

COMMITTENTE:



COMUNE DI BRICHERASIO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Geom. Romina BRUNO FRANCO

OGGETTO:

PMO SCHEDA 24.01 11.07 LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA PONTE IN LOCALITÀ PEDAGGIO” - LOTTO 2

LOCALITÀ DELL'INTERVENTO:

COMUNE DI BRICHERASIO - BORGATA PEDAGGIO

FASE PROGETTUALE:

STUDIO DI FATTIBILITÀ / PROGETTO DEFINITIVO

8
7
6
5
4
3
2
1	Maggio 2022	STUDIO DI FATTIBILITA'/PROGETTO DEFINITIVO	S.G.	I.B.	G.O.
REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	RIESAMINATO

TITOLO:

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

ARCHIVIO:

5521

FILE N°:

TESTALINI

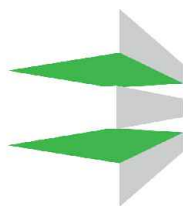
DATA:

Loranzè, Maggio 2022

TAVOLA N°

B

SCALA:



HYDROGEOS
STUDIO TECNICO ASSOCIATO

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 Loranzè (TO)
TEL. 0125/56.10.01 - 0125/56.48.07
FAX 0125/56.40.14
e-mail: info.hydrogeos@ilquadrifoglio.to.it

PROGETTISTA:

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

TIMBRO:



CO-PROGETTISTA:

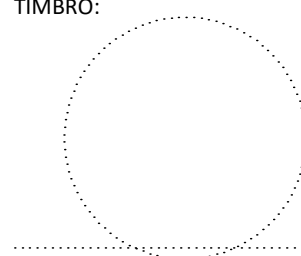
arch. Marco Di Perna
N°419 ORDINE ARCHITETTI
PROVINCIA DI BIELLA

TIMBRO:



ALTRA FIGURA:

TIMBRO:





Indice

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3	INTERVENTO IN PROGETTO: INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO, GEOMORFOLOGIA, INTERFERENZE COL TERRITORIO	5
3.1	INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO.....	6
3.2	Vincoli geomorfologici.....	11
3.2.1	PRGC comune di Bricherasio	11
3.3	Vincolo idrogeologico.....	13
4	LE OPERE IN PROGETTO.....	14
5	METODO E CODICE DI CALCOLO	16
6	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE.....	20
7	DATI DELLA STRUTTURA, ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO.....	23
7.1	Analisi delle condizioni di stabilità dei pendii.....	26
7.2	Analisi delle condizioni di stabilità dei muri di sostegno	29
8	CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI.....	30
9	AZIONI	31
9.1	Carichi permanenti strutturali	31
9.2	Carichi permanenti non strutturali.....	31
9.3	Carichi variabili.....	31
10	COMBINAZIONI DI CARICO E ANALISI DI STABILITÀ.....	32
10.1	Descrizione combinazioni di carico delle scogliere	34
11	SCOGLIERA IN MASSI POSATI A SECCO	38
11.1	Modello di calcolo e risultati delle verifiche.....	38
11.2	Geometria di modellazione	39
11.3	Sollecitazioni agenti.....	42
11.4	Risultati delle verifiche	43
12	CONCLUSIONI.....	44



1 PREMESSA

L'Amministrazione Comunale di Bricherasio ha incaricato, con Det. n. 54 del 04/03/2022, il sottoscritto Dott. Ing. ODETTO Gianluca, in qualità di rappresentante dello HYDROGEOS con sede legale in via Giosuè Gianavello n. 2 - 10060 Rorà (TO), della redazione del progetto per la realizzazione dei lavori di "SISTEMAZIONE IDRAULICA TORRENTE CHIAMOGNA IN CORRISPONDENZA DEL PONTE DI BORGATA PEDAGGIO" - CIG: Z6735747BA".

Il presente studio è finalizzato a descrivere sinteticamente l'assesto vincolistico dell'area oggetto degli interventi e le verifiche geotecniche delle opere di sostegno in progetto ai sensi del D.M. del 17/01/2018 - *"Norme tecniche per le costruzioni"*. A seguito di un rapido inquadramento topografico, geologico e vincolistico dell'area in esame e della descrizione della totalità degli interventi in progetto, si riporta la descrizione dettagliata e le verifiche geotecniche di stabilità delle scogliere in massi di cava posati a secco.



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- L.G. Cons. Sup. LL.PP. allegato al voto n. 36 del 27/07/2007 – *“Pericolosità sismica e Criteri per la classificazione sismica del territorio nazionale”*;
- R.D. n. 3267 del 30/12/1923 – *“Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani”*;
- D.M. 11/03/1988 – *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazioni”*.
- Circ. Min. LL.PP. n. 30483 del 24 /09/1988 – *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazioni. Istruzioni per l’applicazione.”*;
- 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 n. 7 del 21/01/2019 – *“Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”*.

3 INTERVENTO IN PROGETTO: INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO, GEOMORFOLOGIA, INTERFERENZE COL TERRITORIO

Gli interventi in progetto riguardano la sistemazione idraulica del Torrente Chiamogna in corrispondenza del ponte di Borgata Pedaggio. Le opere sono localizzati in strada Pedaggio nel comune di Bricherasio (TO).



Figura 1 - Inquadramento fotografico dello stato attuale



3.1 INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

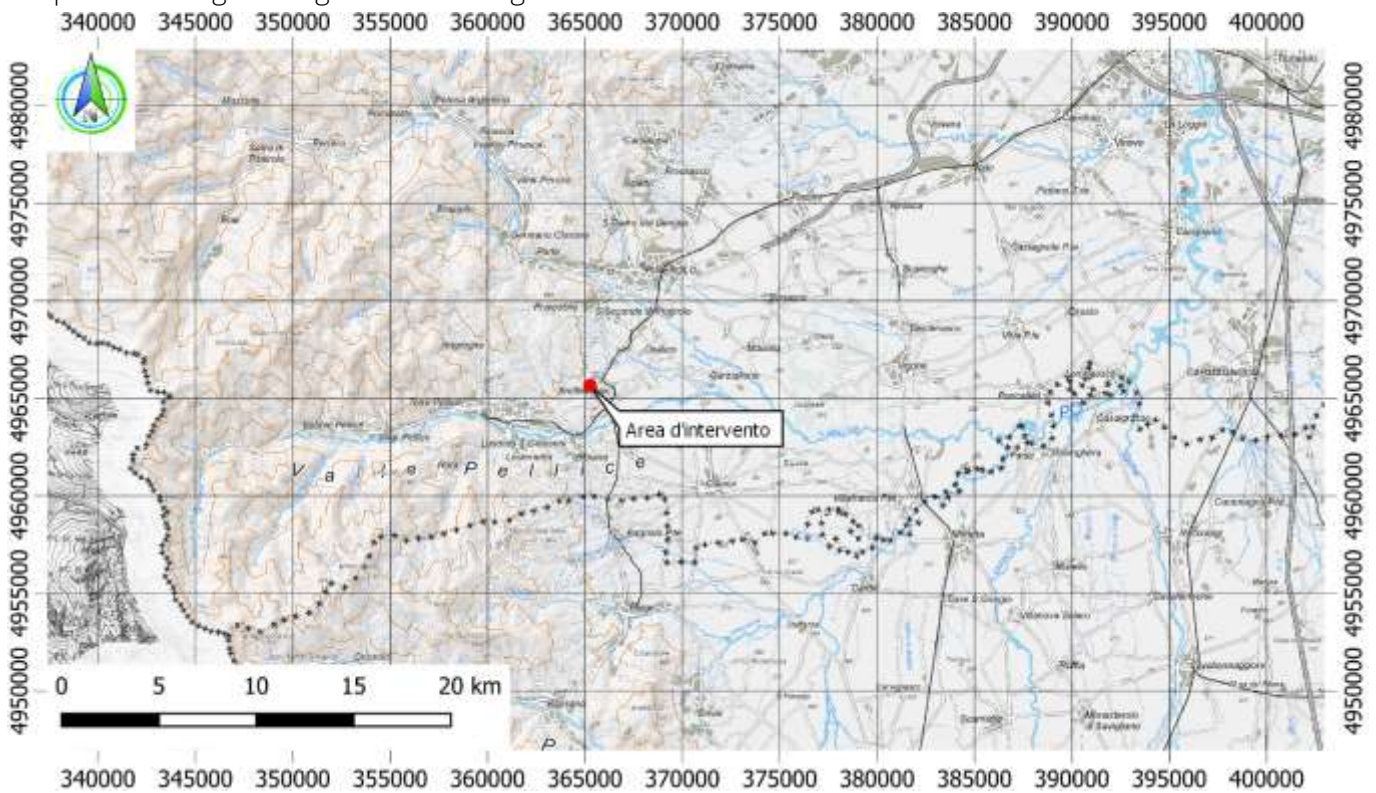
Il presente progetto riguarda la sistemazione idraulica del Torrente Chiamogna in corrispondenza del ponte di Borgata Pedaggio, ed hanno il seguente riscontro su Carta Tecnica Regionale CTR: 172160. Le coordinate baricentriche, geografiche e chilometriche UTM WGS 84, del luogo in cui sono previste le opere in progetto sono le seguenti:

Geografiche	
Latitudine	44.83156632 N
Longitudine	7.2955048 E

Chilometriche	
Nord	4965652.9792 m N
Est	365266.5496 m E

L'altezza è di circa 380 m.

Si riportano a seguire degli estratti cartografici con individuazione dell'ubicazione dell'intervento.



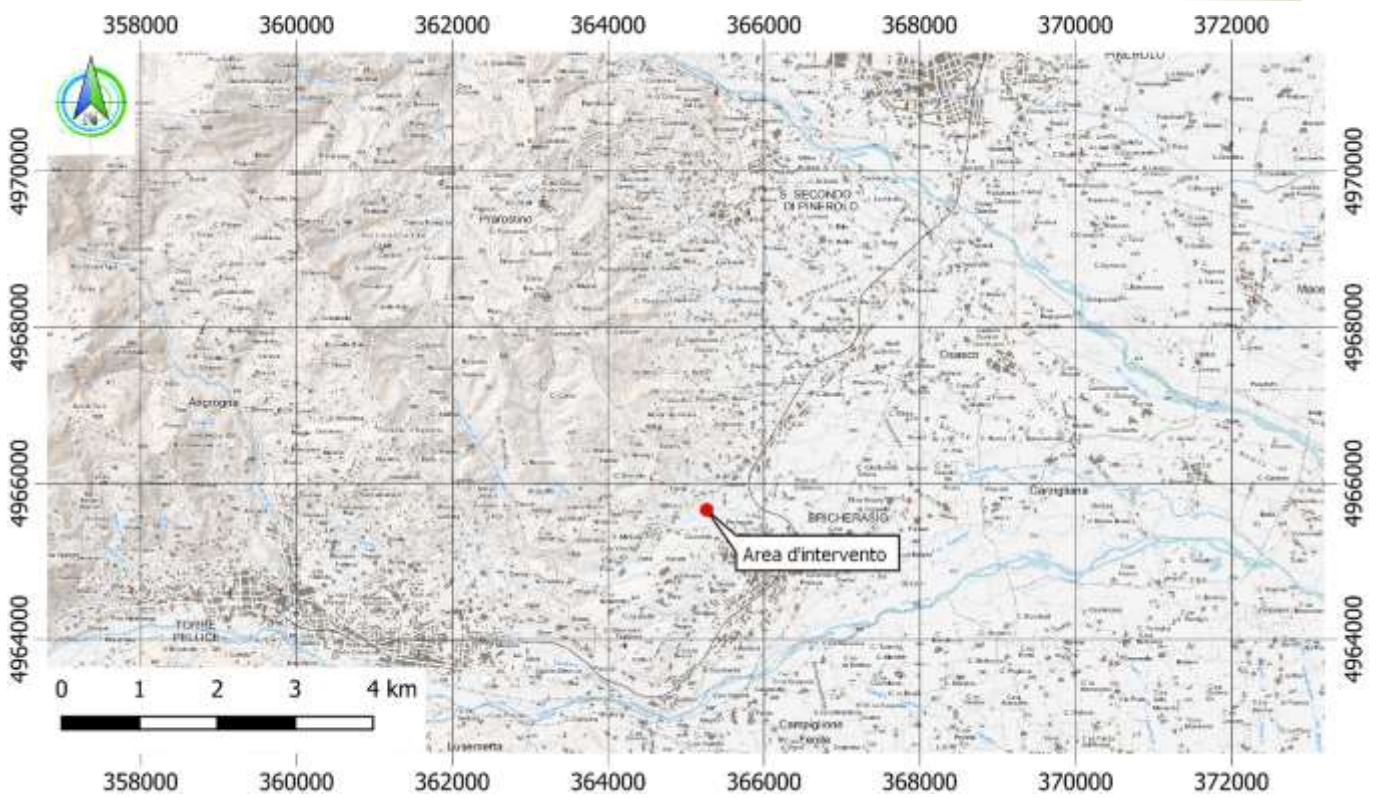


Figura 3 Inquadramento dell'area d'intervento su sfumo in scala 1:50'000

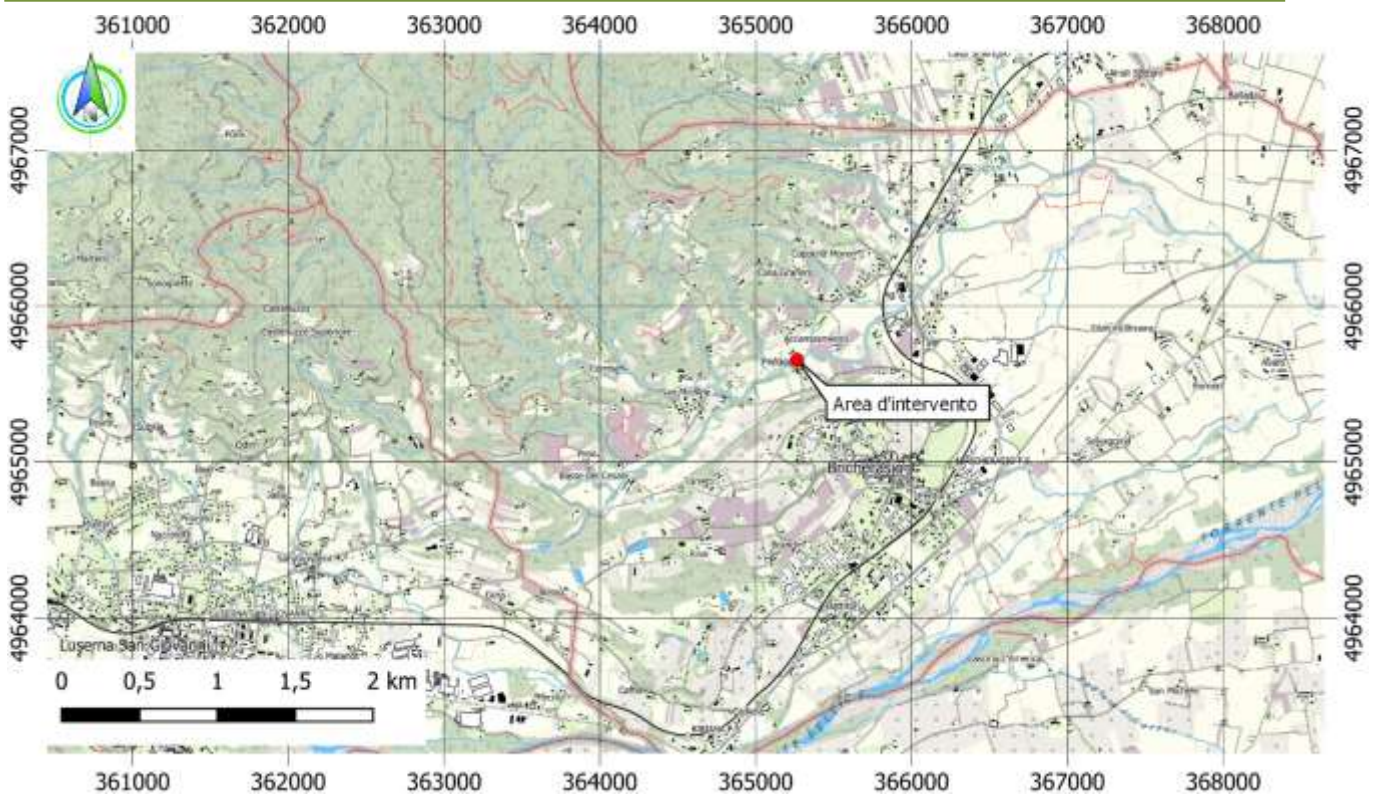


Figura 4 Inquadramento dell'area d'intervento su bdte 1:25000

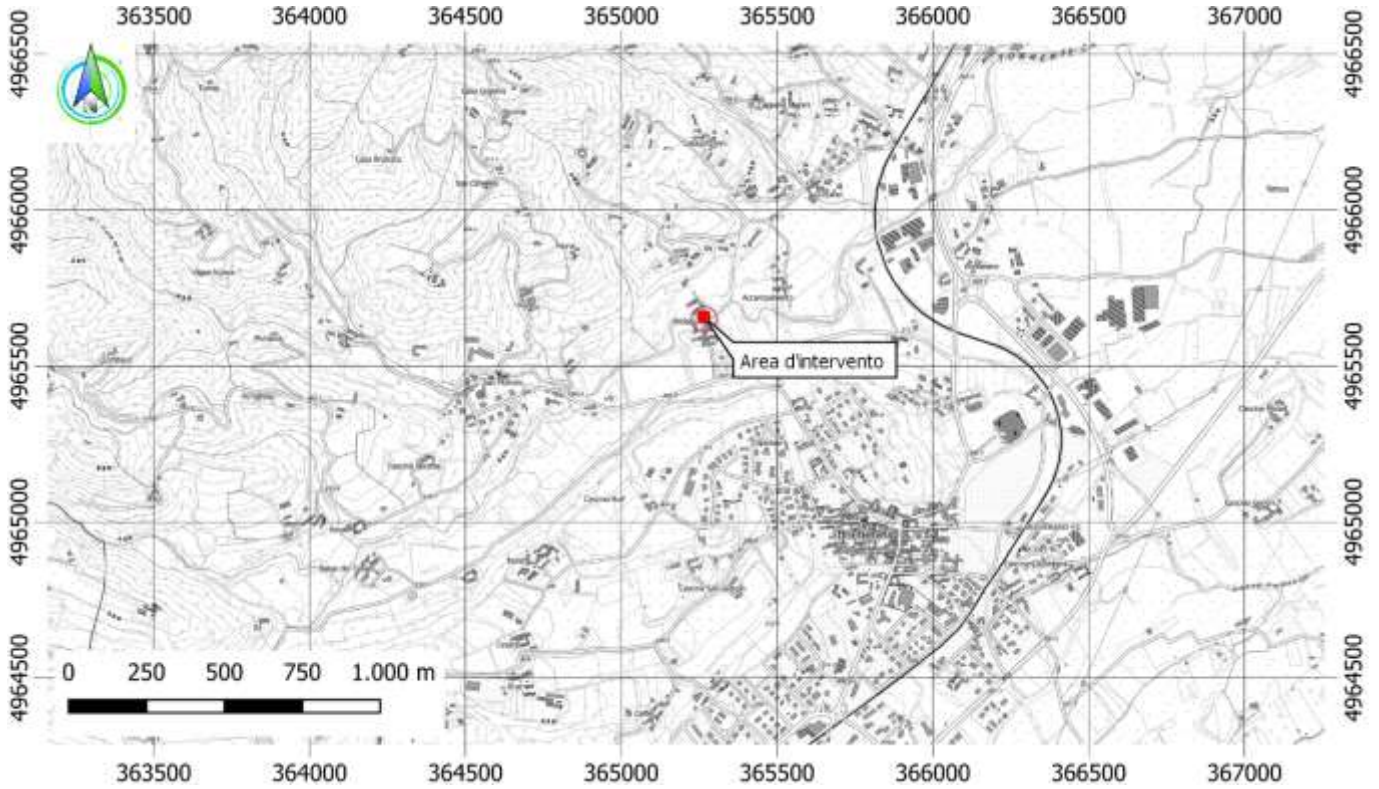


Figura 5 Inquadramento dell'area d'intervento su bdte 1:10000

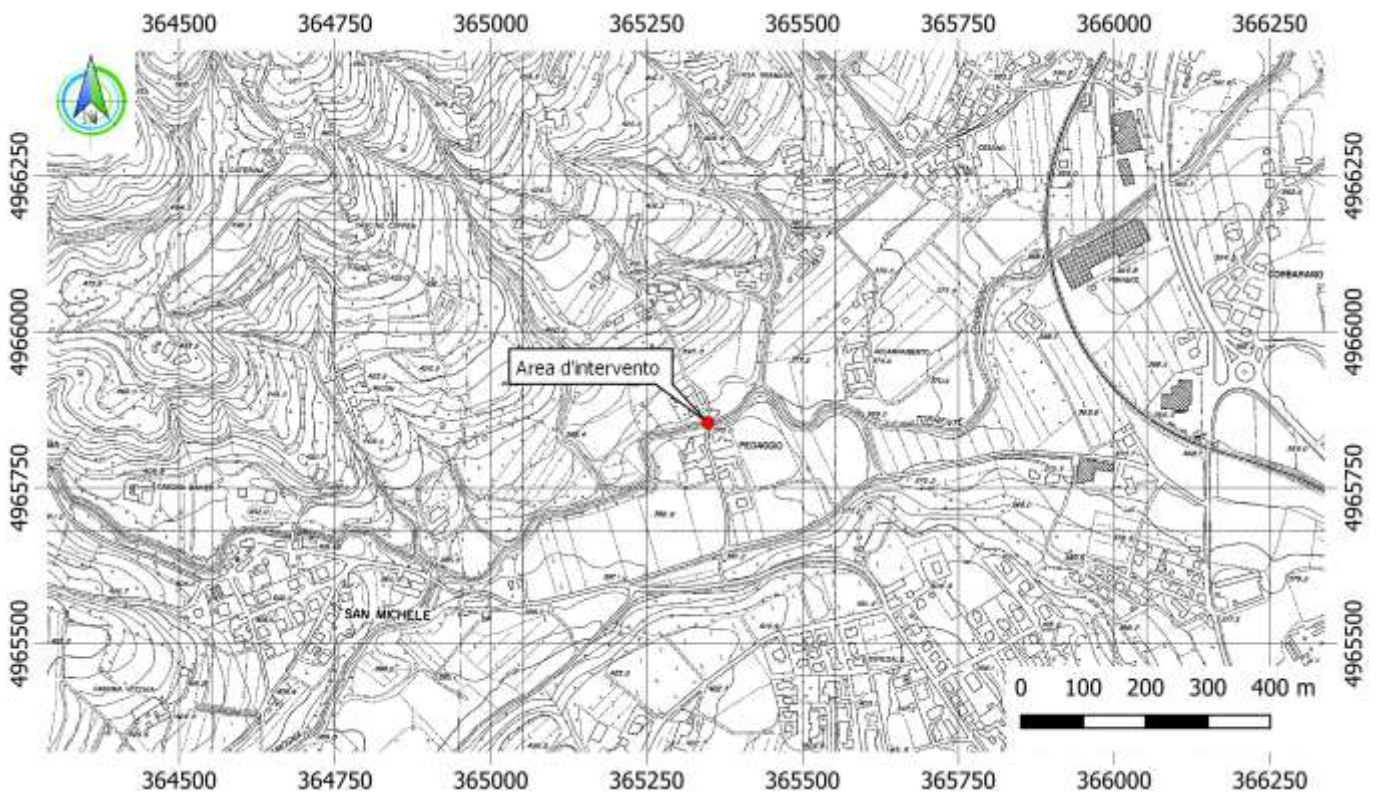


Figura 6 Inquadramento dell'area d'intervento su CTP-172161-172164

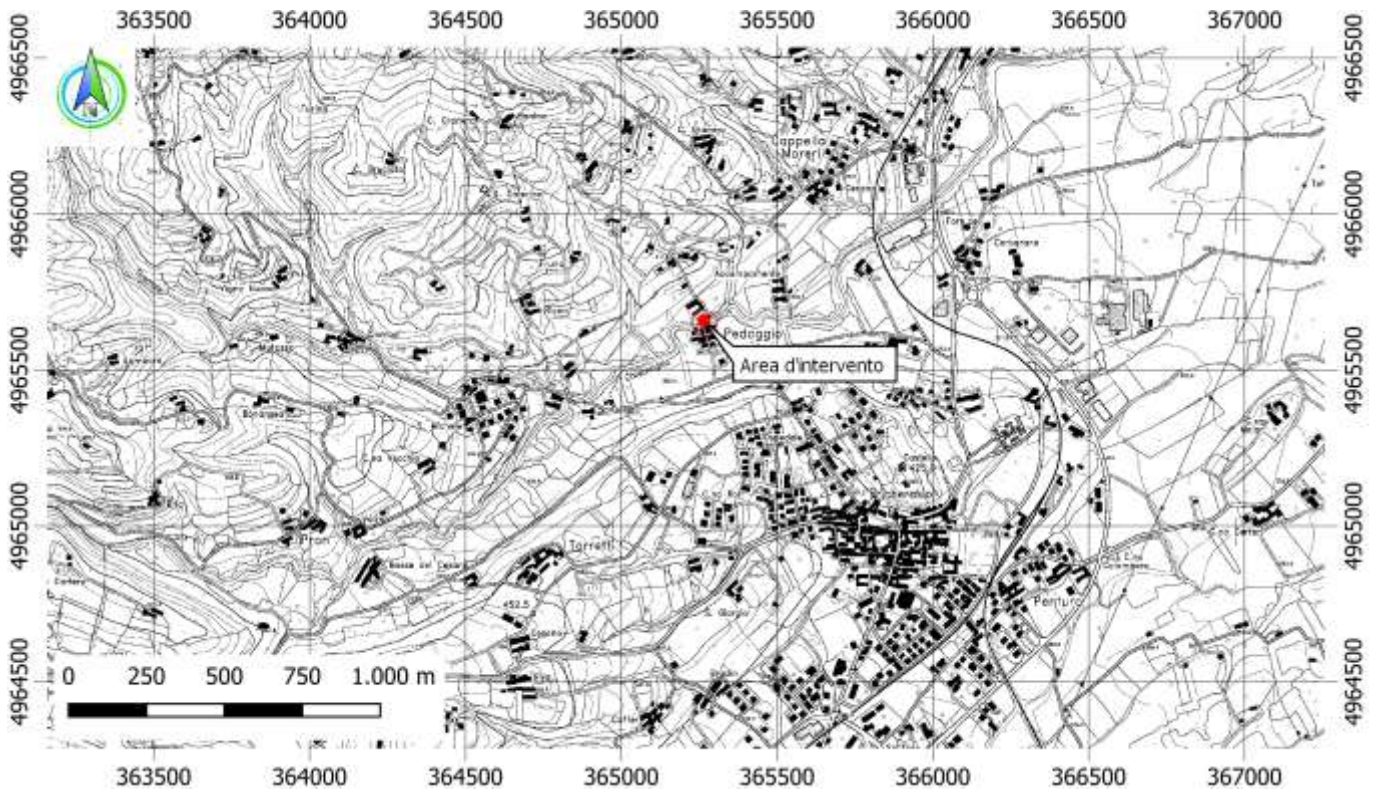


Figura 7 Inquadramento dell'area d'intervento su CTR-172160



Figura 8 Ubicazione intervento su ortofoto – Google Satellite

3.2 Vincoli geomorfologici

Consultando il piano regolatore comunale, il database del Geoportale dell'Arpa Piemonte e della regione Piemonte è stato possibile reperire la cartografia relativa ai processi geomorfologici che hanno interessato l'area oggetto di studio.

Non sono presenti i vincoli relativi alla direttiva alluvioni e fasce fluviali, poiché l'intervento in progetto è localizzato in zona collinare in cui suddette perimetrazioni sono assenti.

Nell'area, in un intorno significativo, non sono presenti perimetrazioni RME.

Dalla consultazione degli archivi SIFRAP e degli archivi Frane ARPA¹, in un intorno significativo non sono presenti segnalazione di fenomeni franosi che abbiano interessato in passato l'area.²

3.2.1 PRGC comune di Bricherasio

Dalla consultazione della *carta di sintesi geomorfologica*, del PRGC del comune di Bricherasio (TO), nel settore degli interventi si riportano come aree gravate da condizionamenti negativi ai fini urbanistici (**Classe III** ex Circolare P.G.R. n.7/LAP).

¹ Carta delle Frane. Il tema, tratto dalla Banca Dati dei Processi Geologici realizzata dalla Regione Piemonte nella seconda metà degli anni '80, espone le diverse tipologie di frana connesse ad instabilità pregressa ed attuale. Le frane riguardanti il substrato vengono distinte tipologicamente in accordo alla classificazione di Varnes (1978). Ad ogni singola tipologia (ad eccezione dei "crolli") sono associate informazioni inerenti la velocità dei movimenti durante le attivazioni sia per la fase preparatoria, sia per la fase di collasso. Vengono inoltre fornite indicazioni sullo stato di evoluzione dei movimenti distinguendo le frane antiche o recenti caratterizzate da attivazioni più o meno ricorrenti negli ultimi 30 anni, da quelle per lo più antiche caratterizzate da diffusa quiescenza. I diversi fenomeni sono stati rilevati sistematicamente tramite studio fotointerpretativo associato a rilievi di terreno spesso integrato e vagliato con informazioni storiche di archivio esaminate a partire da documenti del XIX° secolo. I metadati riportano anche la legenda più dettagliata.

² Carta delle Frane. Il tema, tratto dalla Banca Dati dei Processi Geologici realizzata dalla Regione Piemonte nella seconda metà degli anni '80, espone le diverse tipologie di frana connesse ad instabilità pregressa ed attuale. Le frane riguardanti il substrato vengono distinte tipologicamente in accordo alla classificazione di Varnes (1978). Ad ogni singola tipologia (ad eccezione dei "crolli") sono associate informazioni inerenti la velocità dei movimenti durante le attivazioni sia per la fase preparatoria, sia per la fase di collasso. Vengono inoltre fornite indicazioni sullo stato di evoluzione dei movimenti distinguendo le frane antiche o recenti caratterizzate da attivazioni più o meno ricorrenti negli ultimi 30 anni, da quelle per lo più antiche caratterizzate da diffusa quiescenza. I diversi fenomeni sono stati rilevati sistematicamente tramite studio fotointerpretativo associato a rilievi di terreno spesso integrato e vagliato con informazioni storiche di archivio esaminate a partire da documenti del XIX° secolo. I metadati riportano anche la legenda più dettagliata.

acclività adiacenti i corsi d'acqua minori, potenzialmente predisposte a fenomeni di dissesto nel caso di eventi pluviometrici eccezionali. Carta di sintesi allegata al PRGC del comune di Bricherasio.

L'area d'intervento ricade in un'area identificata come AR: Nuclei di origine agricolo di trasformazione (art.21/2)

Trattandosi di opere di interesse pubblico, il cui obiettivo è la manutenzione, il ripristino ed il completamento di opere di sostegno e la regimazione delle acque superficiali, la loro realizzazione è consentita ai sensi della normativa vigente.

3.3 Vincolo idrogeologico

Gli interventi di sistemazione idraulica nel Torrente Chiamogna non ricadono tra quelli perimetrati ai sensi della normativa del vincolo idrogeologico.

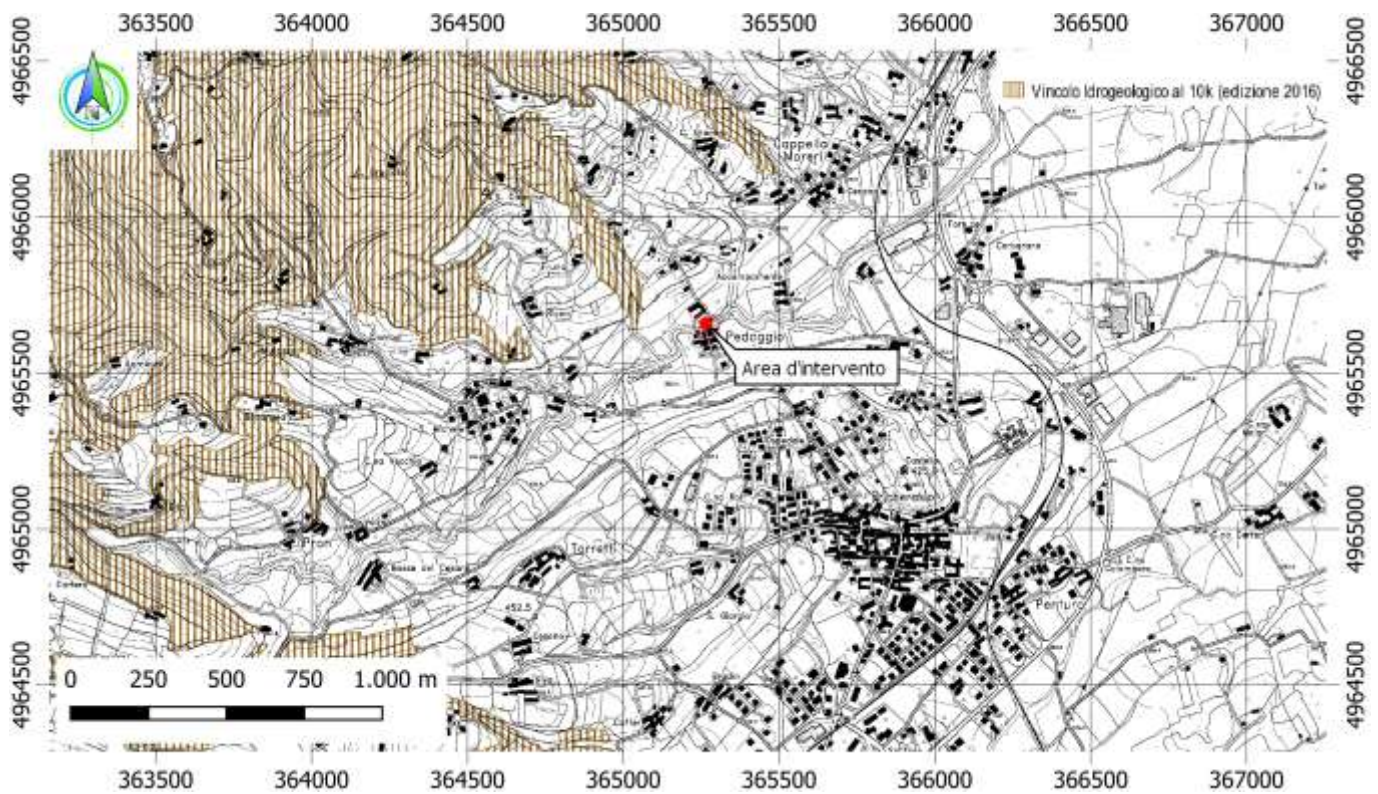


Figura 10 Ubicazione intervento su Vincolo idrogeologico



4 LE OPERE IN PROGETTO

Il presente progetto riguarda la sistemazione idraulica del Torrente Chiamogna in corrispondenza del ponte di Borgata Pedaggio (frazione a 379 m s.l.m., che dista 1,23 km dal comune di Bricherasio di cui essa fa parte). In particolare, si prevede:

- soglia in massi di cava cementati (giunti non a vista) nel tratto di alveo sottostante il ponte per una lunghezza di circa 15 metri;
- sottofondazione delle due spalle del ponte esistente in cemento armato gettato in opera;
- demolizione dei bassi parapetti esistenti fino all'altezza del filare in mattoni che definisce la base del piano asfaltato. I parapetti in muratura mista, con copertina in malta cementizia, saranno sostituiti da parapetti metallici (struttura in corten composta da elementi tubolari orizzontali e montanti alti 1 m) ancorati a un nuovo cordolo in cemento armato. I cordoli in cemento armato che definiranno i lati est e ovest del ponte saranno rivestiti in mattoni antichizzati; in particolare il nuovo rivestimento in mattoni caratterizzerà la copertina e il lato esterno del cordolo. Inoltre, per collegare strutturalmente i due cordoli, al centro del ponte e nelle due estremità saranno realizzati ulteriori cordoli in cemento armato che correranno in direzione perpendicolare rispetto ai primi. I cordoli saranno realizzati a raso rispetto al piano asfaltato (per poterli realizzare occorrerà effettuare uno scavo a sezione obbligata di altezza 30 cm e larghezza 37cm).
- rimozione erbacce e rampicanti che invadono la struttura del ponte;
- realizzazione di scogliera a lato della viabilità a sud-ovest del ponte in massi di cava posati. Tale scogliera, di 6,29 m di lunghezza, avrà un cordolo che definirà la testa della sponda identico al cordolo che definisce i lati est e ovest del ponte; questo sarà composto da una struttura in cemento armato (h 30 cm, larghezza 37cm) e un rivestimento in mattoni antichizzati. Sul cordolo sarà ancorato un parapetto in corten per una lunghezza pari a metri 4,00, a continuazione del parapetto da realizzare sul lato ovest del ponte.



Nelle tavole grafiche di progetto sono esaurientemente rappresentate le caratteristiche progettuali delle opere descritte nella presente relazione.



5 METODO E CODICE DI CALCOLO

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/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 della scogliera 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 γ_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	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 1 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno (Tab.6.5.I delle NTC2018)



La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo di verifica di stabilità della scogliera sono stati effettuati con il programma di modellazione Max 16, 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.

Ai sensi del par. 6.3.4. delle NTC/2018, "le verifiche di sicurezza per la stabilità di pendii naturali sono state effettuate con metodi che tengono conto del tipo di frana e dei possibili cinematismi, considerando forma e posizione della eventuale superficie di scorrimento, le proprietà meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi e il regime delle pressioni interstiziali.

La verifica di sicurezza di un pendio non in frana deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso. Inoltre, le verifiche devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

La valutazione del coefficiente di sicurezza dei pendii naturali, espresso dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ_f) e la tensione di taglio agente (τ) lungo la superficie di scorrimento, deve essere eseguita impiegando sia i parametri geotecnici, congruenti con i caratteri del cinematismo atteso o accertato, sia le azioni presi con il loro valore caratteristico. [...]"

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo di entrambi i 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 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE.

Al fine di valutare al meglio la stratigrafia e le caratteristiche geotecniche del sottosuolo, oltre a consultare la bibliografia, il Geoportale dell'Arpa Piemonte ha messo a disposizione la stratigrafia semplificata ottenuta da perforazioni eseguite nel passato in aree vicine alla zona di intervento. Si riporta di seguito la geolocalizzazione delle perforazioni e le informazioni relative alla stratigrafia semplificata fino ad una profondità di circa 40 m, ottenuta dal geoportale dell'Arpa Piemonte.

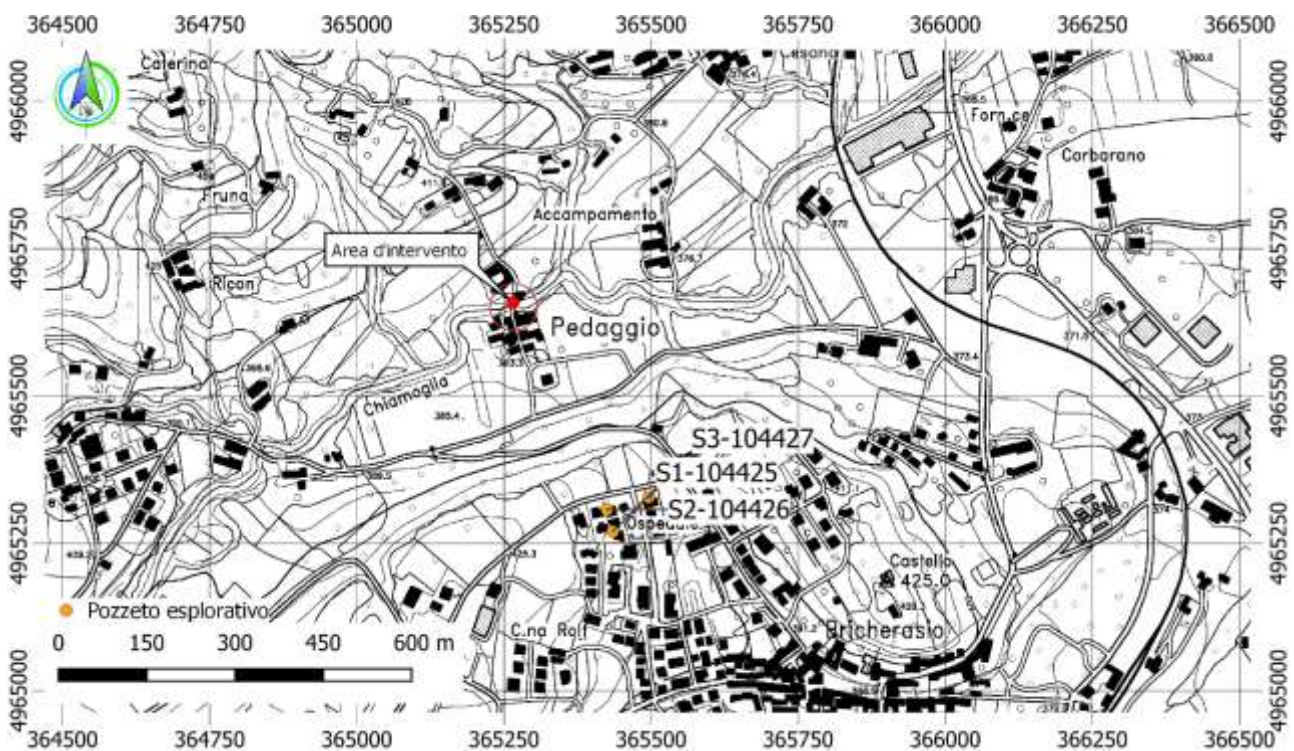


Figura 11. Inquadramento delle perforazioni (S1, S2, e S3) presenti sul portale dell'Arpa Piemonte e dell'area d'intervento.

- Codice perforazione: 104425 – S1: Pozzo esplorativo eseguito nel comune di Bricherasio

Profondità [m]	Descrizione
0.30	Terreno vegetale limo argilloso
4.90	Limo sabbioso debolmente argilloso

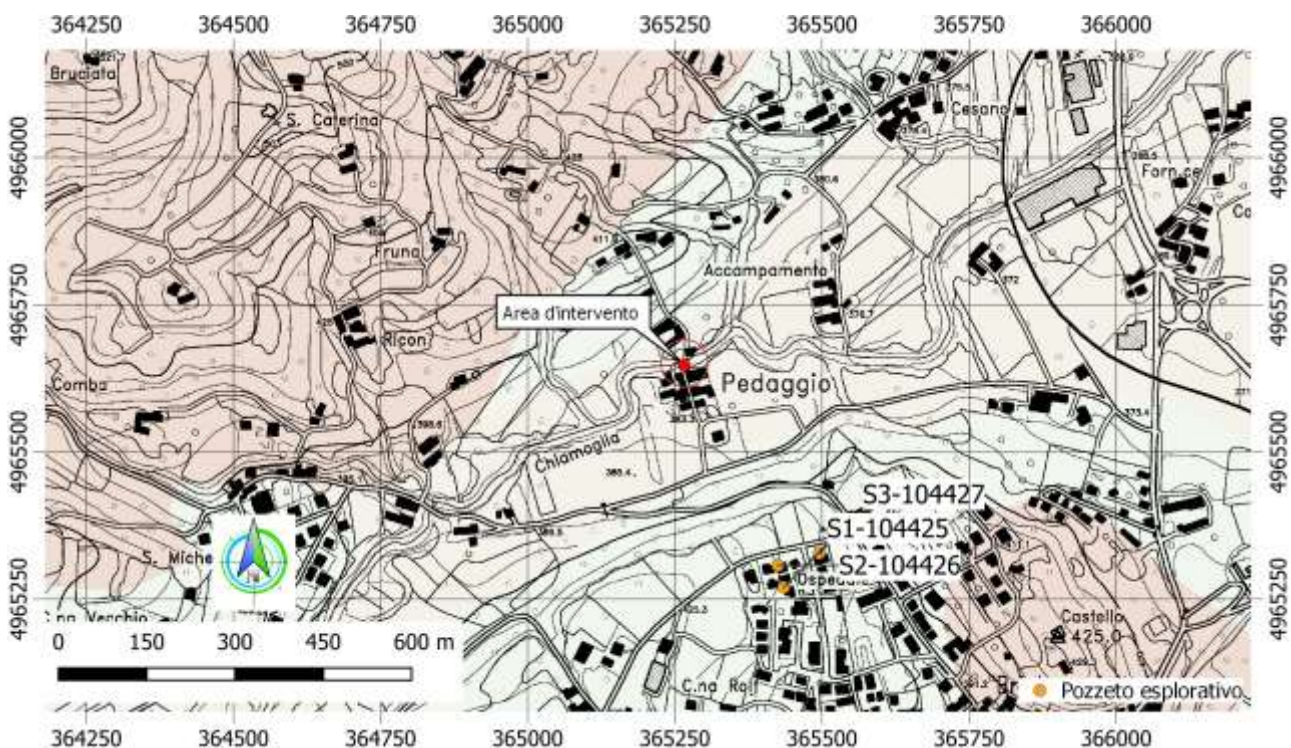
- Codice perforazione: 104426 – S2: Pozzo esplorativo eseguito nel comune di Bricherasio

Profondità [m]	Descrizione
0.30	Terreno vegetale limo argilloso
4.60	Limo sabbioso debolmente argilloso

- Codice perforazione: 104427 – S3: Pozzo esplorativo eseguito nel comune di Bricherasio

Profondità [m]	Descrizione
0.30	Terreno vegetale limo argilloso
4.70	Limo sabbioso debolmente argilloso

I sondaggi consultati dall'archivio ARPA, sono stati realizzati in una zona classificata come depositi fluvio-glaciali antichi ferrettizzati, ciò non ripresentano necessariamente la stratigrafia dell'area d'intervento che ricade in una zona influenzata dalla presenza del torrente Chiamoglia, caratterizzata da alluvioni ghiaiose talora sabbiose e limose, antiche e terrazzate.



Alluvioni ghiaiose talora sabbiose e limose, antiche e terrazzate

Alluvioni fluvio-glaciali ghiaiose e ciottolose, talora con grossi trovanti alterate in terreni argillosi (ferretto)

Figura 12. Inquadramento delle perforazioni (S1, S2, e S3) presenti sul portale dell'Arpa Piemonte e dell'area d'intervento-unità litologico-giacimentologiche.



Figura 13. Documentazione Fotografica

Non avendo informazione specifica dei terreni presenti nell'area d'intervento, i parametri geotecnici sono stati **ipotizzati cautelativamente**, sulla base dell'analisi dei dati di bibliografia, delle conoscenze pregresse su depositi alluvionali aventi caratteristiche simili a quelli del sito in esame, I seguenti valori dei principali parametri geotecnici da assegnare ai terreni che presenti.

Descrizione	Peso unità di volume secco [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo d'Attrito [°]	Coesione [kPa]
Depositi alluvionali	19.00	20.0	33	5
Riempimento	18.00	19.00	30	0

Tabella 2 – Parametri geotecnici

7 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.

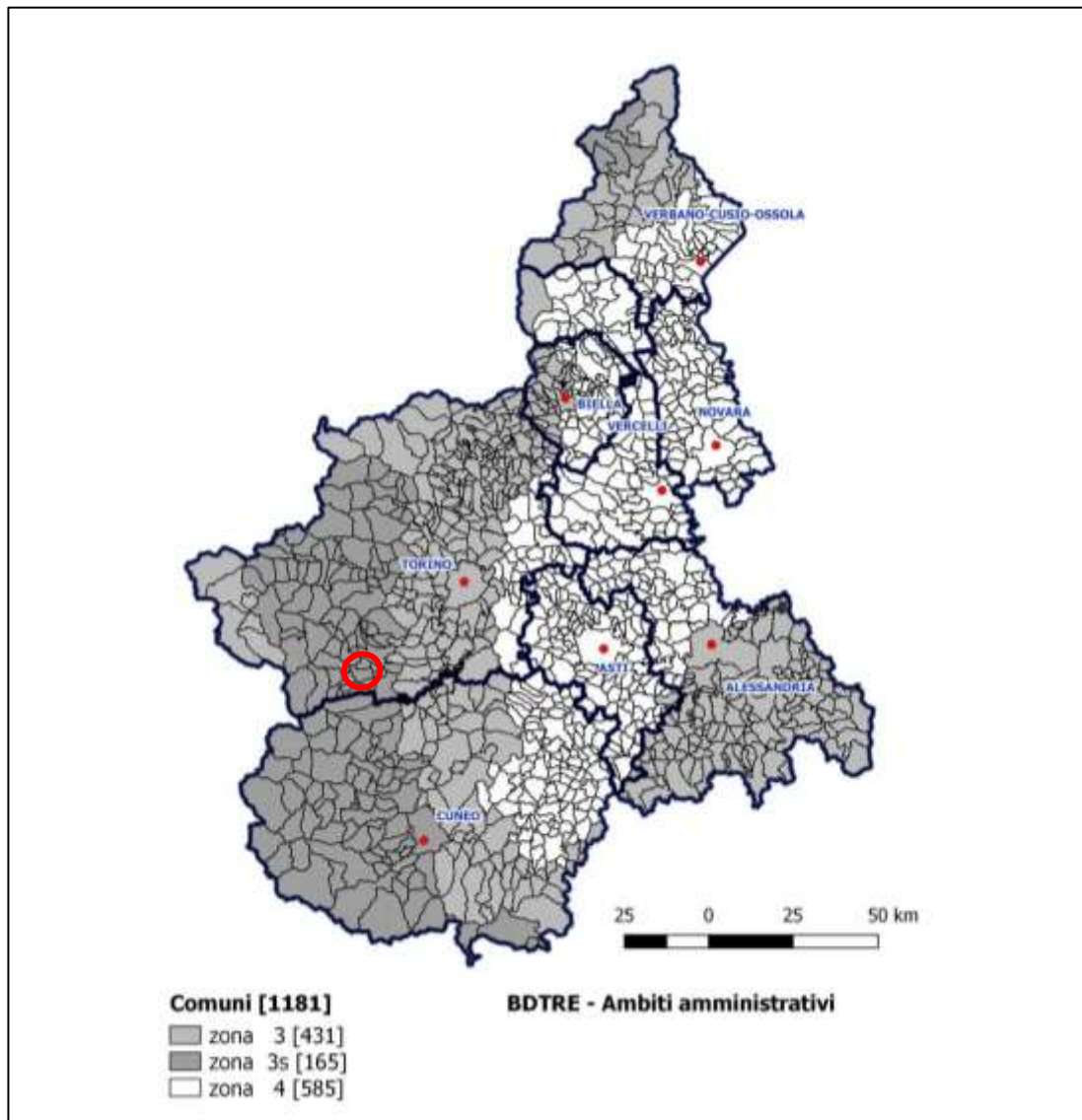


Figura 14 - Mappatura delle aree sismiche in Piemonte.

Il Comune di Bricherasio (TO) rientra tra le aree classificate in Zona 3s: Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti

Regione		PIEMONTE
Provincia		TORINO
Comune		Bricherasio
Coordinate Geografiche del cantiere	Latitudine	44°49'53.64" N
	Longitudine	7°17'43.82" E
Altitudine		380 m s.l.m.
Zona sismica		ZONA 3s
Tipo di opera	TAB. 2.4.I D.M. 17/01/2018	ORDINARIA
Vita nominale V_N	P.to 2.4.1 D.M. 17/01/2018	50 ANNI
Classe d'uso	P.to 2.4.2 D.M. 17/01/2018	II
Coefficiente d'uso C_U	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	1
Periodo di riferimento per azione sismica V_R	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	50 ANNI

Tabella 3 – Dati della struttura e zona sismica

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 NTC2018 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 PVR. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, 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:

	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [-]	T_c [s]
SLO	30	0.388	2.456	0.206
SLD	50	0.515	2.429	0.226
SLV	475	1.304	2.467	0.265
SLC	975	1.643	2.494	0.274

Tabella 4 - Parametri sismici di progettazione



7.1 Analisi delle condizioni di stabilità dei pendii

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche, come anche il comportamento dei fronti di scavo, 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 $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

β_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 5 - 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
A	<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	<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>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa medianamente addensati o terreni a grana fina medianamente 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>
D	<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>
E	<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 6 - 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
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 7 - Espressioni di S_s Tabella 3.2.IV D.M. 17/01/2018



La seguente tabella riepiloga i coefficienti sismici calcolati:

	SLV	SLD
a_g [m/s]	1.304	0.515
S_t coefficiente di amplificazione topografica	1.2	1.2
S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica	1.8	1.8
β_m ribaltamento	1.0	1.0
K_h coefficiente di intensità sismica orizzontale [%]	10.911	5.328
K_v coefficiente di intensità sismica verticale [%]	5.455	2.664

7.2 Analisi delle condizioni di stabilità dei muri di sostegno

L'analisi delle condizioni di stabilità dei muri di sostegno, a meno di specifiche analisi dinamiche, in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici e metodi degli spostamenti. Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

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

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Il valore del coefficiente di amplificazione topografico S_T e il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s sono uguali a quelli appena riportati per l'analisi di stabilità dei pendii.

Si valuta infine il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m , che risulta quantificato come segue:

$\beta_m=0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m=0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (7.11.1 del D.M. 17/01/2018) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

Nel caso in questione i valori di β_m sono stati calcolati mediante l'utilizzo del software MAX 16 durante il calcolo delle verifiche di stabilità della scogliera.

Calcolo Bm secondo Circolare 21/01/2019 n° 7 C.S.LL.PP. (par C7.11.6.2)				
AgCrit = 2,244 [m/s^2]		Amax = 2,817 [m/s^2]		$\beta_{m,critico} = 0,797$
	Verifica SLV	Bm	Kh [%]	Kv [%]
◆	Scorrimento	0,380	10,911	5,456
	Carico limite, stabilità globale e verifiche strutturali	0,797	22,875	11,437
	Ribaltamento	1,000	28,714	14,357

Tabella 8 – Calcolo di β_m secondo Circolare 21/01/2019 n. 7



8 CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI

Massi di cava e posati a secco: materiale litoide proveniente da disalveo o da cava, non friabile né gelivo, ad elevato peso specifico. Le caratteristiche meccaniche vengono riportate nella seguente tabella:

Resistenza a compressione	(kPa)	30000
Angolo di attrito interno	(°)	45
Resistenza a taglio	(kg/cm ²)	5
Peso di volume	(kg/m ³)	2300

Tabella 9 – Parametri pietrame

9 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.

9.1 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 dei massi di cava posati a secco pari a 2300 kg/m^3 .

9.2 Carichi permanenti non strutturali

Sulle scogliere in progetto non insistono carichi permanenti non strutturali, se non la spinta attiva del terreno stesso di cui sono stati riportati i parametri geotecnici al capitolo 6.

9.3 Carichi variabili

Sulla scogliera in progetto si considera un carico variabile veicolare di 2000 kg/m^2 , messo in corrispondenza con la testa della opera di sostegno



10 COMBINAZIONI DI CARICO E ANALISI DI STABILITÀ

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:

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.30	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.30	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.50	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Tabella 10- Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche.

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	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 11 – 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	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Tabella 12 – Coefficienti parziali γ_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.



10.1 Descrizione combinazioni di carico delle scogliere

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.15	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole



Condizione	γ	Ψ	Effetto
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.75	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - SLEQ H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLEQ H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - A1-M1-R3 SCOR H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - A1-M1-R3 SCOR H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole



11 SCOGLIERA IN MASSI POSATI A SECCO

11.1 Modello di calcolo e risultati delle verifiche

La scogliera in massi posati a secco sarà posizionata sulla sponda destra del Torrente Chiamogna, a favore della sicurezza la sezione a verificare sarà quella dove la altezza è massima e il carico della strada Gasche è in corrispondenza con la testa della scogliera.

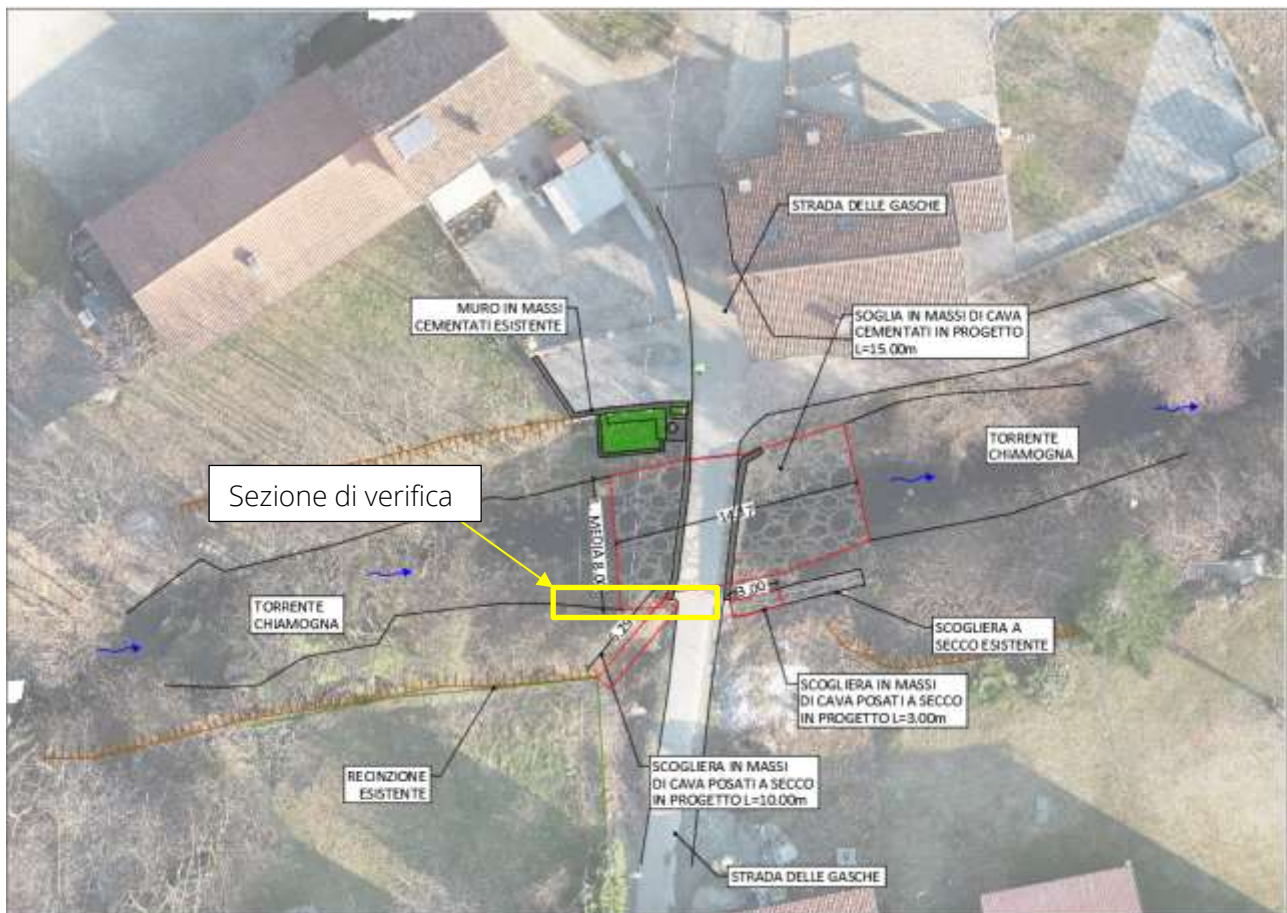


Figura 15 – Estratto Tav.02_Planimetria_rilievo_progetto



Figura 16 – Estratto Tav03_Sezioni_tipo

11.2 Geometria di modellazione

La scogliera in massi di cava posati a secco avrà sezione costante per tutta l'estensione, con altezza del paramento di 3.00 m, inclinazione interna di approssimativamente 5.0° ed esterna di 23.0° e spessore in testa di 1.00 m.

La fondazione avrà inclinazione di 5° con rispetto alla orizzontale, spessore di 1.00 m, lunghezza della mensola di valle di 0.40 m per una lunghezza totale di 2.00 m.

A valle della scogliera è presente una scarpata fortemente inclinata, circa 25°

Si riportano di seguito degli estratti dal software di calcolo, esemplificativi della geometria della sezione verificata e delle condizioni geologico-stratigrafiche e idrogeologiche in cui si inserisce.

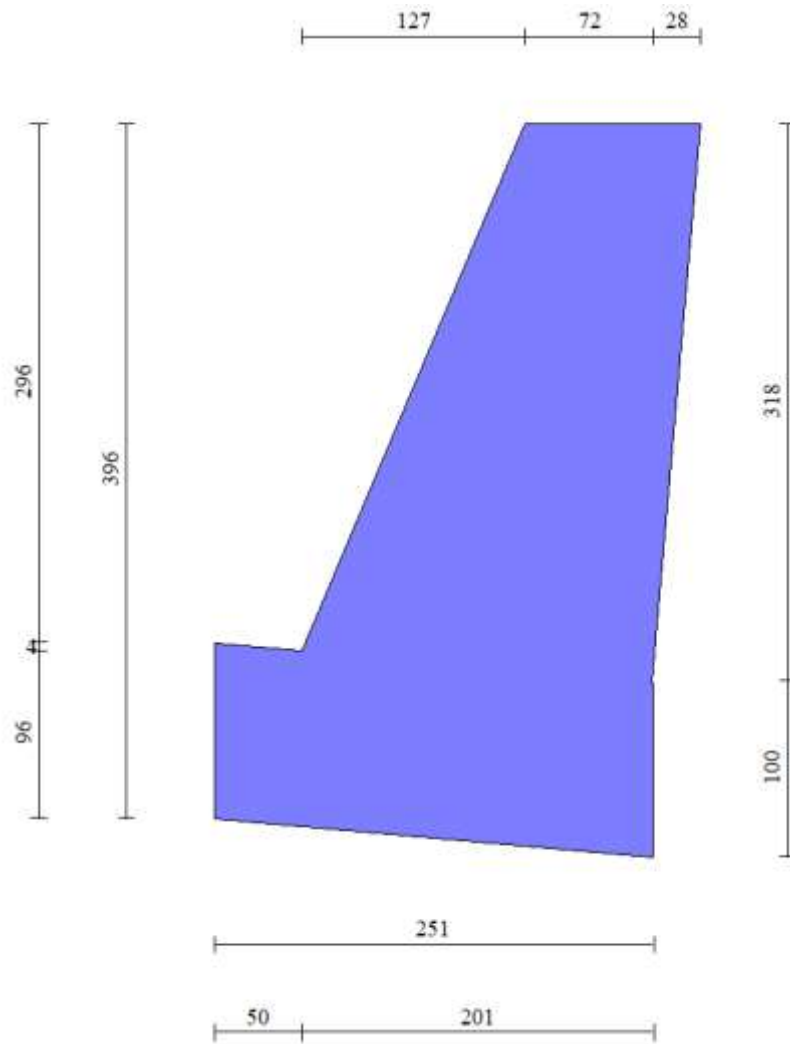


Figura 17 - Estratto dal software di calcolo MAX 16.0 - Sezione di verifica

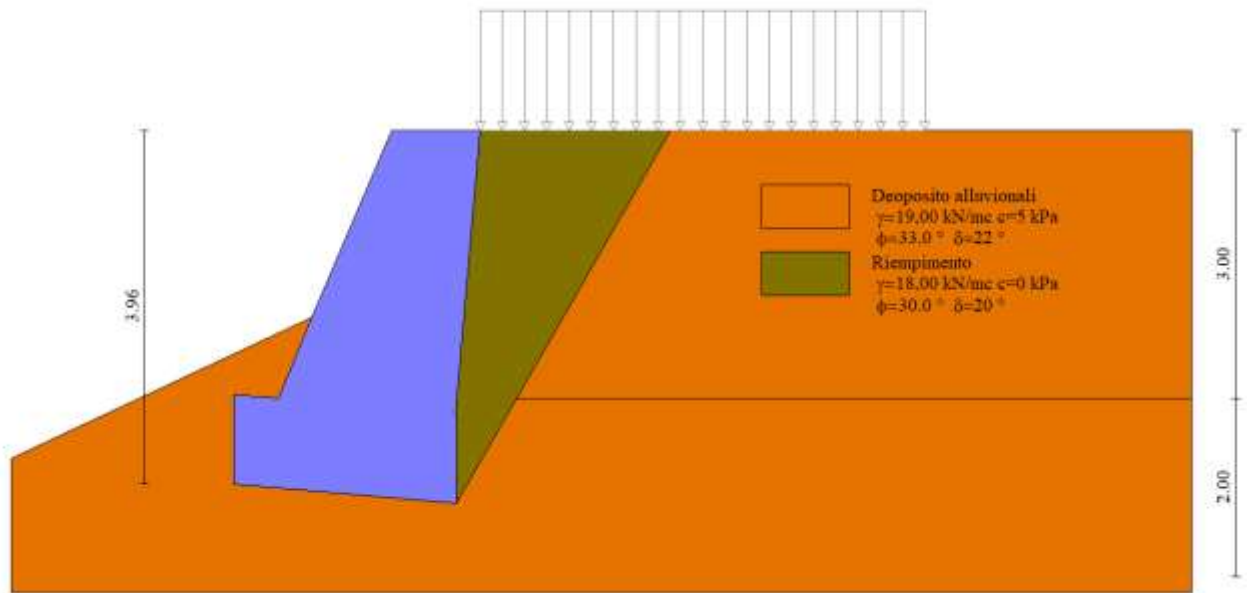


Figura 18 - Estratto dal software di calcolo MAX 16.0 - Sezione di verifica



11.3 Sollecitazioni agenti

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

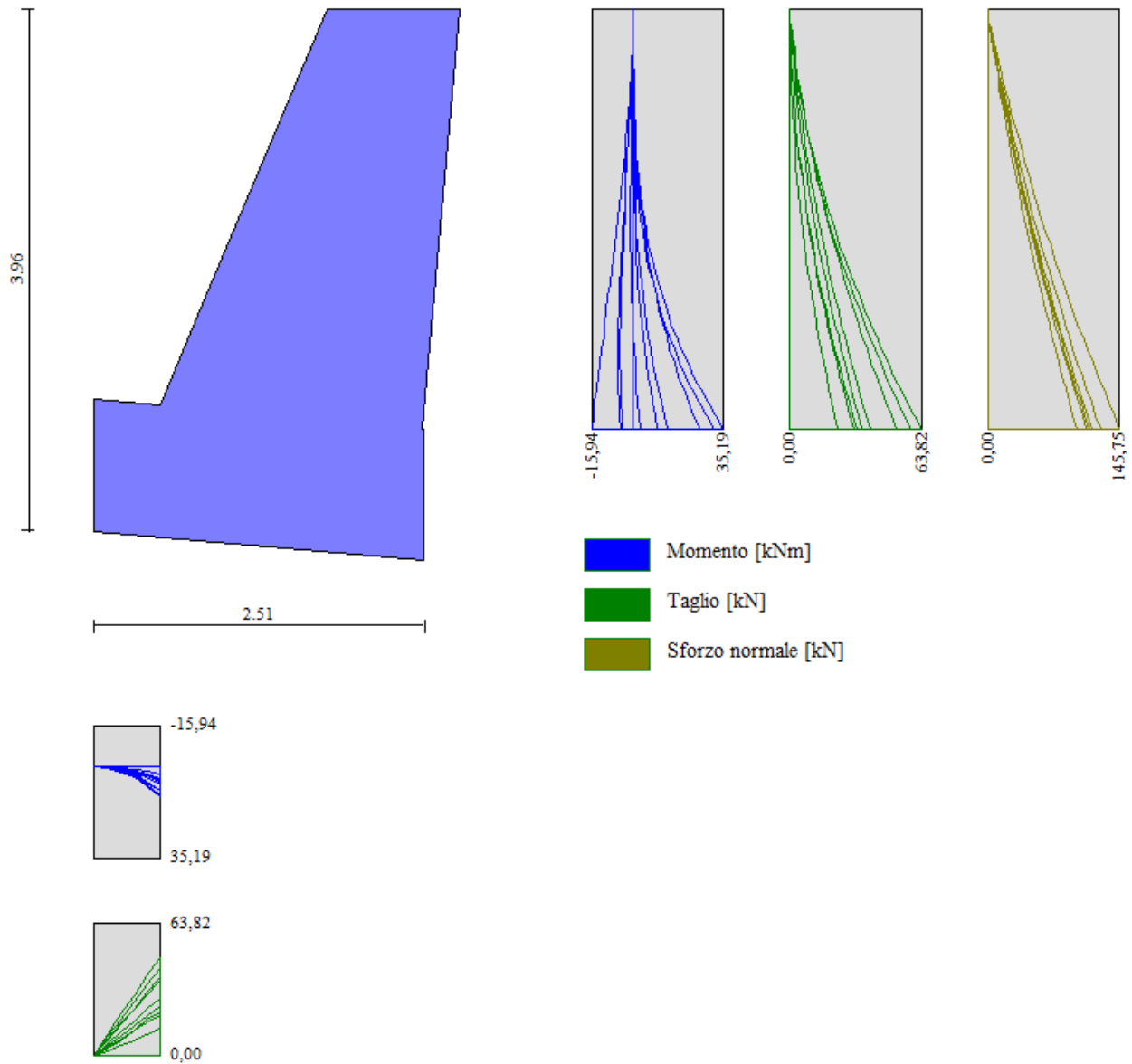


Figura 19 – Involuppo delle sollecitazioni agenti

11.4 Risultati delle verifiche

Nella tabella seguente si riportano i minimi coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche tenendo conto di tutte le combinazioni risultanti dal calcolo.

Tipo di verifica	Fattori di sicurezza minimi
Verifica al ribaltamento	1.76 (12)
Verifica allo scorrimento	1.34 (1)
Verifica al carico limite	5.90 (3)
Verifica alla stabilità globale	1.33 (9)

Tabella 13 - Risultati delle verifiche geotecniche

I valori minimi dei fattori di sicurezza risultano maggiori di quelli prescritti dalla normativa per i muri di sostegno (NTC 2018).

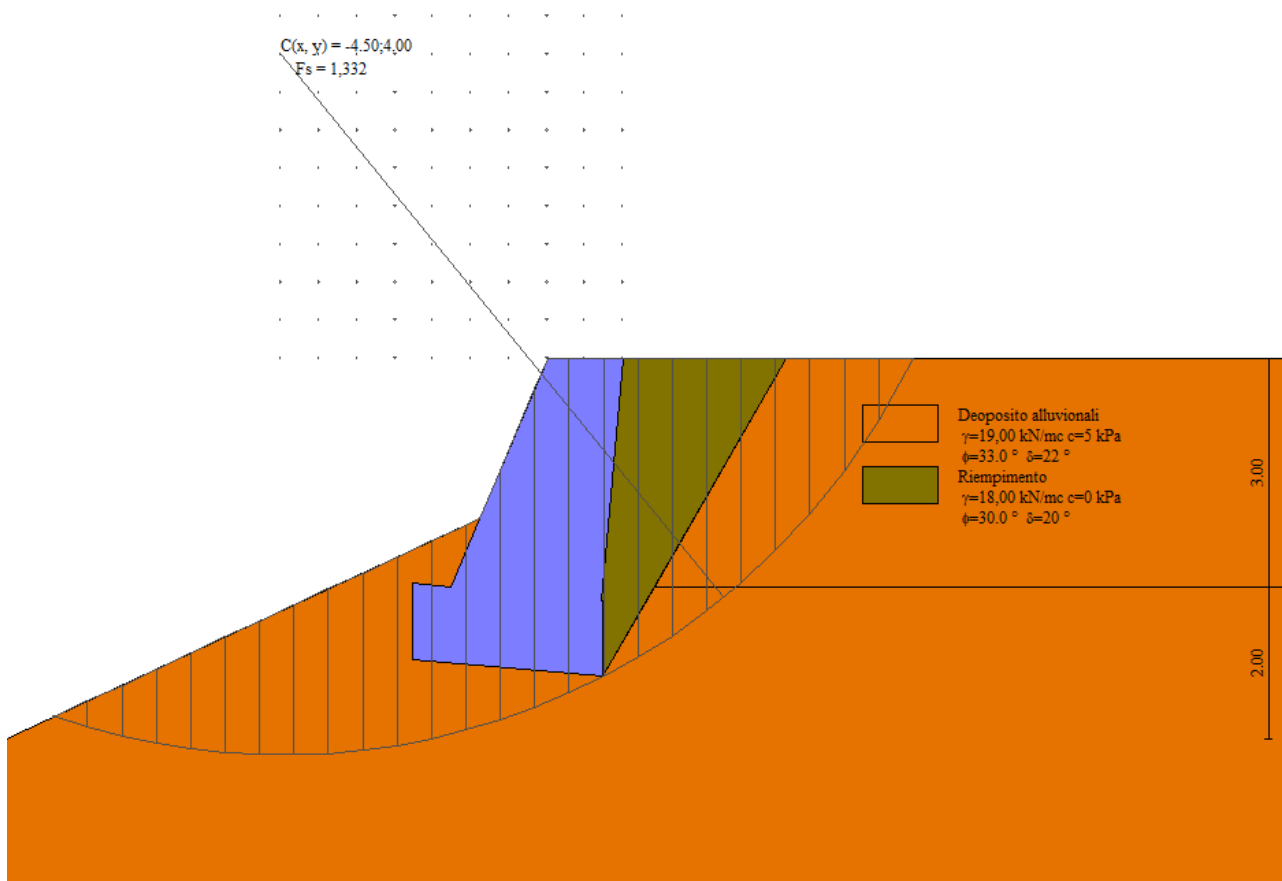


Figura 20 – Verifica alla stabilità globale $F_s=1.332$



12 CONCLUSIONI

Nel presente elaborato è stato fornito un rapido inquadramento topografico, geologico e vincolistico dell'area interessata dalle opere relative al progetto denominato "SISTEMAZIONE IDRAULICA TORRENTE CHIAMOGNA IN CORRISPONDENZA DEL PONTE DI BORGATA PEDAGGIO" – CIG: Z6735747BA".

Vengono inoltre riportati i risultati delle verifiche geotecniche di stabilità della sezione delle scogliere in progetto, nonché i risultati dell'analisi di stabilità del pendio sul quale si andrà ad intervenire.

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

La scogliera in progetto ricade in diverse classi della carta di sintesi allegata al PRGC del comune di Bricherasio, nello specifico, **classe III**: *aree gravate da fenomeni idrologici e geomorfologici negativi aree esondabili dal fiume Pellice e dai suoi affluenti in caso di eventi alluvionali eccezionali, fasce a maggiore acclività adiacenti i corsi d'acqua minori, potenzialmente predisposte a fenomeni di dissesto nel caso di eventi pluviometrici eccezionali.*

L'intervento in progetto è tra le opere ammesse in queste classi, essendo un'opera di sistemazione idrogeologica e di difesa del suolo.

I settori indagati **non ricadono** tra le aree perimetrare dalla Direttiva Alluvioni.

Per quanto concerne l'aspetto vincolistico, le opere in Strada pedaggio **non ricadono** tra le aree perimetrare ai sensi della L.R. 45/89 – Vincolo Idrogeologico. Le opere non sono dunque assoggettata ad esplicita autorizzazione.

Per il rinterro a tergo dei muri, è possibile utilizzare il materiale proveniente dagli scavi, **opportunitamente vagliato con benna vagliante al fine di eliminare la frazione fine, sabbioso limosa.**

Per quanto concerne le verifiche geotecniche, effettuate sulla scogliera, tutte le verifiche hanno dato esito positivo, confermando che la corretta esecuzione dell'opera garantirà la stabilità delle stesse.

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

Dai risultati ottenuti risulta che tutte le verifiche effettuate risultano **soddisfatte.**