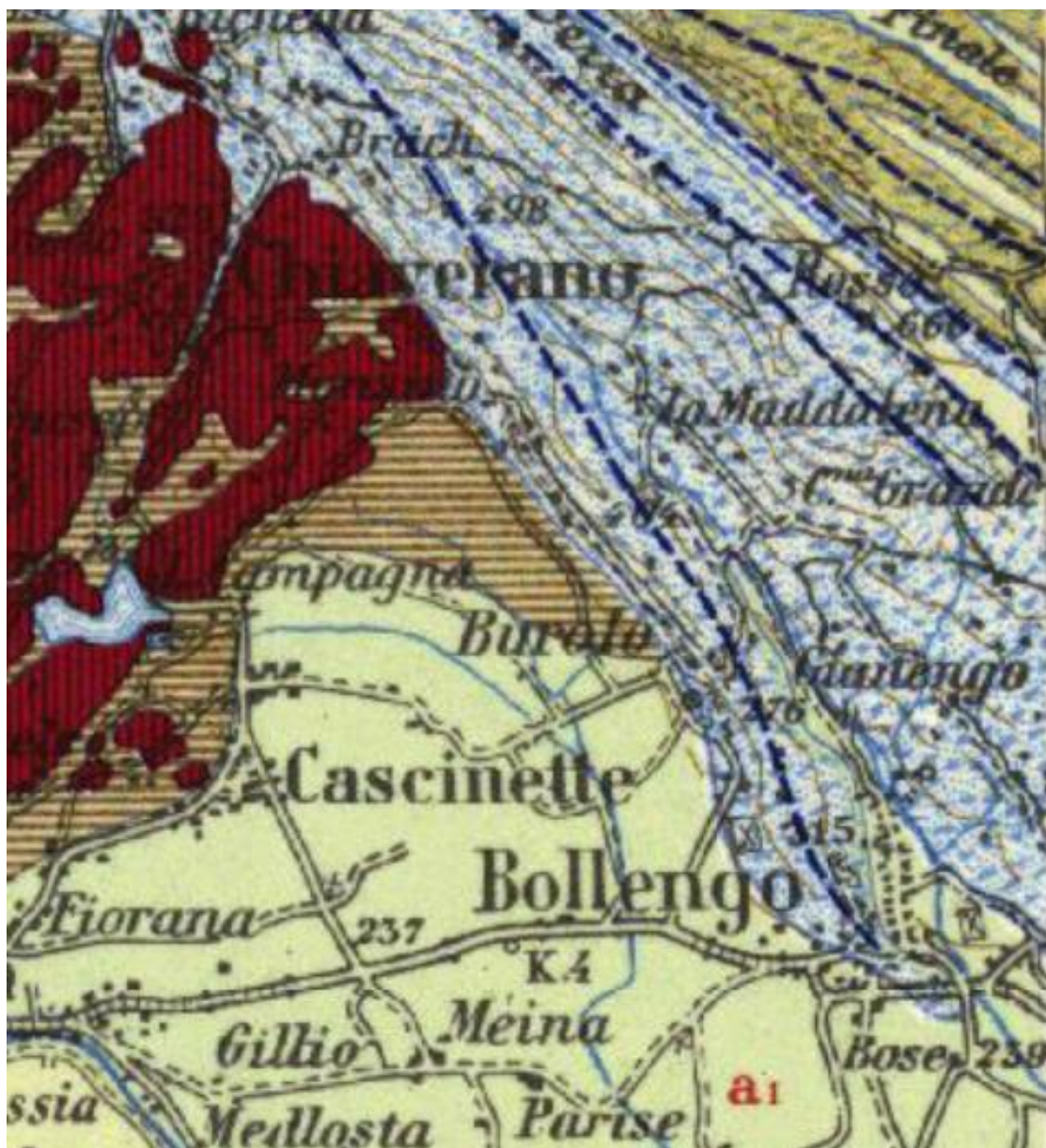
## 7.2. Inquadramento geologico

I litotipi presenti nell'area d'intervento sono costituiti principalmente da depositi detritici compatti formati da uno scheletro formato da ciottoli eterometrici ed eterogenei immersi in una matrice sabbiosa, debolmente limosa, localmente alternati a sabbie in matrice limosa, di origine fluvioglaciale. I parametri geotecnici indicativi in assenza di una caratterizzazione puntuale sono, sulla base dell'analisi dei parametri relativi ad indagini puntuali effettuate su depositi aventi caratteristiche litologiche, stratigrafiche e geotecniche simili illustrati nella seguente tabella:

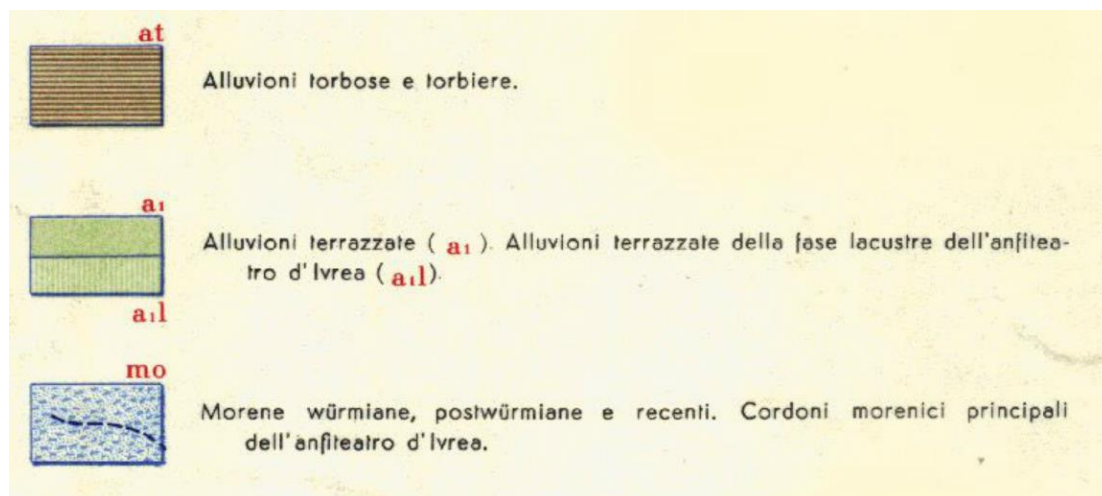
Massa volumica [kg/m <sup>3</sup> ]	1700 - 1900
Massa volumica satura [kg/m <sup>3</sup> ]	2000 - 2100
Angolo di attrito [°]	30 - 37

---

Coesione [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.0 - 0.1
--------------------------------	-----------









---

### 7.3. Parametri geotecnici

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

	Peso unità di volume secca [t/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume satura [t/m <sup>3</sup> ]	Angolo di Attrito [°]	Coesione [KPa]
Ghiaie e ciottoli in matrice sabbiosa	1.8	1.9	35	10

## **8. DATI DELLA STRUTTURA, ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO**

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

Si riporta di seguito la mappatura del Piemonte che riporta la classificazione sismica del territorio regionale, redatta ai sensi dell' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 11-13058 del 19.01.2010, entrata in vigore con la D.G.R. n. 4-3084 del 12.12.2011 ed in seguito modificate con la D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014 ed in seguito aggiornata nuovamente con l'entrata in vigore della Deliberazione della Giunta Regionale 30 dicembre 2019, n. 6-887 OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65-7656.

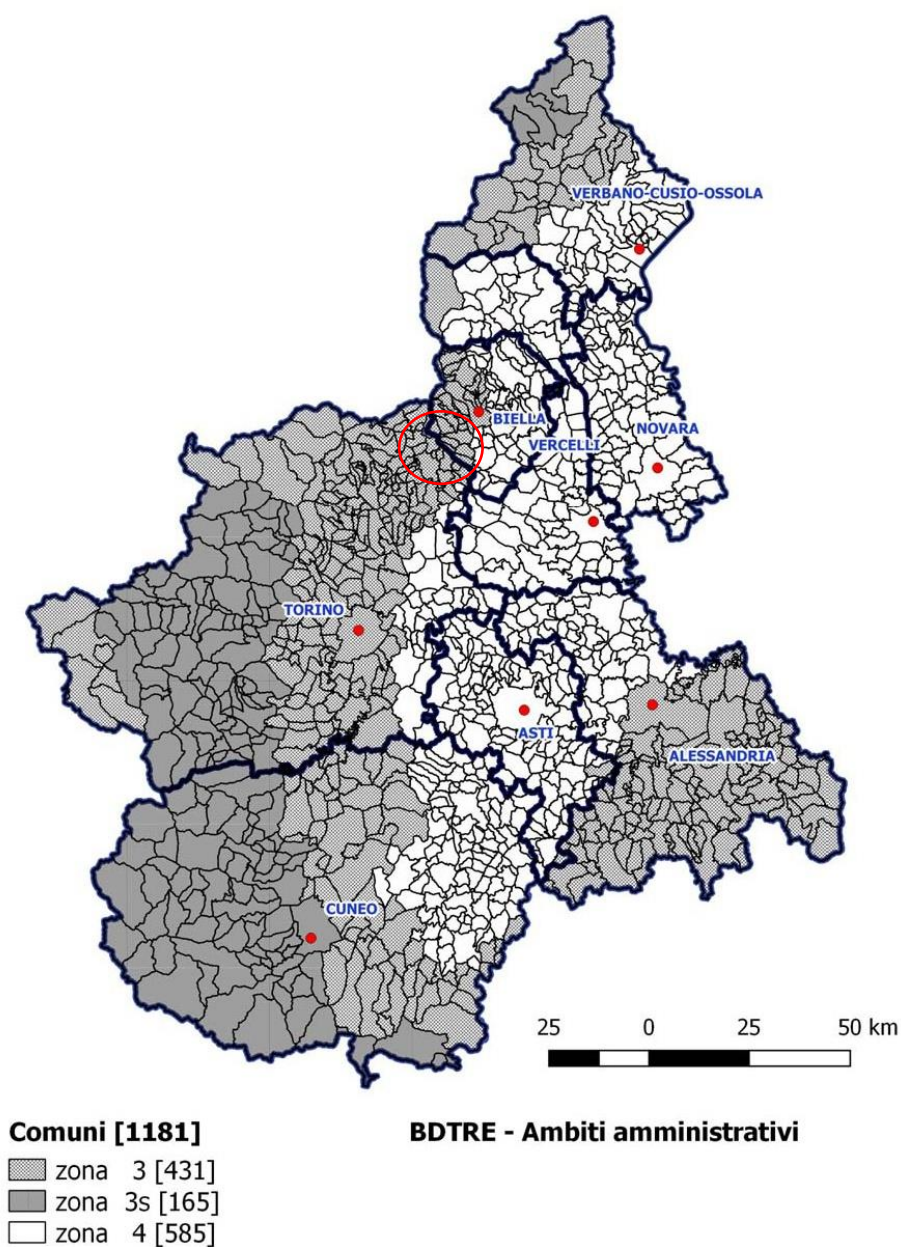




## ALLEGATO 2

### MAPPA DI ZONAZIONE SISMICA

*La mappa è aggiornata alla situazione amministrativa esistente alla data del 6 febbraio 2019*



*Figura 34: Nuova mappatura delle aree sismiche in Piemonte.*

Il Comune di Bollengo (TO) rientra tra le aree classificate in **Zona 3: Zona con pericolosità sismica bassa.**

Regione		<b>PIEMONTE</b>
Provincia		<b>TORINO</b>
Comune		<b>Bollengo</b>
Coordinate Geografiche del cantiere	Latitudine	45.470305
	Longitudine	7.946610
Altitudine		<b>378 m s.l.m.</b>
Zona sismica		<b>ZONA 3</b>
Tipo di opera	TAB. 2.4.I D.M. 17/01/2018	<b>ORDINARIA</b>
Vita nominale $V_N$	P.to 2.4.1 D.M. 17/01/2018	<b>50 ANNI</b>
Classe d'uso	P.to 2.4.2 D.M. 17/01/2018	<b>II</b>
Coefficiente d'uso $C_U$	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	<b>1</b>
Periodo di riferimento per azione sismica $V_R$	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	<b>50 ANNI</b>

*Tabella 1 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 2008, così come previsto al paragrafo 3.2 delle NTC2018.



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 2 - 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;

$T_c^*$ : valore di riferimento per la determinazione del 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]
SLO	0.243	2.602	0.186
SLD	0.292	2.655	0.204
SLV	0.526	2.782	0.284
SLC	0.612	2.844	0.298

Tabella 3 - 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:

**Tab. 3.2.III – Categorie topografiche**

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 4 - Categorie topografiche - Tabella 3.2.III D.M. 17/01/2018

Il caso in studio appartiene alla categoria topografica T2, alla quale corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  pari a 1.2 (tabella 3.2.V D.M. 17/01/2018)



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:

**Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
<b>E</b>	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tabella 5 - Categorie di sottosuolo da Tabella 3.2.II D.M. 17/01/2018

Non avendo effettuato indagini specifiche in sito, nel caso in progetto si assume che la categoria di sottosuolo sia la D, alla quale corrisponde il valore massimo del coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  pari a 1.8.

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

Tabella 6 - Espressioni di  $S_s$  Tabella 3.2.IV D.M. 17/01/2018

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 7 - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito - Tabella 7.11.I D.M. 17/01/2018

$$\frac{a_g}{g} = \frac{0.526}{9.81} = 0.054 \rightarrow \beta_s = 0.20$$

La seguente tabella riepiloga i coefficienti sismici calcolati:

$a_g$ SLV	<b>0.526</b>
$S_t$ coefficiente di amplificazione topografica	<b>1.2</b>
$S_s$ coefficiente di amplificazione stratigrafica	<b>1.8</b>
$\beta_s$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	<b>0.20</b>

Tabella 8 - Coefficienti sismici





---

## 10. CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI

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	(°)	45,00
Resistenza a taglio	(kg/cm <sup>2</sup> )	0,00
Peso di volume	(kg/m <sup>3</sup> )	2300,00

*Tabella 9 Parametri pietrame*

---

## 11. 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.

### 11.1. 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 2300 kg/m<sup>3</sup>.

### 11.2. Carichi permanenti non strutturali

Sulla scogliera 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.

### 11.3. Carichi variabili

Non si considerano carichi variabili per il calcolo e verifica della stabilità dell'opera di sostegno.



## 12. 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 10 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;

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione caratteristica rara;

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- 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;

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



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

Tabella 10 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 11 Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

## N.T.C. 2018

### Simbologia adottata

$\gamma_{Gsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan \phi^*}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c^*}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_\gamma$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

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

STUDIO TECNICO ASSOCIATO HYDROGEOS

P.IVA / C.F. 08462870018

Sede operativa: SP 222 n.31 - 10010 Loranzè (TO)

Sede legale: via Gianavello n.2 - 10060 Rorà (TO)

Tel. +39 0125 1970499

Fax +39 0125 564014

info.hydrogeos@ilquadrifoglio.to.it

info.hydrogeos@pec.it



Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00

**Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche**

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00	1.00	1.10
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00	1.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1.00	1.00	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_c$	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00

**FONDAZIONE SUPERFICIALE**

**Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO**

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

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.

## 12.1. Descrizione combinazioni di carico

### Descrizione combinazioni di carico

#### Simbologia adottata

<i>F/S</i>	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 EQU (SLU)

	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° 3 - 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° 4 - 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° 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

STUDIO TECNICO ASSOCIATO HYDROGEOS

P.IVA / C.F. 08462870018

Sede operativa: SP 222 n.31 - 10010 Loranze (TO)

Sede legale: via Gianavello n.2 - 10060 Rorà (TO)

Tel. +39 0125 1970499

Fax +39 0125 564014

info.hydrogeos@ilquadrifoglio.to.it

info.hydrogeos@pec.it





Combinazione n° 6 - 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° 7 - 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° 8 - 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° 9 - 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° 10 - 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

Combinazione n° 11 - 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° 12 - 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° 13 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	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° 14 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	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° 15 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	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° 16 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	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° 17 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	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° 18 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	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

STUDIO TECNICO ASSOCIATO HYDROGEOS

P.IVA / C.F. 08462870018

Sede operativa: SP 222 n.31 - 10010 Loranzè (TO)

Sede legale: via Gianavello n.2 - 10060 Rorà (TO)

Tel. +39 0125 1970499

Fax +39 0125 564014

info.hydrogeos@ilquadrifoglio.to.it

info.hydrogeos@pec.it



---

## Impostazioni di analisi

Calcolo della portanza      metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1.00

Coefficiente correttivo su  $N_\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1.00

### ***Impostazioni avanzate***

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

---

## 13. COMBINAZIONI DI VERIFICA

A vantaggio di sicurezza, la verifica è stata eseguita su due diverse condizioni idrauliche:

1. Livello falda a monte della scogliera pari a 1.50 m dal piano d'imposta della fondazione e falda assente a valle della scogliera.

N.B. In realtà la seconda condizione ha basse probabilità di verificarsi, vista la natura intrinsecamente drenante dell'opera di sostegno. Tuttavia si è voluto procedere comunque al calcolo che è sicuramente la più gravosa da un punto di vista statico ed in particolare per quanto concerne la verifica a scorrimento





## 13.1. Livello falda a monte della scogliera a 1.50 m dal piano d'imposta della fondazione, falda a valle della scogliera assente

### 13.1.1. Geometria di modellazione

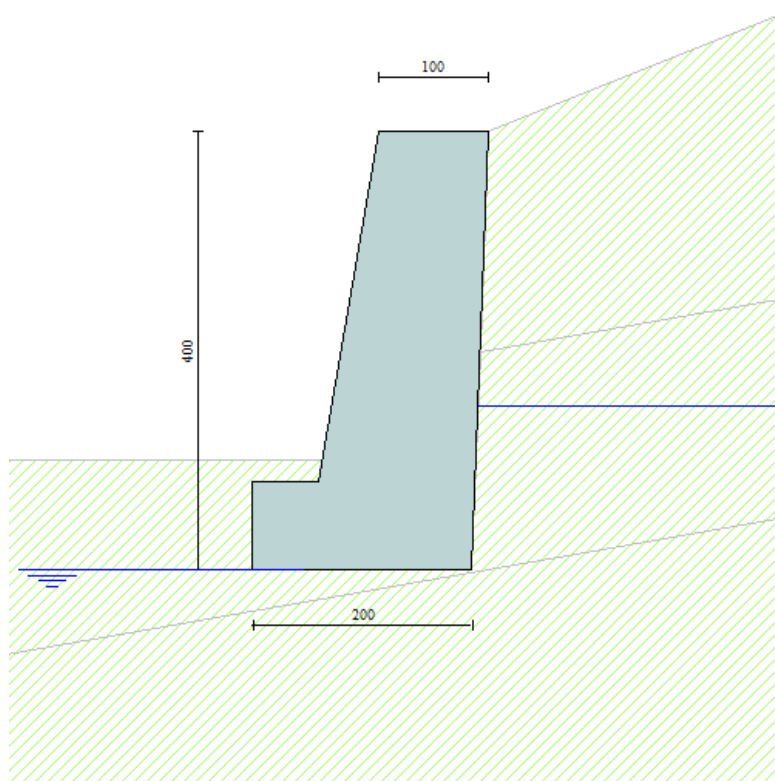


Figura 35 Geometria della modellazione

### 13.1.2. Sollecitazioni agenti

Si riporta di seguito l'involuppo delle sollecitazioni agenti sull'opera di sostegno e sul terreno di sedime.

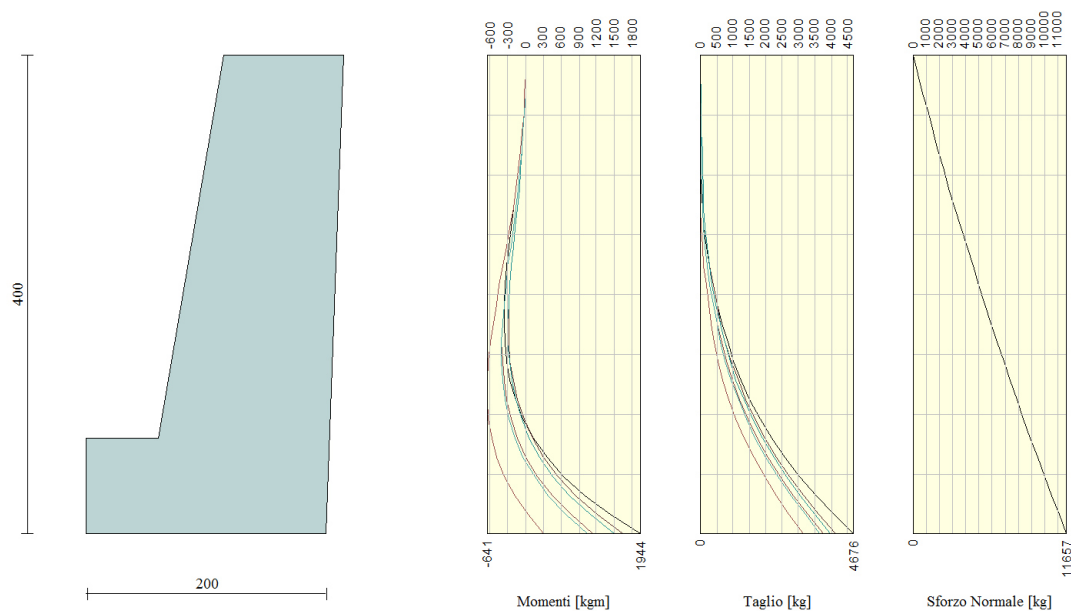


Figura 36 Involuppo delle sollecitazioni agenti sul paramento

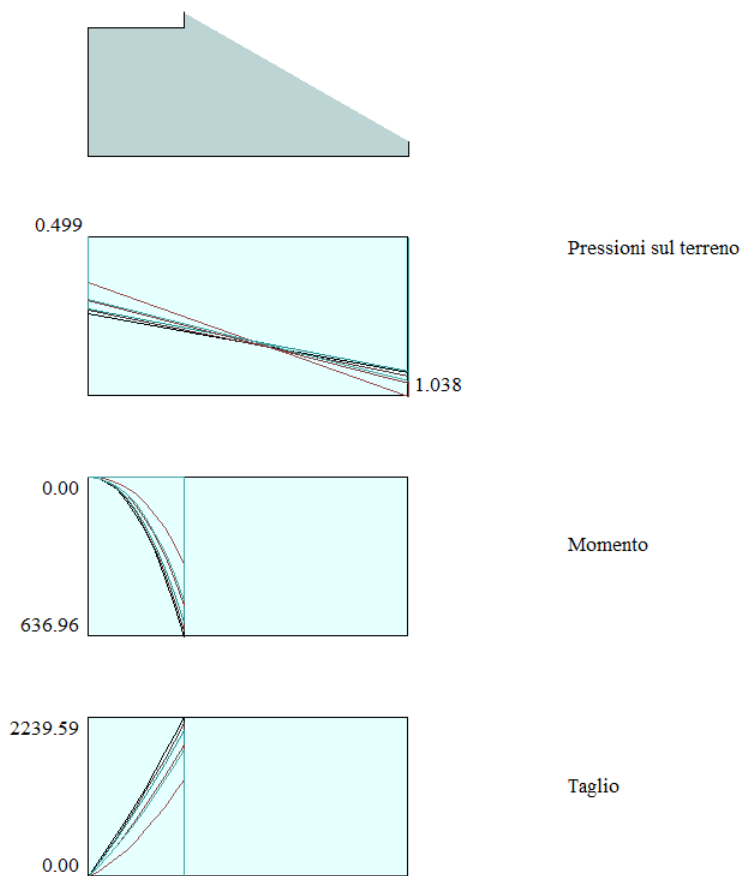




Figura 37 Involuppo delle pressioni agenti sul terreno di sedime (kPa) e delle sollecitazioni di Momento (kgm) e Taglio (kg) agenti sulla mensola di fondazione

### 13.1.3. Verifiche geotecniche

La tabella seguente riporta i dettagli dei coefficienti di sicurezza globali e le spinte risultanti dal calcolo in ogni combinazione.

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)	Spinta[kg]	Incr. sism.[kg]
1	A1-M1 - [1]	--	--	<b>1.31</b>	<b>7.77</b>	--	3485.91	0.00
2	EQU - [1]	--	4.60	--	--	--	3485.91	0.00
3	STAB - [1]	--	--	--	--	<b>1.47</b>	3763.93	0.00
4	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	1.47	8.30	--	2196.32	638.59
5	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	1.47	8.60	--	2196.32	489.89
6	EQU - [2]	SismaH + SismaV negativo	<b>3.90</b>	--	--	--	2196.32	788.12
7	EQU - [2]	SismaH + SismaV positivo	4.22	--	--	--	2196.32	1017.87
8	STAB - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	1.74	2196.32	638.59
9	STAB - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	1.74	2196.32	489.89
10	SLEF - [1]	--	--	1.89	8.95	--	2196.32	0.00
11	SLEF - [1]	--	--	1.89	8.95	--	2196.32	0.00
12	SLEQ - [1]	--	--	1.89	8.95	--	2196.32	0.00
13	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	1.61	8.56	--	2196.32	382.39
14	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	1.61	8.75	--	2196.32	289.31
15	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	1.61	8.56	--	2196.32	382.39
16	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	1.61	8.75	--	2196.32	289.31
17	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	1.61	8.56	--	2196.32	382.39
18	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	1.61	8.75	--	2196.32	289.31

Figura 38 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				
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	4.60		3.90 [6]	IB: 2 - EQU
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.31		1.31 [1]	IB: 1 - A1-M1
Coefficiente di sicurezza a carico limite	7.77		7.77 [1]	IB: 1 - A1-M1
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	1.47		1.47 [3]	IB: 1 - STAB
<div> <span>Dettagli combinazione --&gt;</span> <span>&lt;&lt;</span> <span>1</span> <span>&gt;&gt;</span> <span>Help</span> </div>				

Figura 39. Coefficienti di sicurezza





In figura seguente il cerchio critico con FS minore.

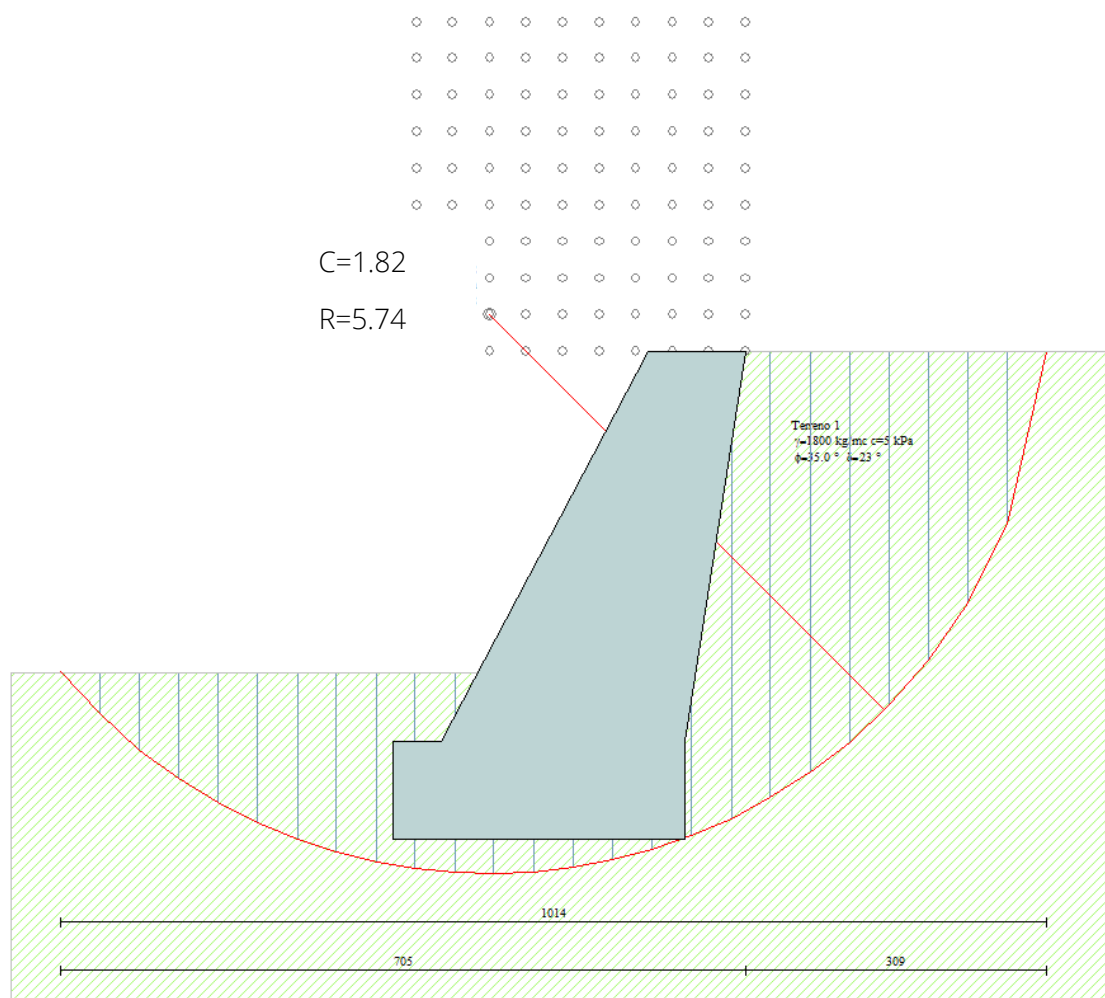


Figura 40. Cerchio critico con minor FS

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	2.48	1.01	10.16	1.82

---

## 14. CONCLUSIONI

In base a quanto esposto in questa relazione si può concludere allo stato attuale che:

I terreni interessati dall'opera in progetto sono costituiti principalmente da depositi detritici compatti formati da uno scheletro di ciottoli eterometrici ed eterogenei immersi in una matrice sabbiosa, debolmente limosa, localmente cementata, localmente alternati a sabbie in matrice limosa, di origine fluvioglaciale.

Il settore esaminato NON ricade all'interno delle aree vincolate ai sensi del R.D.L. 30 dicembre 1923, n° 3267, Vincolo Idrogeologico. Nella fattispecie solo l'intervento A ricadrebbe ma trattandosi di un intervento di pura manutenzione straordinaria su una strada esistente non è assoggettato ad esplicita autorizzazione.

Nella presente relazione sono stati illustrati i risultati delle verifiche di stabilità relative all'opera di sostegno del tipo scogliera in massi di cava non cementati, prevista per l'intervento C.

Le verifiche hanno fatto riferimento all'attuale normativa vigente, il DM 17/01/2018.

Dai risultati ottenuti risulta che tutte le verifiche effettuate sono **SODDISFATTE**.