

COMMITTENTE:

COMUNE DI USSEGLIO

OGGETTO:

**INTERVENTI DI MOVIMENTAZIONE/DISALVEO DI
MATERIALE LITOIDE A MONTE E A VALLE DEL PONTE
SULLA S.P. 32 SUL RIO VENAUS**



Città metropolitana di Torino



LOCALITÀ DELL'INTERVENTO:

COMUNE DI USSEGLIO

CODICE AREA:

GEN

FASE PROGETTUALE:

PROGETTO ESECUTIVO

N° ELABORATO:

D

ARCHIVIO:

6576

661

GEN

D

ESE

00

SCALA:

-

TITOLO ELABORATO:

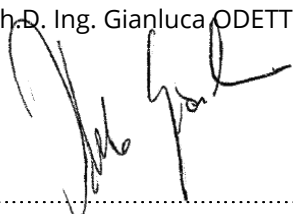
RELAZIONE GEOTECNICA

DATA:

Loranzè,
Giugno 2026

CONTROLLO QUALITA' ELABORATI

CODICE	AMBITO PROGETTUALE	RESPONSABILE D'AREA	REDATTO	VERIFICATO RESP. AREA	RIESAMINATO COORDINATORE	APPROVATO RESP. PROG.	REV	DATA	NOTE
ARC	ARCHITETTURA ED EDILIZIA	Arch. M. DI PERNA	.	.	G.B.	G.N.	0	06/2026	EMISSIONE
GEO	AMBIENTE E TERRITORIO	Geol. P. CAMBULI	.	.			1	.	.
DLS	DIREZIONE LAVORI E SICUREZZA	Ing. C. PACE	.	.			2	.	.
ENE	ENERGETICA	Ing. A. BREGOLIN	.	.			3	.	.
IDR	IDRAULICA	Ing. G. BERTOLA	G.B.	G.B.			4	.	.
IEL	IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI	Dott. Ing. E. MERCADO	.	.			5	.	.
TFM	IMPIANTI TERMOFLUIDOMECCANICI	Ing. A. BREGOLIN	.	.			6	.	.
INF	INFRASTRUTTURE	Ing. A. VACCARONE	.	.			7	.	.
STR	STRUTTURE	Ing. D. KOETTING	.	.			8	.	.
VVF	PREVENZIONE INCENDI	Ing. K. ALDBAISSY	.	.			9	.	.
EXT	COLLABORATORI ESTERNI	.	.	.			10	.	.
			.	.			11	.	.



PROGETTISTA:

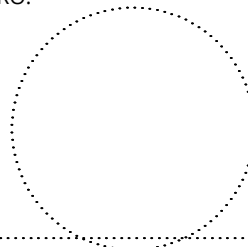
Ing. Gianluca NOASCONO
N° 8292 Y ALBO INGEGNERI
PROVINCIA DI TORINO

TIMBRO:



ALTRA FIGURA:

TIMBRO:



Azienda con sistema
qualità certificato ISO 9001



Associazione delle organizzazioni di ingegneria
di architettura e di consulenza tecnico-economica





INDICE

2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO.....	4
4	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	8
5	METODO E CODICE DI CALCOLO	12
5.1	COMBINAZIONI DI CARICO NTC2018	15
6	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	17
7	DATI DELLA STRUTTURA, ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO...	18
7.1	ANALISI DELLE CONDIZIONI DI STABILITÀ DEI PENDII.....	21
7.2	ANALISI DELLE CONDIZIONI DI STABILITÀ DEI MURI DI SOSTEGNO.....	24
8	SCOGLIERA TIPO 1	26
8.1	CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI.....	28
8.2	AZIONI	29
8.2.1	Carichi permanenti strutturali	29
8.2.2	Carichi permanenti non strutturali.....	29
8.2.3	Carichi variabili	29
8.2.4	Combinazioni di carico	30
8.3	MODELLO DI CALCOLO	34
8.3.1	Geometria di modellazione.....	34
8.3.2	Spinta e Sollecitazioni agenti	36
8.4	RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE.....	41
8.4.1	Verifica a scorrimento fondazione	41
8.4.2	Verifica a carico limite.....	43
8.4.3	Verifica a ribaltamento	46
8.4.4	Verifiche muro a gravità.....	48
8.4.5	Verifica stabilità globale muro + terreno	49
8.4.6	Riassunto verifiche geotecniche	50
9	SCOGLIERA TIPO 2.....	51
9.1	CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI.....	52
9.2	AZIONI	53
9.2.1	Carichi permanenti strutturali	53
9.2.2	Carichi permanenti non strutturali.....	53



9.2.3	Carichi variabili	53
9.2.4	Combinazioni di carico	54
9.3	MODELLO DI CALCOLO	58
9.3.1	Geometria di modellazione	58
9.3.2	Spinta e Sollecitazioni agenti	60
9.4	RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE	65
9.4.1	Verifica a scorrimento fondazione	65
9.4.2	Verifica a carico limite	67
9.4.3	Verifica a ribaltamento	69
9.4.4	Verifiche muro a gravità	71
9.4.5	Verifica stabilità globale muro + terreno	72
9.4.6	Riassunto verifiche geotecniche	73
10	CONCLUSIONI	74

PREMESSA

Il Comune di Usseglio ha affidato a Sertec Engineering Consulting l'incarico di realizzare le opere previste dal progetto denominato "Interventi di movimentazione/disalveo di materiale litoide a monte e a valle del ponte sulla S.P. 32 sul rio Venaus", che prevede la realizzazione delle scogliere di tipo sia a secco sia cementate lungo l'alveo, con l'obiettivo di proteggere le sponde dagli effetti dell'erosione e delle inondazioni.

Scopo della presente è illustrare le condizioni geotecniche relative al suddetto progetto. Dopo un inquadramento topografico e vincolistico dell'area oggetto di intervento, verrà eseguita una caratterizzazione geotecnica dei terreni, le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di sostegno.

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";

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 INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO

L'intervento in progetto interessa il Rio Venaus, dove verranno realizzate delle nuove scogliere in massi cementati e a secco al fine di garantire una adeguata protezione delle sponde. Il sito di studio ricade all'interno del territorio comunale di Usseglio, un comune italiano facente parte della Città Metropolitana di Torino.

L'area di intervento ha coordinate geografiche UTM WGS84 come riportate nella tabella sottostante. La quota dell'intervento si colloca a circa 1289 m s.l.m..

Geografiche	
Latitudine	45.23325215 N
Longitudine	7.22583964 E

I riferimenti cartografici relativi al contesto indagato sono riportati di seguito.

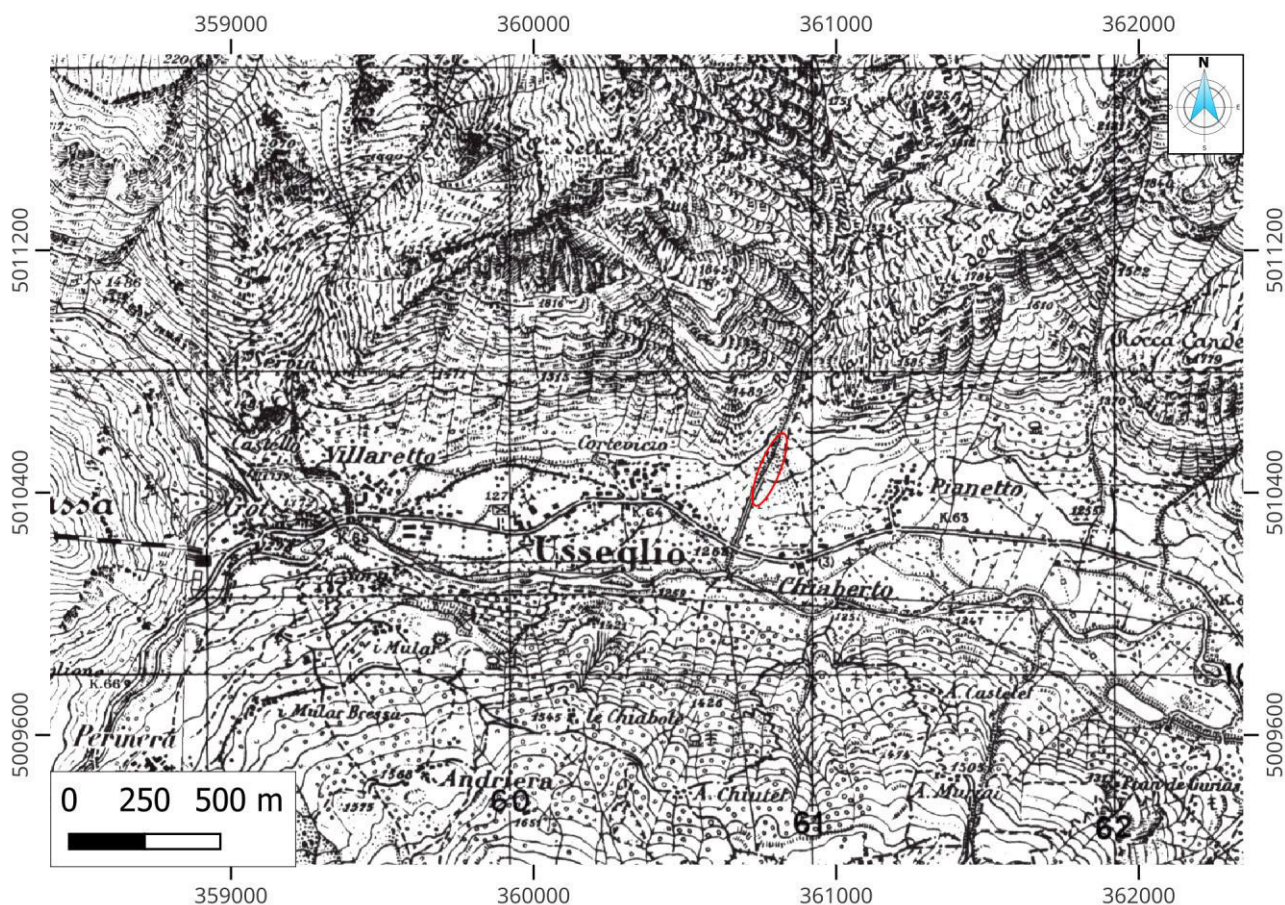


Figura 1: inquadramento su base IGM sc. 1:25.0000

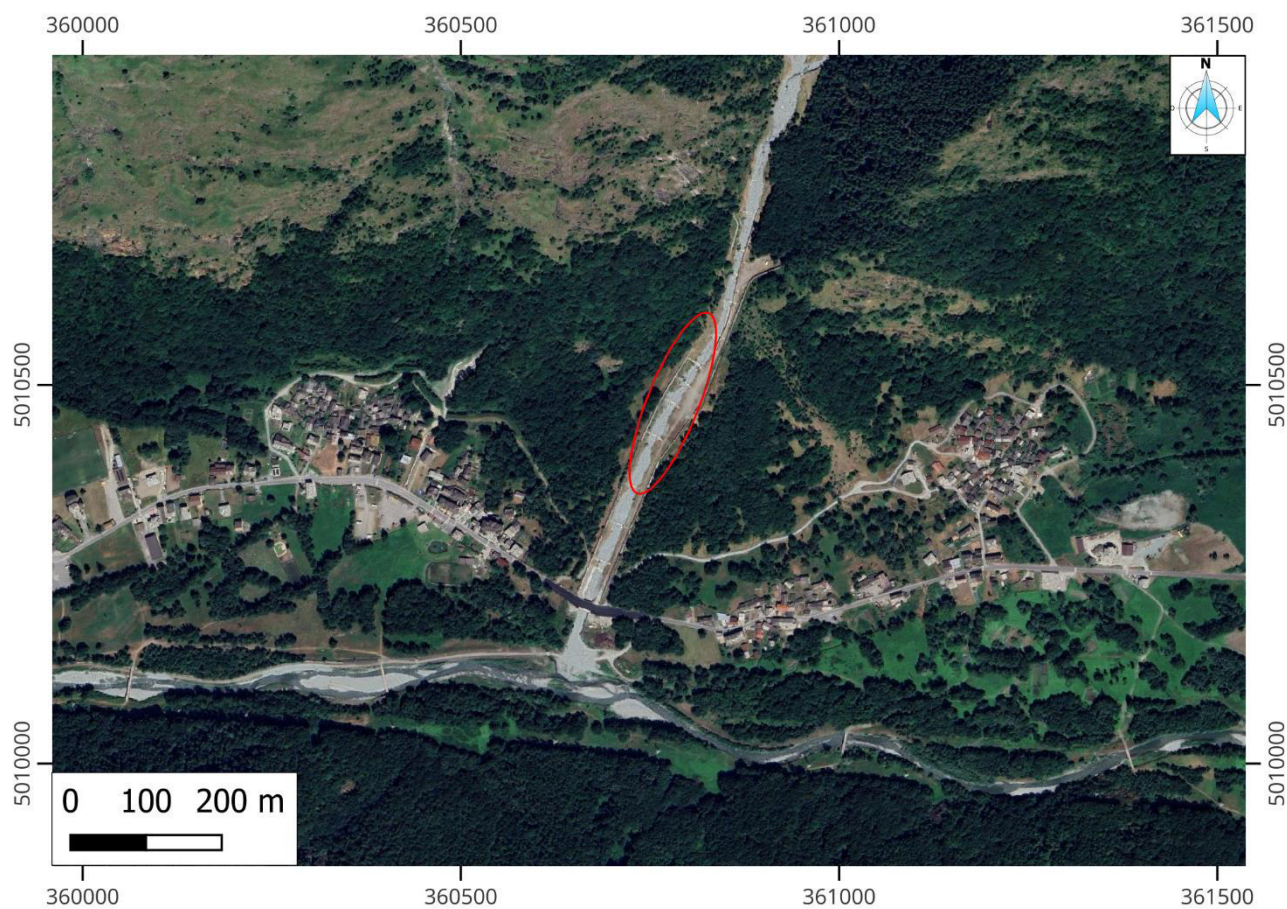


Figura 2: inquadramento da Google Earth

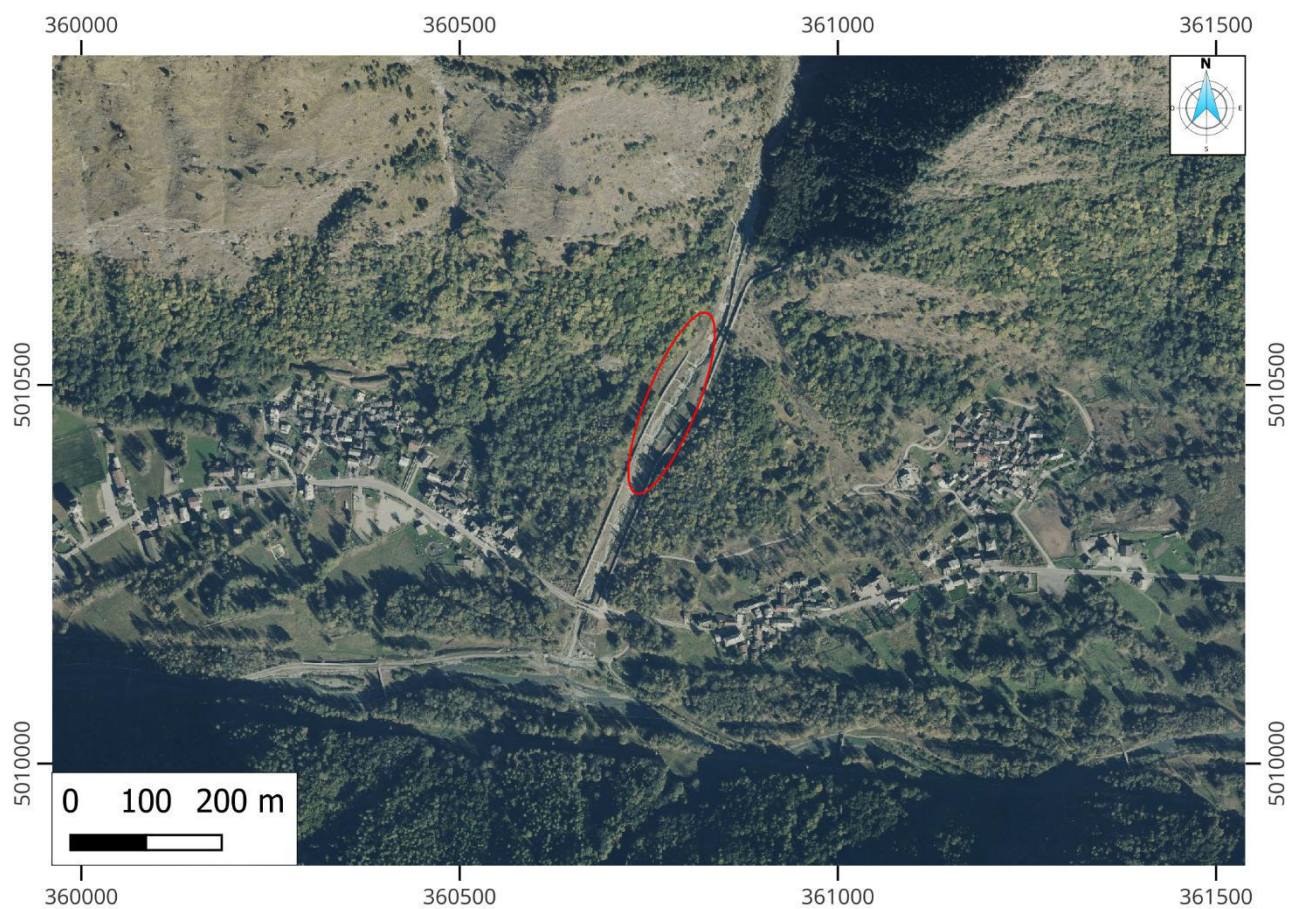


Figura 3: inquadramento geografico dell'area di intervento (Ortofoto AGEA 2021)

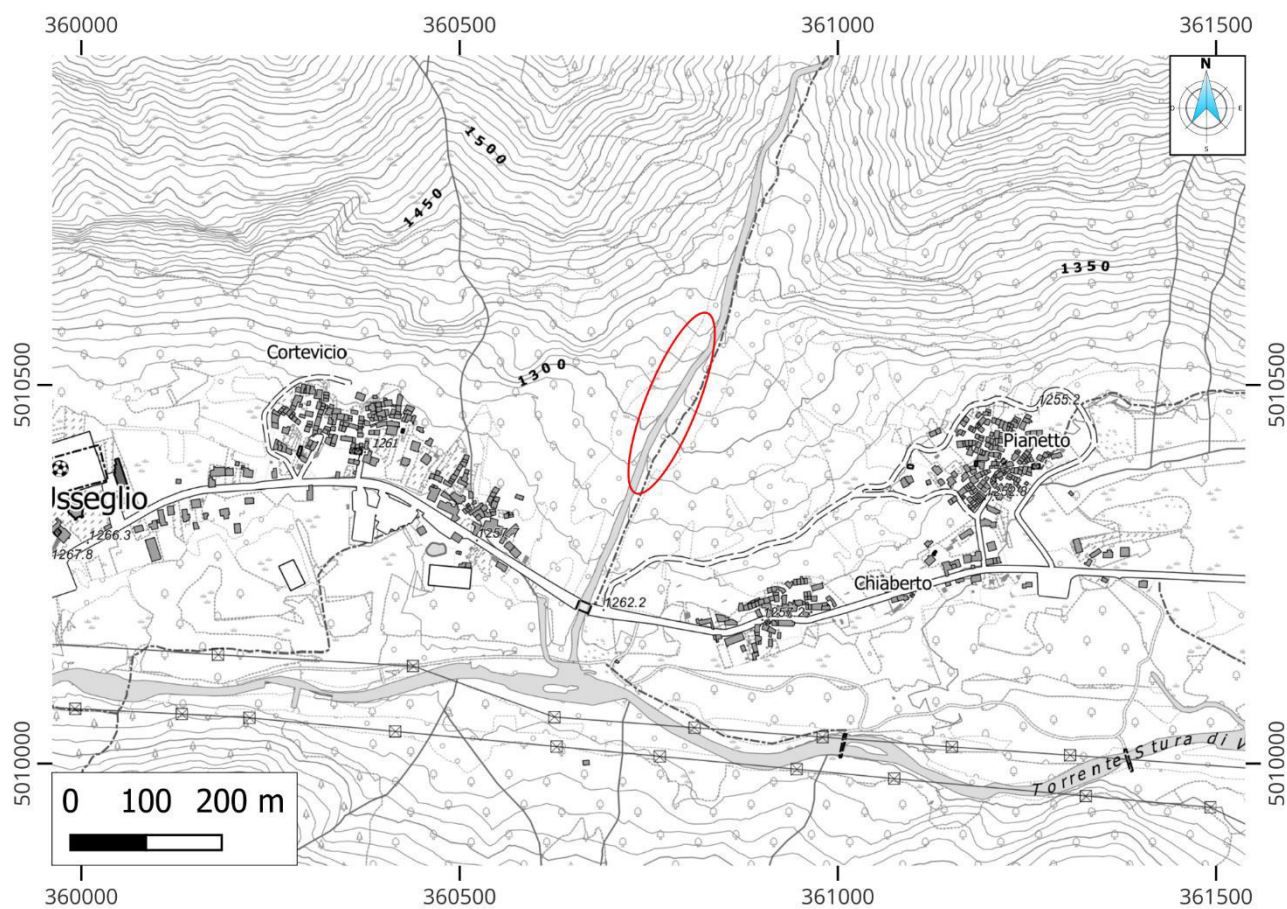


Figura 4: stralcio della BDTRE sc. 1:10'000



4 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

L'intervento in progetto viene identificato nell'Ordinanza commissariale n. 11/A1800A/1096 del 14/07/2025 con codice TO_A18_1096_24_062 e titolo "Interventi di movimentazione/disalveo di materiale litoide a monte e a valle del ponte sulla S.P. 32 sul rio Venaus".

L'obiettivo degli interventi è quello di limitare l'avanzamento del fenomeno erosivo che si è verificato lungo il Rio Venaus nei pressi del ponte sulla S.P. 32, movimentando il materiale litoide in esubero, sistemando le opere esistenti danneggiate e implementando le opere presenti nel tratto. Gli interventi garantiranno quindi migliori condizioni di sicurezza idraulica per le aree e per i beni presenti lungo il Rio Venaus nel tratto oggetto di intervento e anche nelle aree che si trovano a valle di quest'ultimo.

Nel dettaglio i lavori in progetto si rendono necessari per ripristinare alcune platee danneggiate localmente a valle di alcune delle briglie esistenti lungo il tratto. Alcune di dette platee sono realizzate in massi a secco ed altre in massi cementati, ed ognuna di esse verrà ripristinata per riportarla nella condizione originaria precedente al danno riportato.

Per evitare un avanzamento progressivo del fenomeno erosivo delle sponde verrà movimentato del materiale litoide dove si trova in esubero, il quale verrà allontanato dall'alveo se necessario, e verranno realizzate delle scogliere sia in sponda idrografica sinistra sia in sponda idrografica destra per dare continuità alla opere esistenti ed intervenire per quanto possibile nei tratti maggiormente soggetti al fenomeno erosivo.

A protezione della sponda sinistra verrà realizzato un nuovo tratto di scogliera in massi cementati per una lunghezza di circa 27 m e un nuovo tratto di scogliera in massi a secco per una lunghezza di circa 70 m.

A protezione della sponda destra verrà realizzato un nuovo tratto di scogliera in massi a secco per una lunghezza di circa 71 m.

Le scogliere presenteranno due sezioni tipo, al variare della morfologia dell'alveo, delle seguenti dimensioni:

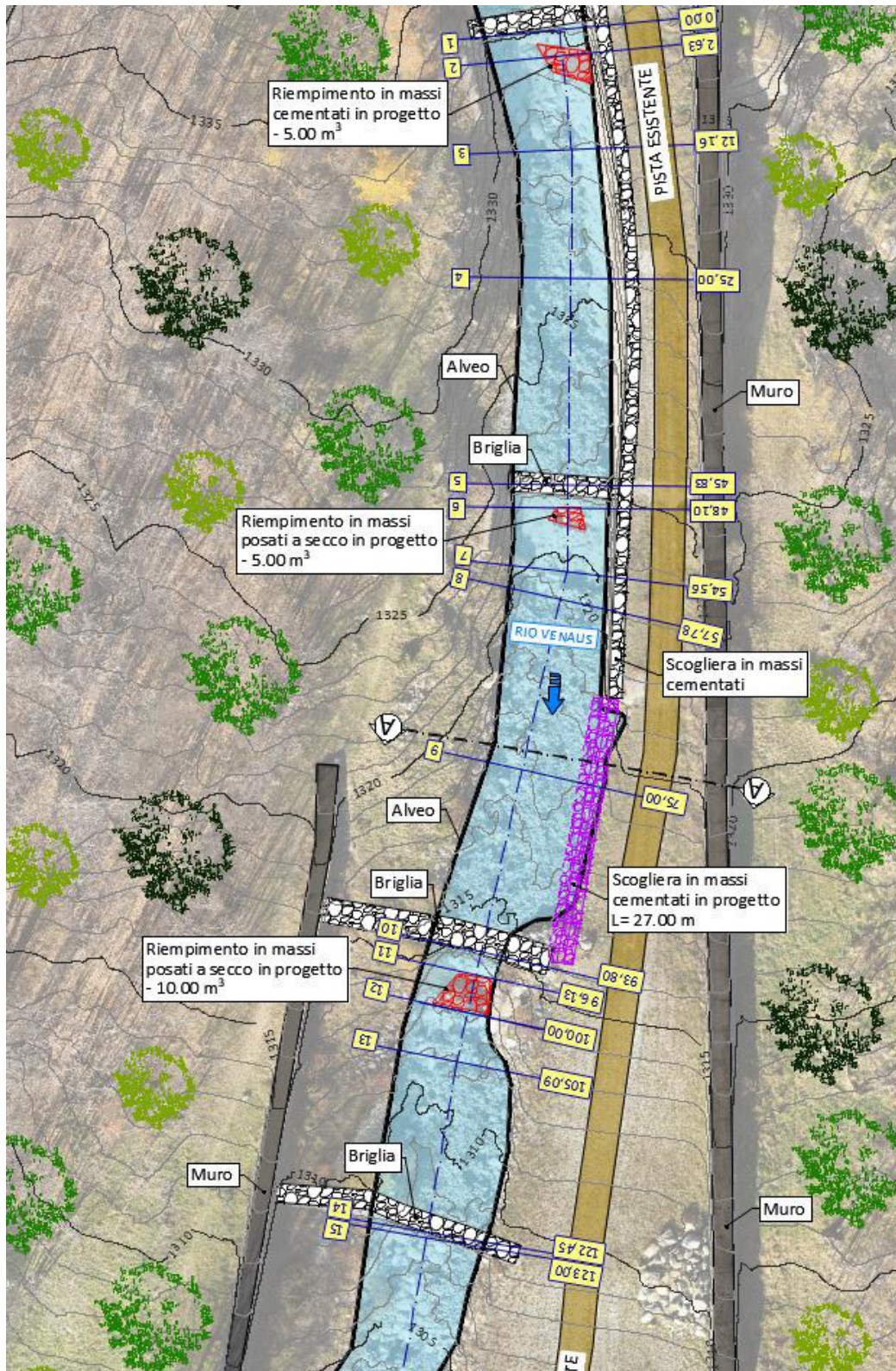
Scogliera TIPO 1:

- fondazione: base di 2,35 m e altezza di 1,00 m;
- Elevazione: base maggiore di 1,50 m, base minore di 1,00 m, altezza di 3,00 m;
- profondità di posa della fondazione: almeno 1,20 m al di sotto del talweg.

Scogliera TIPO 2:

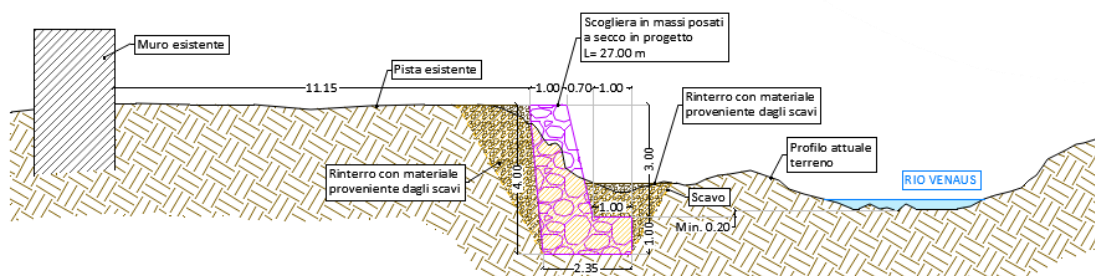
- fondazione: base di 2,15 m e altezza di 1,00 m;
- Elevazione: base maggiore di 1,30 m, base minore di 1,00 m, altezza di 2,00 m;
- profondità di posa della fondazione: almeno 1,20 m al di sotto del talweg.

Nelle immagini seguenti si riportano le geometrie delle opere in progetto; per maggiori approfondimenti in merito alle opere previste si rimanda agli elaborati grafici di progetto, in particolare alle "Tav.05 Planimetria di progetto" e "Tav.07 Sezioni di progetto".





SEZIONE A-A
scala 1:100



SEZIONE B-B
scala 1:100



SEZIONE C-C
scala 1:100

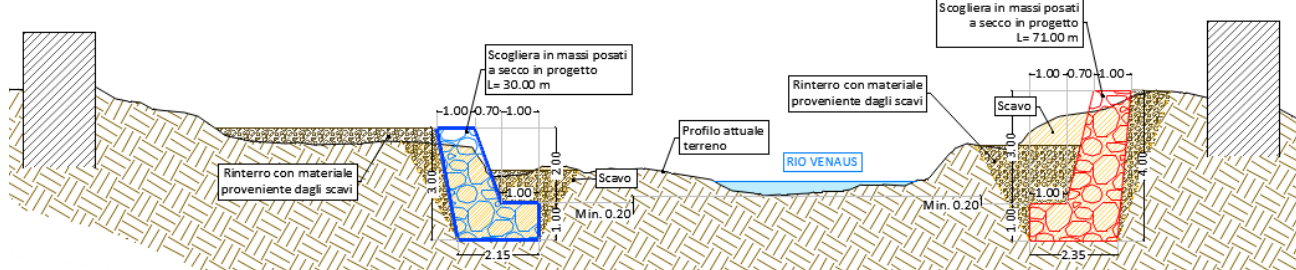


Figura 6 - Estratto della Tav.07 Sezioni di progetto.



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 opere 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 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.

5.1 Combinazioni di carico NTC2018

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 2: 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;

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

- SLE – Combinazione caratteristica rara;

-

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

- SLE – Combinazione frequente;

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

- SLE – Combinazione quasi permanente;

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

- Combinazione sismica;

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

I coefficienti parziali per le verifiche per i parametri geotecnici del terreno sono riassunti nella seguente tabella:

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	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 3: 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 4: 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.

6 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Sulla base dell'analisi dei dati di bibliografia, delle conoscenze pregresse su depositi detritici aventi caratteristiche simili a quelli del sito in esame, si possono ipotizzare cautelativamente i seguenti valori dei principali parametri geotecnici da assegnare ai terreni che verranno messi in opera.

Descrizione	Peso unità di volume secco [kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [kg/m ³]	Angolo d'Attrito [°]	Coesione [kPa]
Terreno alluvionale	1900	2100	35	0

Tabella 5 – 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.

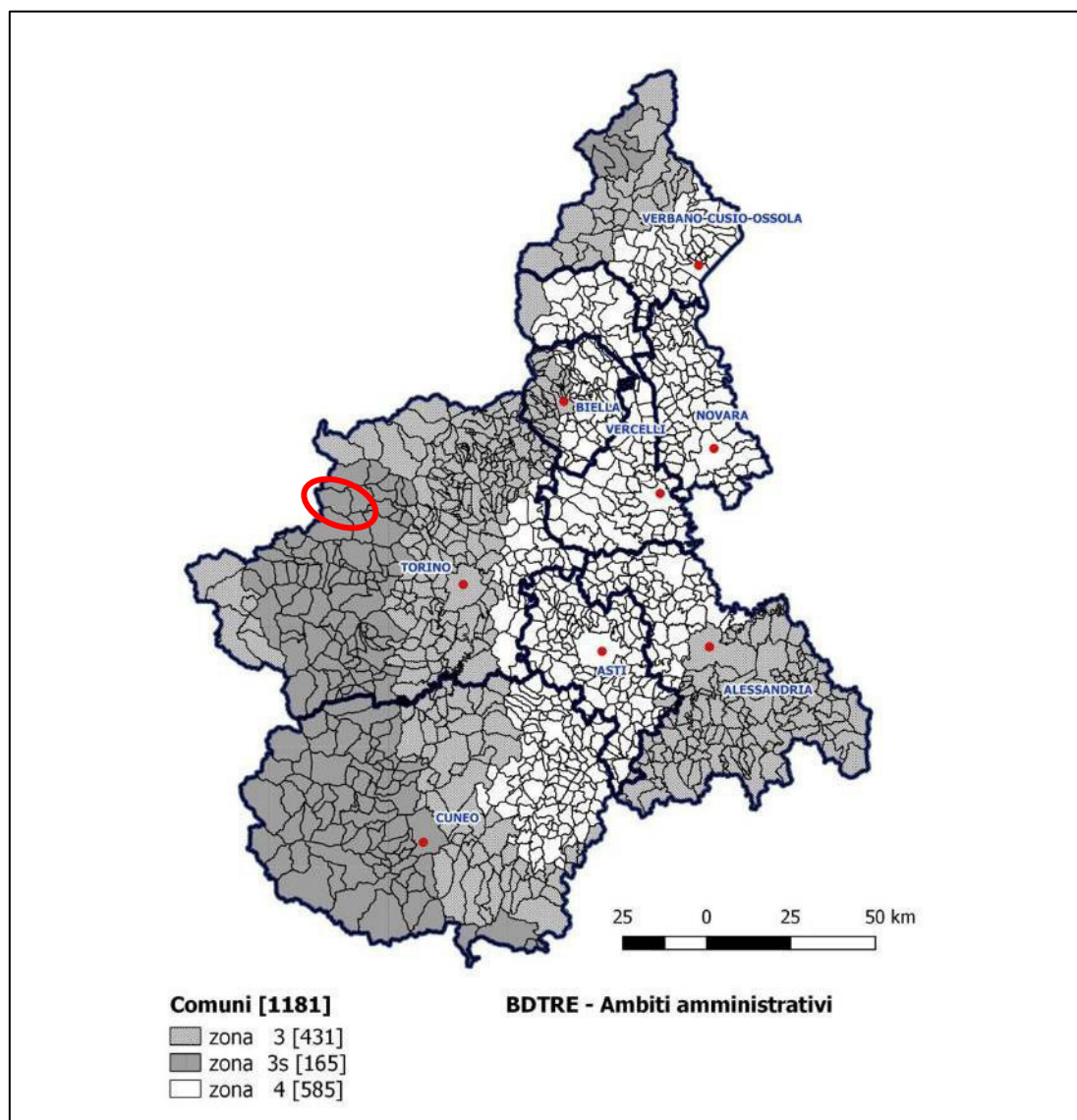


Figura 7 - Mappatura delle aree sismiche in Piemonte.

Il Comune di Usseglio (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		Usseglio
Coordinate Geografiche del cantiere	Latitudine	45°14'0.48"N
	Longitudine	7°13'33.52"E
Altitudine		1300 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 6 – 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	0.360	2.447	0.205
SLD	50	0.478	2.419	0.225
SLV	475	1.260	2.448	0.261
SLC	975	1.596	2.481	0.269

Tabella 7 - 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 $F_h = k_h \times W$ ed $F_v = k_v \times W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

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

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:

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 8 - 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 – <i>Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.</i>	
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 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>
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 9 - 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 10 - 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 β_s , funzione dell'accelerazione massima e del tipo di sottosuolo, che varia nel caso in cui si faccia riferimento ad un pendio naturale o ad un fronte di scavo.

Nel caso dell'analisi di stabilità di un pendio naturale si fa riferimento alla tabella 7.11.I del D.M. 17/01/2018, dalla quale si ricava $\beta_s=0.20$.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_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 11 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (D.M. 17/01/2018)

Nel caso dell'analisi di stabilità di un fronte di scavo coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito assume i seguenti valori:

- $\beta_s = 0,38$ nella verifiche dello stato limite ultimo (SLV)
- $\beta_s = 0,47$ nella verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).



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 15 durante il calcolo delle verifiche di stabilità delle scogliere.

- Scogliera Tipo 1

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	k_h [%]	k_v [%]
Ultimo - Scorrimento	0.380	10.546	5.273
Ultimo - Carico limite e verifiche strutturali	0.380	10.546	5.273
Ultimo - Ribaltamento	0.570	15.818	7.909
Esercizio	0.470	4.947	2.473

Tabella 12 – Calcolo di β_m secondo Circolare 21/01/2019 n. 7

- Scogliera Tipo 2

<i>Stato limite ...</i>	<i>Coeff. di riduzione β_m</i>	<i>kh [%]</i>	<i>kv [%]</i>
Ultimo - Scorrimento	0.380	10.546	5.273
Ultimo - Carico limite e verifiche strutturali	0.750	20.814	10.407
Ultimo - Ribaltamento	1.000	27.752	13.876
Esercizio	0.470	4.947	2.473

Tabella 13 – Calcolo di β_m secondo Circolare 21/01/2019 n. 7

Comune Usseglio
 Provincia Torino
 Regione Piemonte
 Latitudine 45.232821
 Longitudine 7.217239
 Indice punti di interpolazione 12899 - 12677 - 12676 - 12898
 Vita nominale 50 anni
 Classe d'uso II
 Tipo costruzione Normali affollamenti
 Vita di riferimento 50 anni

	<i>Simbolo</i>	<i>U.M.</i>		<i>SLU</i>	<i>SLE</i>
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		1.260	0.478
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.128	0.049
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.448	2.419
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.261	0.225
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		D	1.800	1.800
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T2	1.200	



8 SCOGLIERA TIPO 1

La scogliera in massi a secco tipo 1 si trova nella sezione B-B_ e nella sezione A-A, ed avrà una sezione d'altezza massima di paramento pari a 3.00 m, larghezza in testa di 1.00 m. La fondazione avrà larghezza pari a 2.35 m con una mensola di valle di larghezza pari a 1.00 m e altezza di fondazione di 1.00 m.

Per il modello di calcolo è stata considerata una sezione corrispondente alla sezione della scogliera riportata in Figura 8 considerando come sezione critica quella con altezza massima pari a 3.00 m. Le verifiche sono state eseguite con il software di calcolo MAX 16.0.

Si riporta di seguito una rappresentazione esemplificativa.

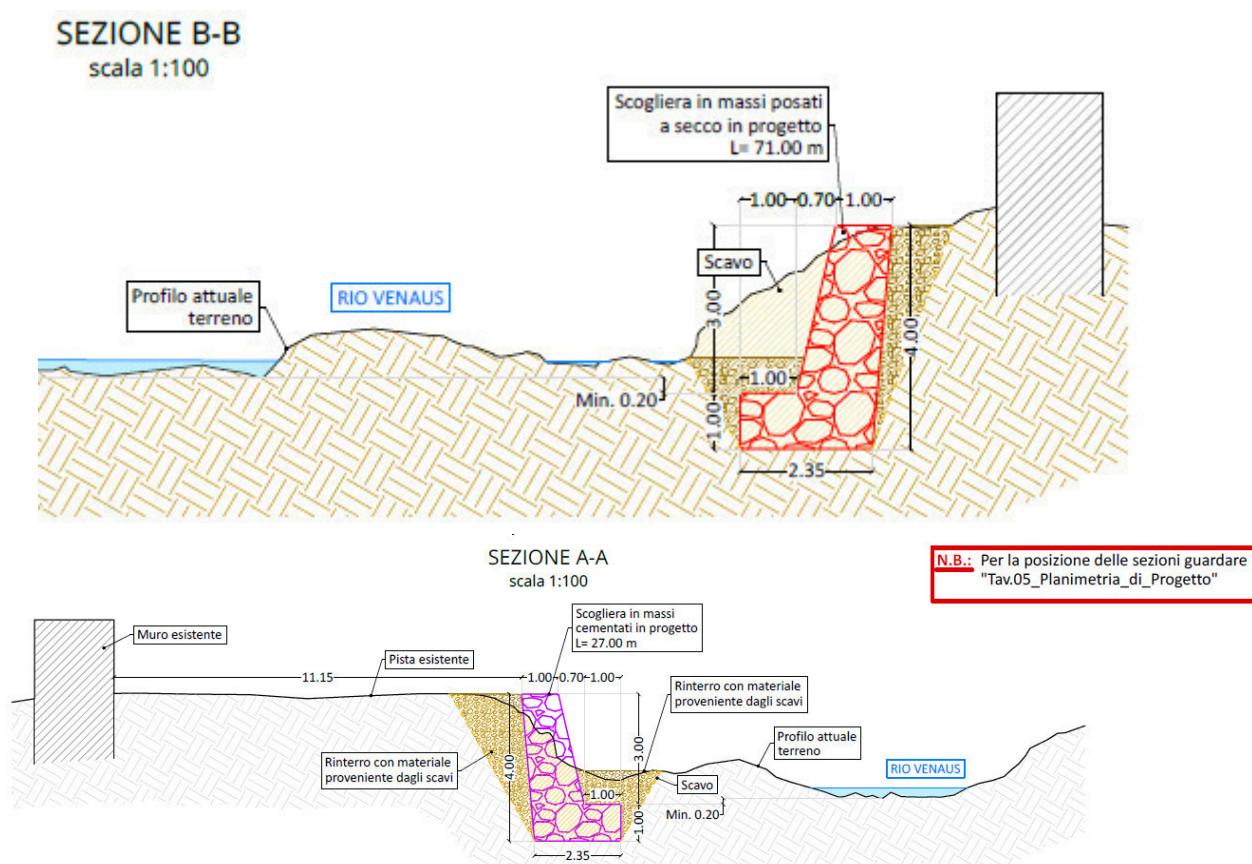


Figura 8: Sezione generica per il modello di calcolo.

Le verifiche sono state eseguite seguendo il *metodo agli stati limite*, la *sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi* deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di: resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (ad), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

I seguenti capitoli illustrano le caratteristiche dei materiali, le azioni/carichi agenti sulla struttura, combinazioni di calcolo usati nella modellazione geotecnica, per la definizione della spinta e sollecitazioni (E_d).

Sul capitolo 10.2 si illustrano i risultati del calcolo delle resistenze (R_d) e la verifica degli stati limite ultimi.



8.1 CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI

Massi di cava e d'alveo 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)	2400

Tabella 14 – Parametri pietrame

8.2 AZIONI

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

- Carichi permanenti strutturali;
- Carichi permanenti non strutturali;
- Carichi variabili.

8.2.1 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 d'alveo e di cava posati a secco pari a 2400 kg/m^3 .

8.2.2 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 paragrafo 6.

Il muro in massi cementati è stato considerato nel calcolo come in carico permanente non strutturale, con un valore pari a 48 kN/m^2 .

$$\text{Altezza fouri terra muro esistente} = 2.00 \text{ m}$$

$$\text{Peso massi} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Carico} = 48 \text{ kN/m}^2$$

8.2.3 Carichi variabili

Sulle scogliere non insistono carichi variabili.



8.2.4 Combinazioni di carico

Combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

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
Muro esistente	1.50	--	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
Muro esistente	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
Muro esistente	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
Muro esistente	1.50	--	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Muro esistente	1.50	--	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
Muro esistente	1.50	--	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
Muro esistente	1.30	--	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
Muro esistente	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
Muro esistente	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Muro esistente	1.50	--	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
Muro esistente	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
Muro esistente	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
Muro esistente	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
Muro esistente	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEQ

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



8.3 MODELLO DI CALCOLO

A seguire sono riportati i risultati delle verifiche geotecniche effettuate sulle scogliere in progetto nelle condizioni più sfavorevoli

8.3.1 Geometria di modellazione

Paramento

Materiale	Pietrame		
Altezza paramento	3,00	[m]	
Altezza paramento libero	2,35	[m]	
Spessore in sommità	1,00	[m]	
Spessore all'attacco con la fondazione	1,37	[m]	
Inclinazione paramento esterno	13,50	[°]	
Inclinazione paramento interno	-5,00	[°]	

Fondazione

Materiale	Pietrame		
Lunghezza mensola di valle	1,00	[m]	
Lunghezza mensola di monte	0,00	[m]	
Lunghezza totale	2,38	[m]	
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]	
Altezza valle esterna	1,00	[m]	
Altezza valle interna	1,00	[m]	
Altezza monte interna	0,00	[m]	
Altezza monte esterna	0,00	[m]	
Spessore magrone	0,00	[m]	

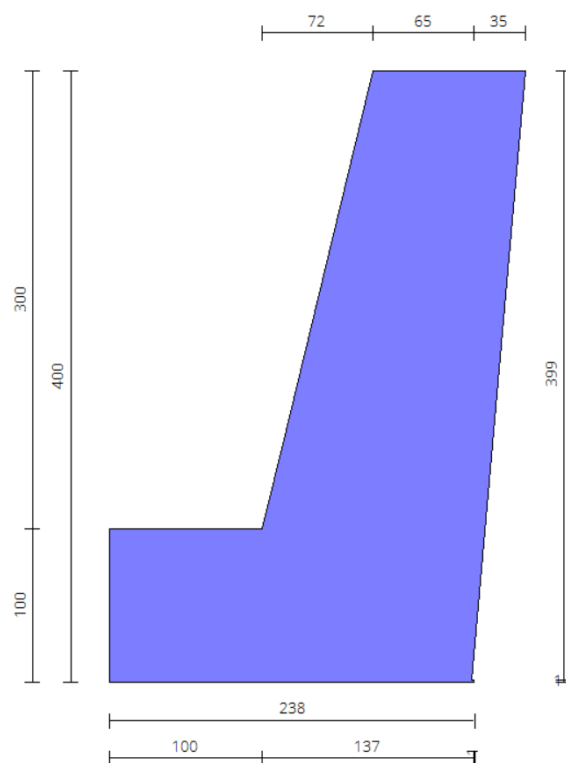


Figura 9 – Estratto dal software di calcolo MAX 16.0 – Sezione di verifica

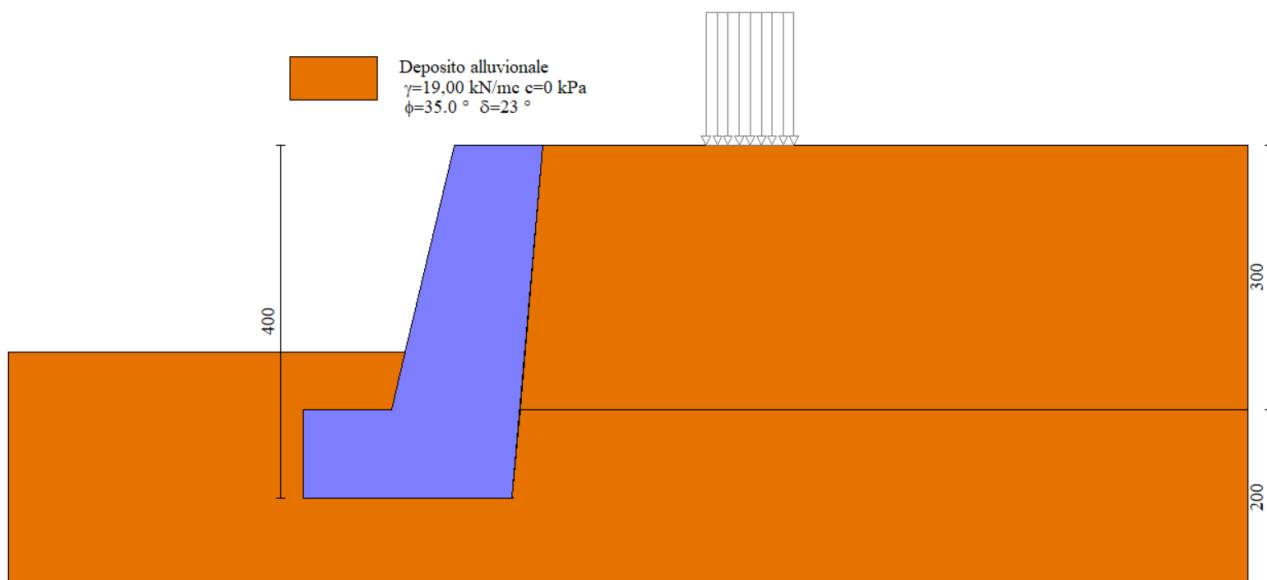


Figura 10 - Estratto dal software di calcolo MAX 16.0 – Sezione di verifica



8.3.2 Spinta e Sollecitazioni agenti

I valori si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili. I calcoli della spinta è stato eseguito con il metodo di Culmann.

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

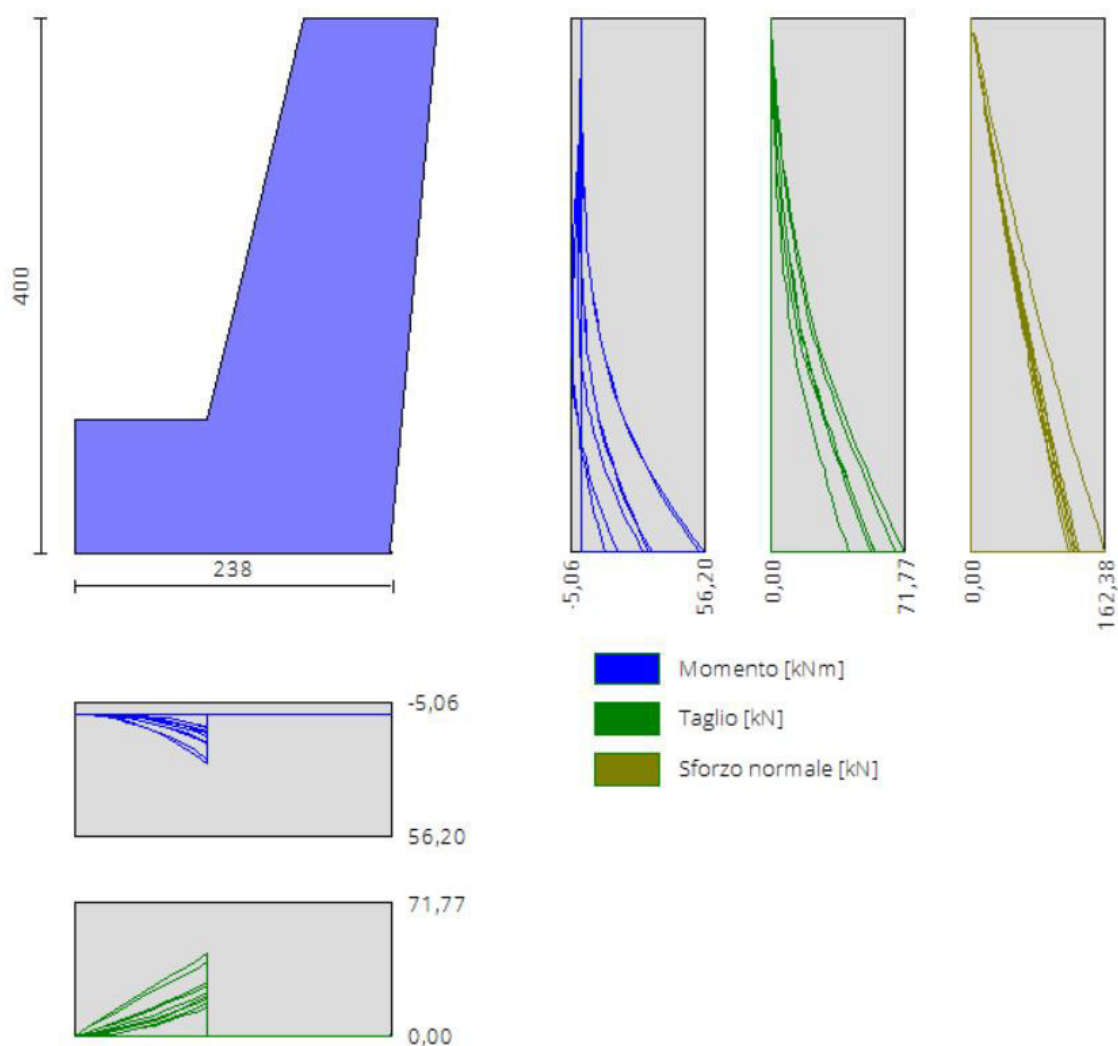


Figura 11: Involuppo sollecitazioni agenti–Momento [kNm], Taglio [kN], Sforzo normale [kN].

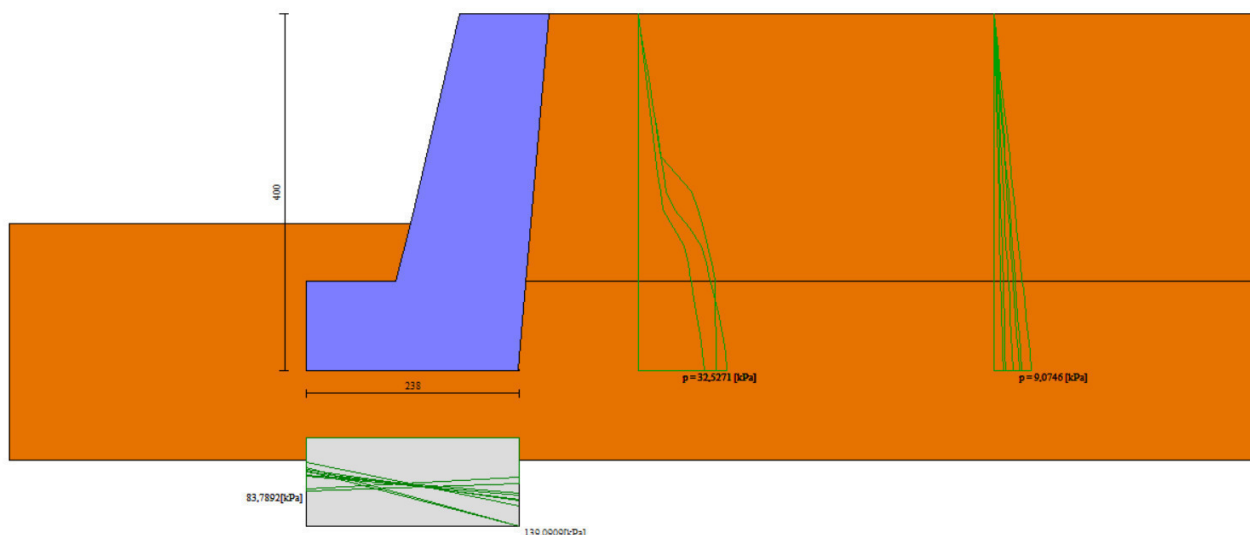


Figura 12. Involuppo pressioni

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
C _x , C _y	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
P _x , P _y	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	60,27	18,48	57,16	19,11	0,00	-2,83
	Peso/Inerzia muro			0,00	146,42/0,00	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	12,35	-2,22	-2,67
2	Spinta statica	44,27	18,48	41,99	14,04	0,00	-2,82
	Incremento di spinta sismica	18,15		17,21	5,75	0,00	-2,68
	Peso/Inerzia muro			15,44	146,42/7,72	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			1,30	12,35	-2,22	-2,67



lc	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
3	Spinta statica	44,27	18,48	41,99	14,04	0,00	-2,82
	Incremento di spinta sismica	13,45		12,75	4,26	0,00	-2,68
	Peso/Inerzia muro			15,44	146,42/-7,72	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			1,30	12,35	-2,22	-2,67
4	Spinta statica	60,27	18,48	57,16	19,11	0,00	-2,83
	Peso/Inerzia muro			0,00	190,34/0,00	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	16,06	-2,22	-2,67
5	Spinta statica	60,27	18,48	57,16	19,11	0,00	-2,83
	Peso/Inerzia muro			0,00	146,42/0,00	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	16,06	-2,22	-2,67
6	Spinta statica	60,27	18,48	57,16	19,11	0,00	-2,83
	Peso/Inerzia muro			0,00	190,34/0,00	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	12,35	-2,22	-2,67
7	Spinta statica	65,08	14,19	63,09	15,95	0,00	-2,74
	Peso/Inerzia muro			0,00	146,42/0,00	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	12,35	-2,22	-2,67
8	Spinta statica	44,27	18,48	41,99	14,04	0,00	-2,82
	Incremento di spinta sismica	18,15		17,21	5,75	0,00	-2,68
	Peso/Inerzia muro			15,44	146,42/7,72	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			1,30	12,35	-2,22	-2,67
9	Spinta statica	44,27	18,48	41,99	14,04	0,00	-2,82
	Incremento di spinta sismica	13,45		12,75	4,26	0,00	-2,68
	Peso/Inerzia muro			15,44	146,42/-7,72	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95

<i>lc</i>	<i>A</i>	<i>V</i> [kN]	<i>I</i> [°]	<i>C_x</i> [kN]	<i>C_y</i> [kN]	<i>P_x</i> [m]	<i>P_y</i> [m]
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			1,30	12,35	-2,22	-2,67
10	Spinta statica	60,27	18,48	57,16	19,11	0,00	-2,83
	Peso/Inerzia muro			0,00	146,42/0,00	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	12,35	-2,22	-2,67
11	Spinta statica	44,27	18,48	41,99	14,04	0,00	-2,82
	Incremento di spinta sismica	27,16		25,76	8,61	0,00	-2,68
	Peso/Inerzia muro			23,16	146,42/11,58	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			1,95	12,35	-2,22	-2,67
12	Spinta statica	44,27	18,48	41,99	14,04	0,00	-2,82
	Incremento di spinta sismica	20,17		19,13	6,39	0,00	-2,68
	Peso/Inerzia muro			23,16	146,42/-11,58	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			1,95	12,35	-2,22	-2,67
13	Spinta statica	44,27	18,48	41,99	14,04	0,00	-2,82
	Peso/Inerzia muro			0,00	146,42/0,00	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	12,35	-2,22	-2,67
14	Spinta statica	44,27	18,48	41,99	14,04	0,00	-2,82
	Peso/Inerzia muro			0,00	146,42/0,00	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	12,35	-2,22	-2,67
15	Spinta statica	44,27	18,48	41,99	14,04	0,00	-2,82
	Peso/Inerzia muro			0,00	146,42/0,00	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	12,35	-2,22	-2,67
16	Spinta statica	44,27	18,48	41,99	14,04	0,00	-2,82
	Incremento di spinta sismica	8,49		8,05	2,69	0,00	-2,68



<i>Ic</i>	<i>A</i>	<i>V</i> [kN]	<i>I</i> [°]	<i>C_x</i> [kN]	<i>C_y</i> [kN]	<i>P_x</i> [m]	<i>P_y</i> [m]
	Peso/Inerzia muro			7,24	146,42/3,62	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,61	12,35	-2,22	-2,67
17	Spinta statica	44,27	18,48	41,99	14,04	0,00	-2,82
	Incremento di spinta sismica	6,30		5,98	2,00	0,00	-2,68
	Peso/Inerzia muro			7,24	146,42/-3,62	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,61	12,35	-2,22	-2,67
18	Spinta statica	44,27	18,48	41,99	14,04	0,00	-2,82
	Incremento di spinta sismica	18,15		17,21	5,75	0,00	-2,68
	Peso/Inerzia muro			15,44	146,42/7,72	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			1,30	12,35	-2,22	-2,67
19	Spinta statica	44,27	18,48	41,99	14,04	0,00	-2,82
	Incremento di spinta sismica	13,45		12,75	4,26	0,00	-2,68
	Peso/Inerzia muro			15,44	146,42/-7,72	-1,06	-2,35
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,34	-3,95
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			1,30	12,35	-2,22	-2,67

8.4 RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

8.4.1 Verifica a scorrimento fondazione

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
R_{sa}	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
$R = F_r$	Resistenza allo scorrimento (somma di $R_{sa} + R_{pt} + R_{ps} + R_p$), espresso in [kN]
$T = F_s$	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
F_s	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)



n°	Rsa	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	76,72	76,72	57,16	1.342
19 - A1-M1-R3 SCOR H - V	73,04	73,04	71,49	1.022

Il fattore di sicurezza minimo viene quindi calcolato con il rapporto tra le forze resistenti ($F_r = R$) e le forze attuari corrispondente alla spinta parallela al piano di fondazione.

Si ottiene quindi un valore pari a **1.022** superiore al coefficiente $R3=1.0$ in condizioni sismiche prescritto dalla NTC2018 Sulla combinazione 19

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

$$\frac{73.04 \text{ kN}}{71.49 \text{ kN}} = \mathbf{1.022} > \mathbf{R3 = 1.00 \text{ (Sisma)}}$$

Si ottiene quindi un valore pari a **1.342** superiore al coefficiente $R3=1.1$ in condizioni statica e prescritto dalla NTC2018

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

$$\frac{76.72 \text{ kN}}{57.16 \text{ kN}} = \mathbf{1.342} > \mathbf{R3 = 1.10 \text{ (Statica)}}$$

8.4.2 Verifica a carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di **MEYERHOF**.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione
- γ peso di volume del terreno in fondazione
- B larghezza della fondazione
- D profondità del piano di posa
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa
- N fattori di capacità portante
- d fattori di profondità del piano di posa
- i fattori di inclinazione del carico

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
- N Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
- Q_u carico limite del terreno, espresso in [kN]
- Q_d Portanza di progetto, espresso in [kN]
- FS Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N	Q_u	Q_d	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	186,29	1691,40	1409,50	9.079
6 - STR (A1-M1-R3)	221,81	1962,62	1401,87	8.848



Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

N_c, N_q, N_γ Fattori di capacità portante

i_c, i_q, i_γ Fattori di inclinazione del carico

d_c, d_q, d_γ Fattori di profondità del piano di posa

g_c, g_q, g_γ Fattori di inclinazione del profilo topografico

b_c, b_q, b_γ Fattori di inclinazione del piano di posa

s_c, s_q, s_γ Fattori di forma della fondazione

p_c, p_q, p_γ Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic

Re Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof

Ir, Irc Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic

r_γ Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B\gamma N_\gamma$ viene moltiplicato per questo fattore

D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]

B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]

H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]

γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]

ϕ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]

c Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

σ_v Pressione terreno valle, espressa in [kPa]

σ_m Pressione terreno monte, espressa in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	N_c N_q N_γ	i_c i_q i_γ	d_c d_q d_γ	g_c g_q g_γ	b_c b_q b_γ	s_c s_q s_γ	p_c p_q p_γ	Ir	Irc	Re	r_γ
2	46.124	0.568	1.266	--	--	--	--	--	--	0.891	0.981
	33.296	0.568	1.133	--	--	--	--	--	--		
	37.152	0.134	1.133	--	--	--	--	--	--		
6	46.124	0.705	1.266	--	--	--	--	--	--	0.713	0.981
	33.296	0.705	1.133	--	--	--	--	--	--		
	37.152	0.345	1.133	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [kN/mc]	ϕ [°]	c [kPa]
2	1,65	2,38	2,29	19,00	35,00	0
6	1,65	2,38	2,29	19,00	35,00	0

n°	σ_v	σ_m
	[kPa]	[kPa]
2	84	73
6	47	139



8.4.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (**momento ribaltante M_r**) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (**momento stabilizzante M_s**) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli).

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

M_s Momento stabilizzante, espresso in [kNm]

M_r Momento ribaltante, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	M_s [kNm]	M_r [kNm]	FS
10 - EQU (A1-M1-R3)	301,49	66,98	4.501
12 - EQU (A1-M1-R3) H - V	305,08	135,03	2.259

Il fattore di sicurezza minimo in condizione **statica** si presenta sulla combinazione 10 con un valore pari a **4.501** superiore in ogni caso al fattore di sicurezza ($R3=1.15$) prescritto dalla NTC-2018

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

$$\frac{301.49 \text{ kNm}}{66.98 \text{ kNm}} = \mathbf{4.501} \geq 1.15$$

Il fattore di sicurezza minimo in condizione **sismica** si presenta sulla combinazione 12 con un valore pari a **2.259** superiore in ogni caso al fattore di sicurezza ($R3=1.00$) prescritto dalla NTC-2018

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

$\frac{305.08 \text{ kNm}}{135.03 \text{ kNm}} = 2.259 \geq 1.00$



8.4.4 Verifiche muro a gravità

La seguente immagine illustra graficamente i fattori di sicurezza delle verifiche del muro a gravità.

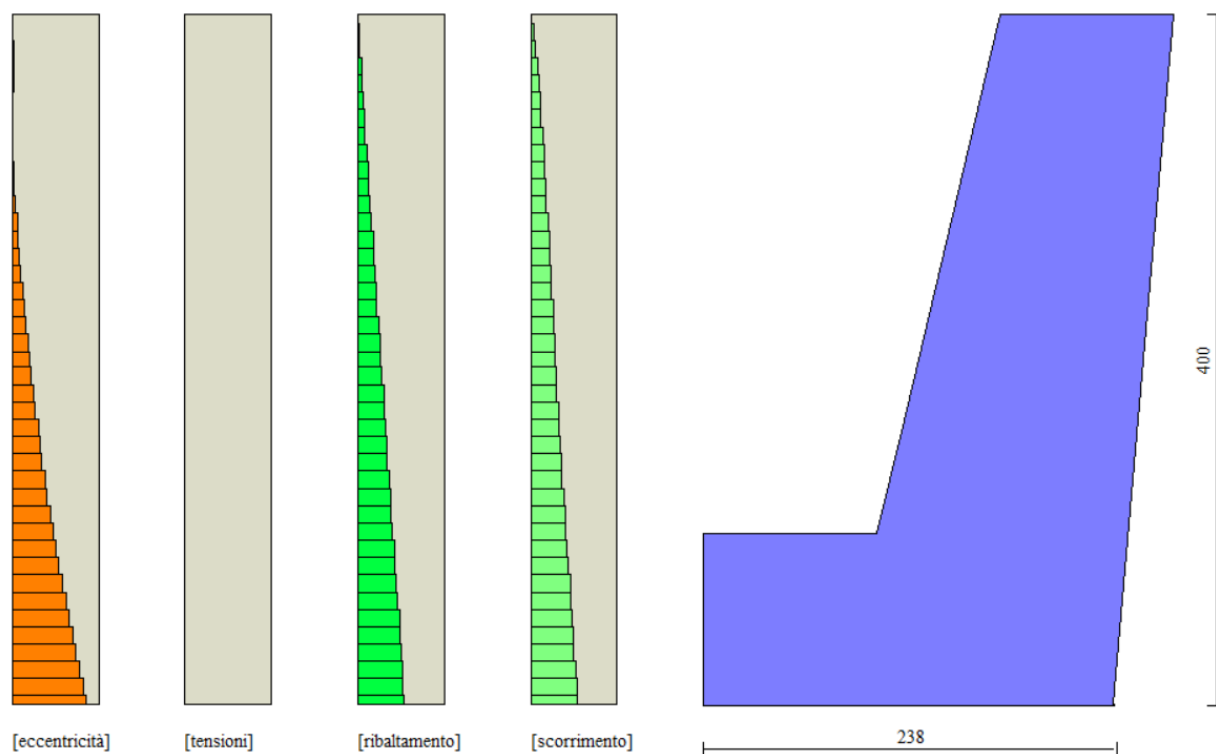


Figura 13. Verifiche muro a gravità.

8.4.5 Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R Raggio, espresso in [m]
FS Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-1,50; 0,50	4,67	1.978
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-2,00; 1,00	5,28	2.137
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-2,00; 1,00	5,28	2.094



8.4.6 Riassunto verifiche geotecniche

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 Condizione Statica	Fattori di sicurezza minimi Condizione sismica
Verifica al ribaltamento	4.501 (10) > 1.15	2.259 (12) > 1.00
Verifica allo scorrimento	1.342 (5) > 1.10	1.022 (19) > 1.00
Verifica al carico limite	8.848 (6) > 1.40	9.079 (2) > 1.20
Verifica alla stabilità globale	1.978 (7) > 1.10	2.094 (9) > 1.20

Tabella 15: Risultati delle verifiche geotecniche.

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

9 SCOGLIERA TIPO 2

La scogliera in massi a secco tipo 1 avrà una sezione d'altezza massima di paramento pari a 2.00 m, larghezza in testa di 1.00 m. La fondazione avrà larghezza pari a 2.35 m con una mensola di valle di larghezza pari a 1.00 m e altezza di fondazione di 1.00 m.

Per il modello di calcolo è stata considerata una sezione corrispondente alla sezione della scogliera riportata in Figura 14 considerando come sezione critica quella con altezza massima pari a 3.00 m ed spessore in testa pari a 1.00 m. Le verifiche sono state eseguite con il software di calcolo MAX 16.0.

Si riporta di seguito una rappresentazione esemplificativa.

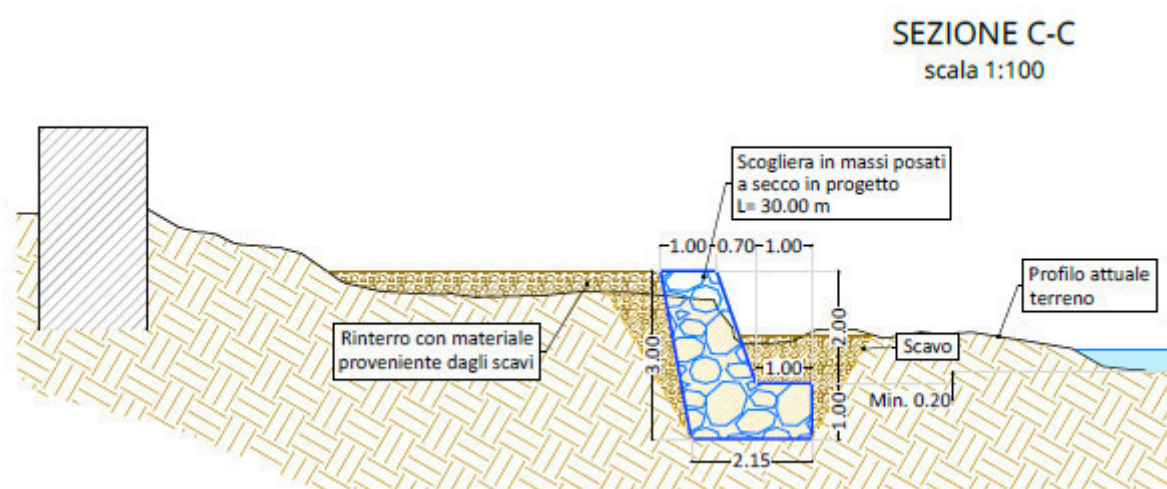


Figura 14: Sezione generica per il modello di calcolo.

Le verifiche sono state eseguite seguendo il *metodo agli stati limite*, la *sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi* deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di: resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

I seguenti capitoli illustrano le caratteristiche dei materiali, le azioni/carichi agenti sulla struttura, combinazioni di calcolo usati nella modellazione geotecnica, per la definizione della spinta e sollecitazioni (E_d).

Sul capitolo 10.2 si illustrano i risultati del calcolo delle resistenze (R_d) e la verifica degli stati limite ultimi.



9.1 CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI

Massi di cava e d'alveo 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)	2500

Tabella 16 – Parametri pietrame

9.2 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.

9.2.1 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 d'alveo e di cava cementati pari a 2400 kg/m³.

9.2.2 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 paragrafo 6.

9.2.3 Carichi variabili

Sulle scogliere non insistono carichi variabili.



9.2.4 Combinazioni di carico

Simbologia adottata

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

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

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

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

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

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

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
Spinta terreno	1.30	--	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

Combinazione n° 14 - SLEF

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



9.3 MODELLO DI CALCOLO

9.3.1 Geometria di modellazione

Paramento

Materiale	Pietrame	
Altezza paramento	2,00	[m]
Altezza paramento libero	1,80	[m]
Spessore in sommità	1,00	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1,15	[m]
Inclinazione paramento esterno	19,50	[°]
Inclinazione paramento interno	-10,50	[°]

Fondazione

Materiale	Pietrame	
Lunghezza mensola di valle	1,00	[m]
Lunghezza mensola di monte	0,00	[m]
Lunghezza totale	2,16	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Altezza valle esterna	1,00	[m]
Altezza valle interna	1,00	[m]
Altezza monte interna	0,00	[m]
Altezza monte esterna	0,00	[m]

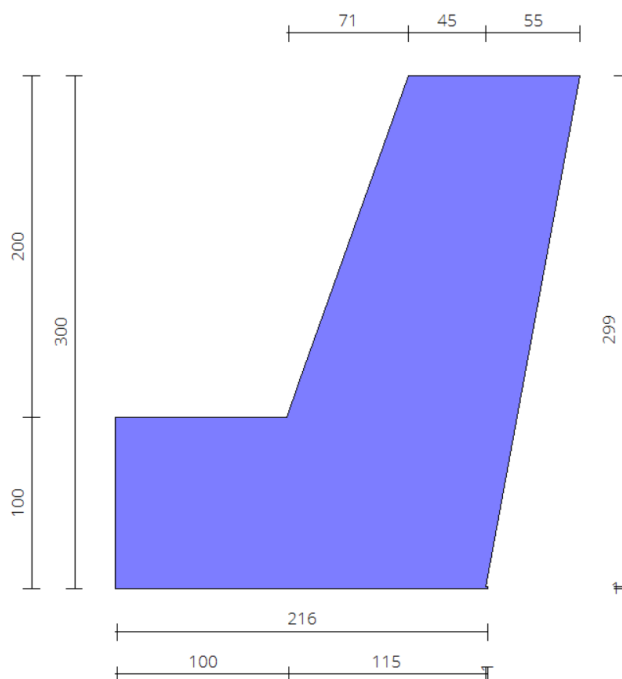


Figura 15 – Estratto dal software di calcolo MAX 16.0 – Sezione di verifica

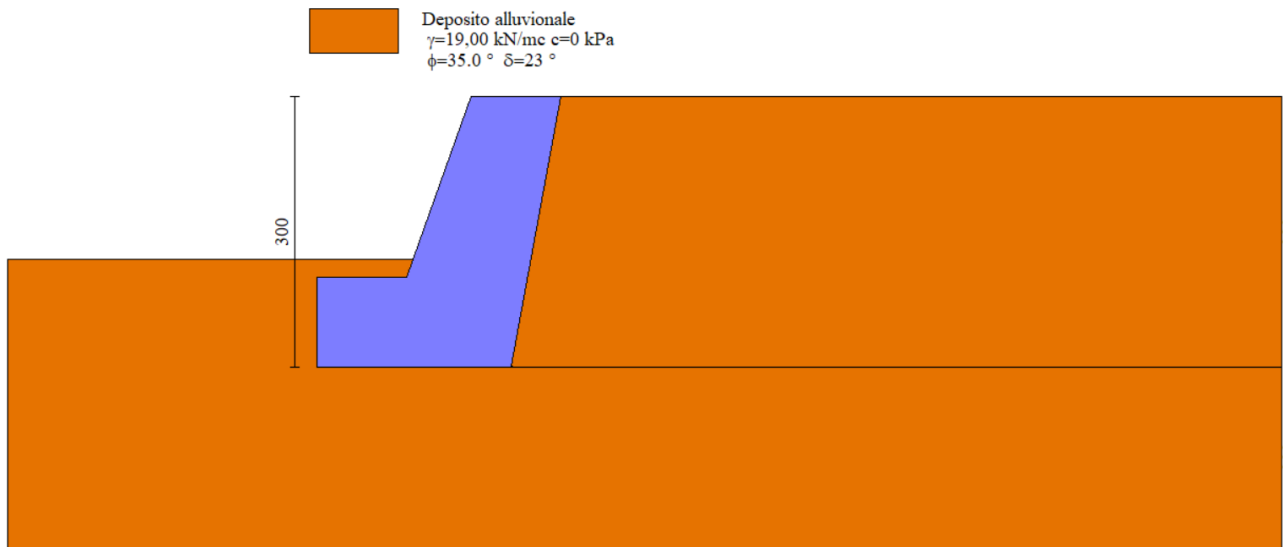


Figura 16 - Estratto dal software di calcolo MAX 16.0 – Sezione di verifica



9.3.2 Spinta e Sollecitazioni agenti

I valori si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili. I calcoli della spinta è stato eseguito con il metodo di Culmann.

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

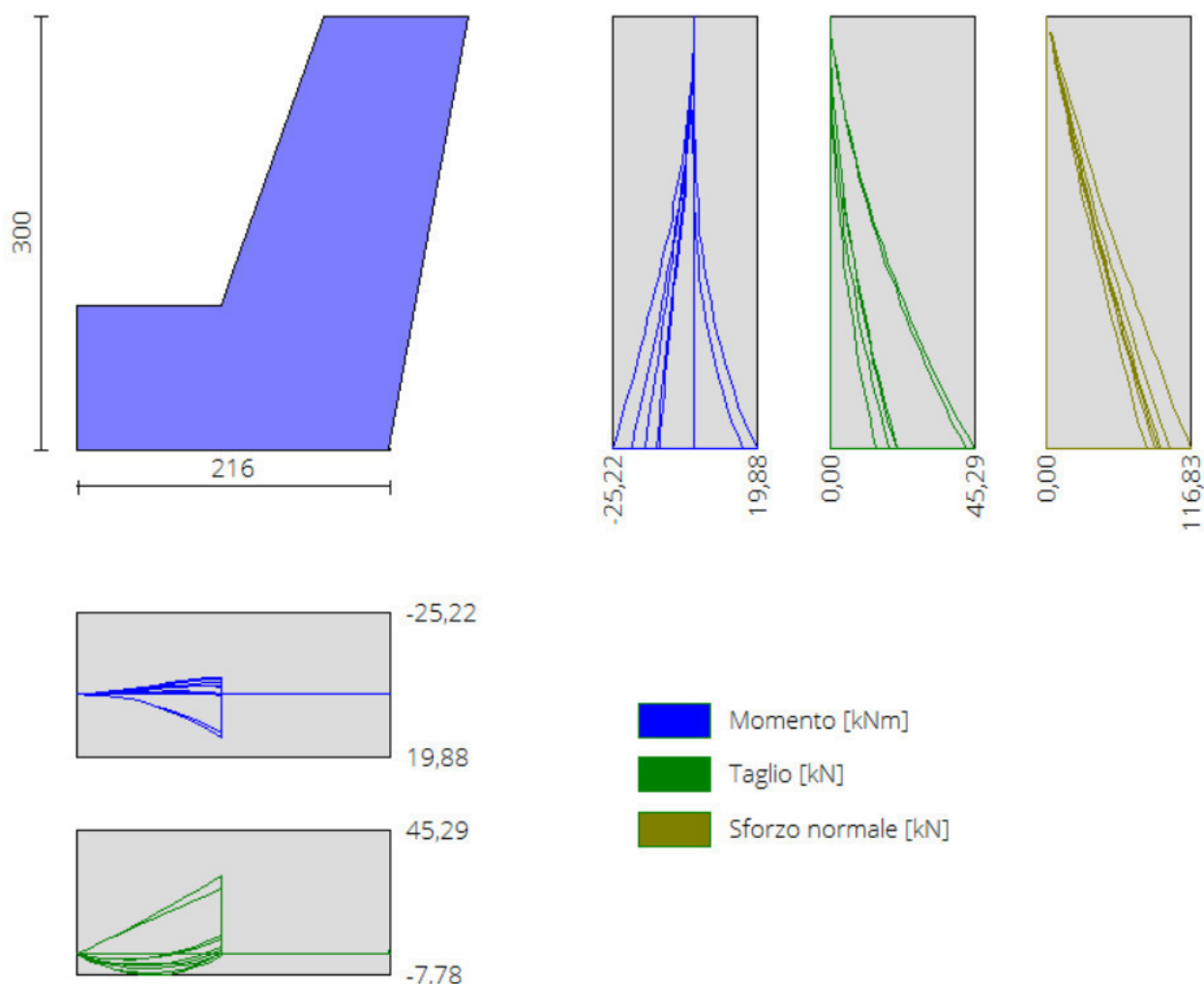


Figura 17: Involuppo sollecitazioni agenti–Momento [kNm], Taglio [kN], Sforzo normale [kN].

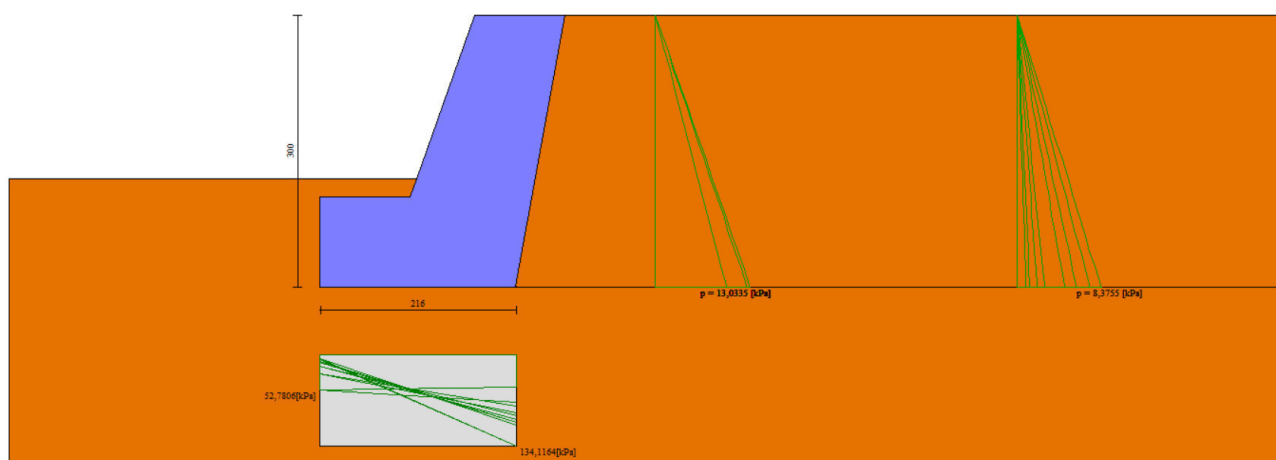


Figura 18. Involuppo pressioni

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
C _x , C _y	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
P _x , P _y	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	19,87	13,05	19,36	4,49	0,00	-2,00
	Peso/Inerzia muro			0,00	109,98/0,00	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	3,80	-2,21	-1,90
2	Spinta statica	15,29	13,05	14,89	3,45	0,00	-2,00
	Incremento di spinta sismica	12,56		12,24	2,84	0,00	-2,03
	Peso/Inerzia muro			22,89	109,98/11,45	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,79	3,80	-2,21	-1,90
3	Spinta statica	15,29	13,05	14,89	3,45	0,00	-2,00
	Incremento di spinta sismica	10,03		9,77	2,26	0,00	-2,03
	Peso/Inerzia muro			22,89	109,98/-11,45	-1,18	-1,76



lc	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,79	3,80	-2,21	-1,90
4	Spinta statica	19,87	13,05	19,36	4,49	0,00	-2,00
	Peso/Inerzia muro			0,00	142,98/0,00	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	4,94	-2,21	-1,90
5	Spinta statica	19,87	13,05	19,36	4,49	0,00	-2,00
	Peso/Inerzia muro			0,00	109,98/0,00	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	4,94	-2,21	-1,90
6	Spinta statica	19,87	13,05	19,36	4,49	0,00	-2,00
	Peso/Inerzia muro			0,00	142,98/0,00	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	3,80	-2,21	-1,90
7	Spinta statica	20,44	8,76	20,20	3,11	0,00	-2,00
	Peso/Inerzia muro			0,00	109,98/0,00	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	3,80	-2,21	-1,90
8	Spinta statica	15,29	13,05	14,89	3,45	0,00	-2,00
	Incremento di spinta sismica	12,56		12,24	2,84	0,00	-2,03
	Peso/Inerzia muro			22,89	109,98/11,45	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,79	3,80	-2,21	-1,90
9	Spinta statica	15,29	13,05	14,89	3,45	0,00	-2,00
	Incremento di spinta sismica	10,03		9,77	2,26	0,00	-2,03
	Peso/Inerzia muro			22,89	109,98/-11,45	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,79	3,80	-2,21	-1,90
10	Spinta statica	19,87	13,05	19,36	4,49	0,00	-2,00

<i>lc</i>	<i>A</i>	<i>V</i> [kN]	<i>I</i> [°]	<i>C_x</i> [kN]	<i>C_y</i> [kN]	<i>P_x</i> [m]	<i>P_y</i> [m]
	Peso/Inerzia muro			0,00	109,98/0,00	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	3,80	-2,21	-1,90
11	Spinta statica	15,29	13,05	14,89	3,45	0,00	-2,00
	Incremento di spinta sismica	17,86		17,39	4,03	0,00	-2,03
	Peso/Inerzia muro			30,52	109,98/15,26	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			1,05	3,80	-2,21	-1,90
12	Spinta statica	15,29	13,05	14,89	3,45	0,00	-2,00
	Incremento di spinta sismica	15,46		15,06	3,49	0,00	-2,03
	Peso/Inerzia muro			30,52	109,98/-15,26	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			1,05	3,80	-2,21	-1,90
13	Spinta statica	15,29	13,05	14,89	3,45	0,00	-2,00
	Peso/Inerzia muro			0,00	109,98/0,00	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	3,80	-2,21	-1,90
14	Spinta statica	15,29	13,05	14,89	3,45	0,00	-2,00
	Peso/Inerzia muro			0,00	109,98/0,00	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	3,80	-2,21	-1,90
15	Spinta statica	15,29	13,05	14,89	3,45	0,00	-2,00
	Peso/Inerzia muro			0,00	109,98/0,00	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	3,80	-2,21	-1,90
16	Spinta statica	15,29	13,05	14,89	3,45	0,00	-2,00
	Incremento di spinta sismica	2,58		2,51	0,58	0,00	-2,03
	Peso/Inerzia muro			5,44	109,98/2,72	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,19	3,80	-2,21	-1,90



<i>Ic</i>	<i>A</i>	<i>V</i> [kN]	<i>I</i> [°]	<i>C_x</i> [kN]	<i>C_y</i> [kN]	<i>P_x</i> [m]	<i>P_y</i> [m]
17	Spinta statica	15,29	13,05	14,89	3,45	0,00	-2,00
	Incremento di spinta sismica	1,83		1,78	0,41	0,00	-2,03
	Peso/Inerzia muro			5,44	109,98/-2,72	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,19	3,80	-2,21	-1,90
18	Spinta statica	15,29	13,05	14,89	3,45	0,00	-2,00
	Incremento di spinta sismica	5,79		5,64	1,31	0,00	-2,03
	Peso/Inerzia muro			11,60	109,98/5,80	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,40	3,80	-2,21	-1,90
19	Spinta statica	15,29	13,05	14,89	3,45	0,00	-2,00
	Incremento di spinta sismica	4,24		4,13	0,96	0,00	-2,03
	Peso/Inerzia muro			11,60	109,98/-5,80	-1,18	-1,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	0,01/0,00	-0,55	-2,97
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,40	3,80	-2,21	-1,90

9.4 RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

9.4.1 Verifica a scorrimento fondazione

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
R_{sa}	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
$R = F_r$	Resistenza allo scorrimento (somma di $R_{sa} + R_{pt} + R_{ps} + R_p$), espresso in [kN]
$T = F_s$	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
F_s	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)



n°	Rsa	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	51,01	51,01	19,36	2.635
19 - A1-M1-R3 SCOR H - V	48,48	48,48	31,02	1.563

Il fattore di sicurezza minimo viene quindi calcolato con il rapporto tra le forze resistenti ($F_r = R$) e le forze attuari corrispondente alla spinta parallela al piano di fondazione.

Si ottiene quindi un valore pari a **1.563** superiore al coefficiente $R3=1.0$ in condizioni sismiche prescritto dalla NTC2018 Sulla combinazione 19

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

$$\frac{48.48 \text{ kN}}{31.02 \text{ kN}} = \mathbf{1.134} > \mathbf{R3 = 1.00 \text{ (Sisma)}}$$

Si ottiene quindi un valore pari a **2.635** superiore al coefficiente $R3=1.1$ in condizioni statica e prescritto dalla NTC2018. Sulla combinazione 1

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

$$\frac{51.01 \text{ kN}}{19.36 \text{ kN}} = \mathbf{2.635} > \mathbf{R3 = 1.10 \text{ (Statica)}}$$

9.4.2 Verifica a carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di **MEYERHOF**.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione
- γ peso di volume del terreno in fondazione
- B larghezza della fondazione
- D profondità del piano di posa
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa
- N fattori di capacità portante
- d fattori di profondità del piano di posa
- i fattori di inclinazione del carico

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
- N Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
- Q_u carico limite del terreno, espresso in [kN]
- Q_d Portanza di progetto, espresso in [kN]
- FS Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Q_u [kN]	Q_d [kN]	FS
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	131,52	1143,67	953,05	8.696
6 - STR (A1-M1-R3)	151,27	1626,19	1161,57	10.750



Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

N_c, N_q, N_γ Fattori di capacità portante

i_c, i_q, i_γ Fattori di inclinazione del carico

d_c, d_q, d_γ Fattori di profondità del piano di posa

g_c, g_q, g_γ Fattori di inclinazione del profilo topografico

b_c, b_q, b_γ Fattori di inclinazione del piano di posa

s_c, s_q, s_γ Fattori di forma della fondazione

p_c, p_q, p_γ Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic

R_e Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof

I_r, I_{rc} Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic

r_γ Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B\gamma N_\gamma$ viene moltiplicato per questo fattore

D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]

B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]

H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]

γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]

ϕ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]

c Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

σ_v Pressione terreno valle, espressa in [kPa]

σ_m Pressione terreno monte, espressa in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	N_c N_q N_γ	i_c i_q i_γ	d_c d_q d_γ	g_c g_q g_γ	b_c b_q b_γ	s_c s_q s_γ	p_c p_q p_γ	I_r	I_{rc}	R_e	r_γ
2	46.124	0.586	1.213	--	--	--	--	--	--	0.847	0.991
	33.296	0.586	1.107	--	--	--	--	--	--		
	37.152	0.157	1.107	--	--	--	--	--	--		
6	46.124	0.845	1.213	--	--	--	--	--	--	0.609	0.991
	33.296	0.845	1.107	--	--	--	--	--	--		
	37.152	0.627	1.107	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [kN/mc]	ϕ [°]	c [kPa]
2	1,20	2,16	2,08	19,00	35.00	0
6	1,20	2,16	2,08	19,00	35.00	0

n°	σ_v [kPa]	σ_m [kPa]
2	52	69
6	6	134

9.4.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (**momento ribaltante M_r**) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (**momento stabilizzante M_s**) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli).

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

M_s Momento stabilizzante, espresso in [kNm]

M_r Momento ribaltante, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	M_s [kNm]	M_r [kNm]	FS
10 - EQU (A1-M1-R3)	182,60	19,36	9.431
12 - EQU (A1-M1-R3) H - V	189,25	91,98	2.058

Il fattore di sicurezza minimo in condizione **statica** si presenta sulla combinazione 10 con un valore pari a **9.431** superiore in ogni caso al fattore di sicurezza ($R3=1.15$) prescritto dalla NTC-2018

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

$$\frac{182.60 \text{ kNm}}{19.36 \text{ kNm}} = 9.431 \geq 1.15$$



Il fattore di sicurezza minimo in condizione **sismica** si presenta sulla combinazione 12 con un valore pari a **2.058** superiore in ogni caso al fattore di sicurezza ($R3=1.00$) prescritto dalla NTC-2018

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

$\frac{189.25 \text{ kNm}}{91.98 \text{ kNm}} = \mathbf{2.058} \geq 1.00$

9.4.4 Verifiche muro a gravità

La seguente immagine illustra graficamente i fattori di sicurezza delle verifiche del muro a gravità.

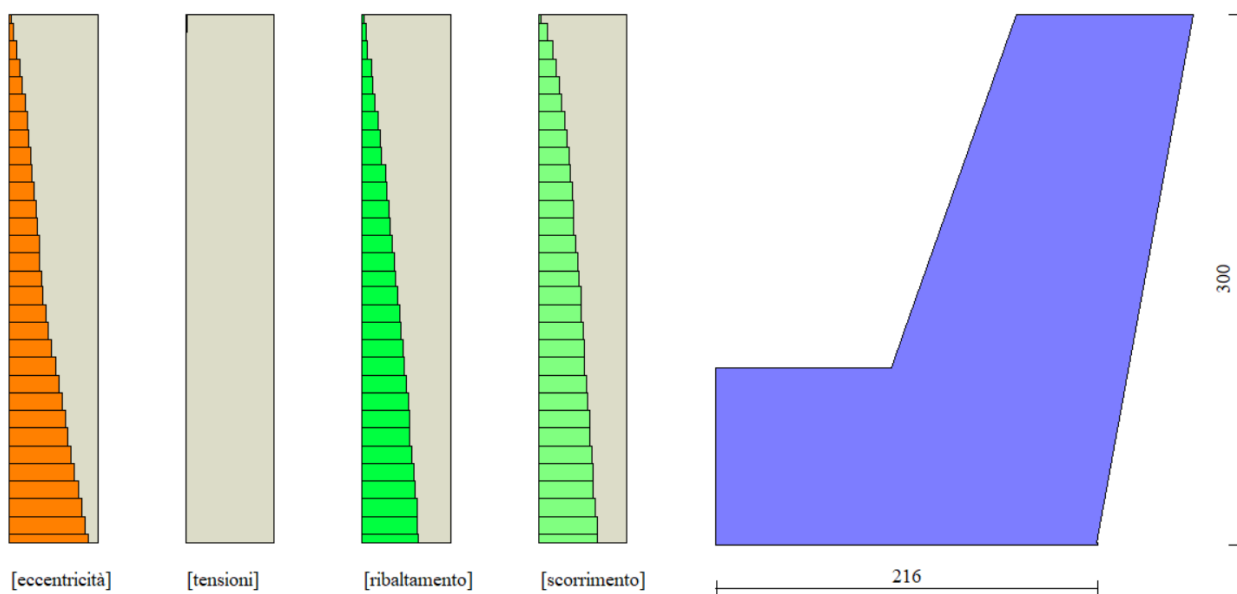


Figura 19. Verifiche muro a gravità.



9.4.5 Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R Raggio, espresso in [m]
FS Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-2,50; 0,50	4,02	2.458
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-2,50; 0,50	4,02	2.455
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-2,50; 0,50	4,02	2.401

9.4.6 Riassunto verifiche geotecniche

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 Condizione Statica	Fattori di sicurezza minimi Condizione sismica
Verifica al ribaltamento	9.431 (10) > 1.15	2.058 (12) > 1.00
Verifica allo scorrimento	2.635 (1) > 1.10	1.563 (19) > 1.00
Verifica al carico limite	10.750 (6) > 1.40	8.696 (2) > 1.20
Verifica alla stabilità globale	2.458 (7) > 1.10	2.401 (9) > 1.20

Tabella 17: Risultati delle verifiche geotecniche.

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



10 CONCLUSIONI

Nel presente elaborato è stato fornito un rapido inquadramento topografico dell'area interessata e le verifiche geotecniche delle opere relative al progetto denominato "Interventi di movimentazione/disalveo di materiale litoide a monte e a valle del ponte sulla S.P. 32 sul rio Venaus", Usseglio (TO)

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

Per il rinterro a tergo dei muri si prescrive l'utilizzo di materiale anidro, privo di frazione fine, conforme alle classi A1 -A3 della UNI 11531-1. Laddove si ritenesse di utilizzare per il rinterro a tergo dei muri, il materiale proveniente dagli scavi, lo stesso dovrà essere opportunamente vagliato con benna vagliante al fine di eliminare la frazione fine, sabbioso limosa.

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**.