



VALORIZZAZIONE DEL SITO MINERARIO DI CHAMOUSIRA

REGIONE AUTONOMA VALLE D'AOSTA

Progetto Esecutivo

COMUNE DI BRUSSON

Relazione di Calcolo Strutturale

Scala

Data: 10 Ottobre 2018

Aggiornamento:

Approvato:

ATI:
Sertec Engineering Consulting - Ing. Gianluca Odetto
Strada Provinciale 222, N.31
10010 Loranze (TO)
TEL. 0125.561001 FAX 0125.564014
e-mail: info.sertec@ilquadrifoglio.to.it
www.sertec-engineering.com

Dott. Geol. Paolo Cambuli
Ing. Lorenzo Vignono



Progettista:
Dott. Ing. Gianluca Odetto
N° 7269J ALBO INGEGNERI
PROVINCIA DI TORINO





SOMMARIO

1. PREMESSA.....	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3. VERIFICHE CORDOLI IN C.A.....	6
3.1 VERIFICHE CORDOLO n°1	12
3.2 VERIFICHE CORDOLO n°2.....	14
3.3 VERIFICHE CORDOLO n°3.....	16
4. VERIFICHE FERRATA/MANCORRENTE	18
4.1 VERIFICHE DELLA FUNE DI SICUREZZA	19
4.2 VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DELLA FUNE DI SICUREZZA ALLA ROCCIA	19
5. CONCLUSIONI	20



1. PREMESSA

L'oggetto della presente relazione di calcolo riguarda i criteri di dimensionamento ed i calcoli strutturali da realizzarsi nell'ambito dei lavori di valorizzazione del sito minerario di Chamousira, situato nel comune di Brusson della Valle d'Aosta.



Figura 1 - Vista aerea della miniera di Brusson

Le opere in progetto dovranno riguardare sia lavorazioni interne che esterne al fine di garantire la completa messa in sicurezza del livello 6 e consentire la realizzazione di un unico percorso di vista che unisca il livello 7 con il 6.

Il nuovo tratto di galleria oggetto di intervento ha una lunghezza di circa 116 m lineari e al suo interno ha un dislivello di circa 22 m complessivi.

In particolare, tale relazione di calcolo riguarda il dimensionamento e le verifiche dei seguenti interventi in progetto:

- Cordolo in c.a. di dimensioni pari a 30x20 cm, poggiante su muretto in pietra a secco, per la messa in sicurezza dell'uscita dalla galleria.

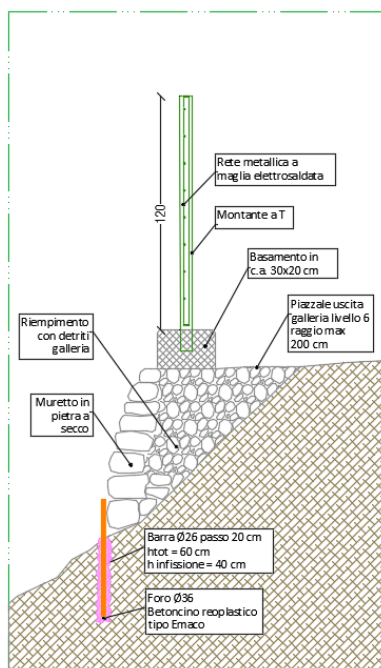


Figura 2 – Cordolo in c.a. per la messa in sicurezza dell'uscita dalla galleria (Cordolo 1)

- Nuovo parapetto completo di cordolo di appoggio in c.a. (dimensioni 40x20 cm) da installare, tramite l'ausilio di barre d'acciaio $\phi 20$ mm (interasse 50 cm), sul muro in pietra a secco a valle del piazzale Belvedere, come protezione da caduta.

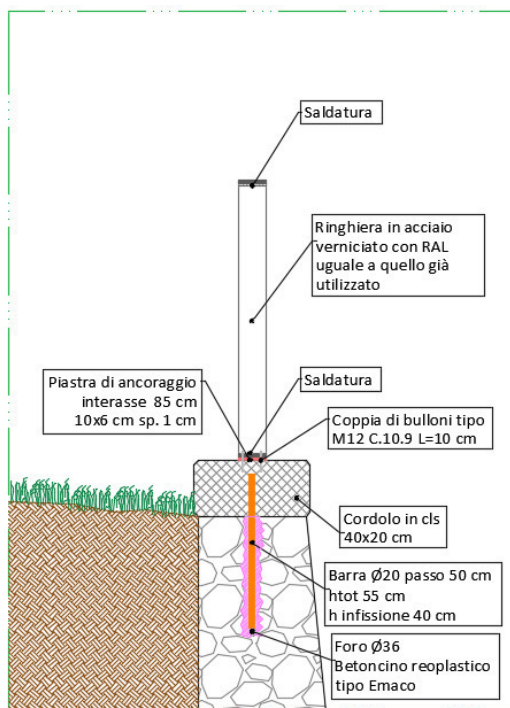


Figura 3 – Parapetto ad Ovest del piazzale Belvedere (Cordolo 2)



- Realizzazione di cordolo in cemento armato (dimensioni 50x30 cm) con innestata una recinzione, composta da profili a T e pannelli di rete metallica grigliata elettrosaldata plastificata e cancello doppia anta (75+75)x200 cm, a chiusura del piazzale Belvedere. L'altezza totale della recinzione è pari a 2,00 m

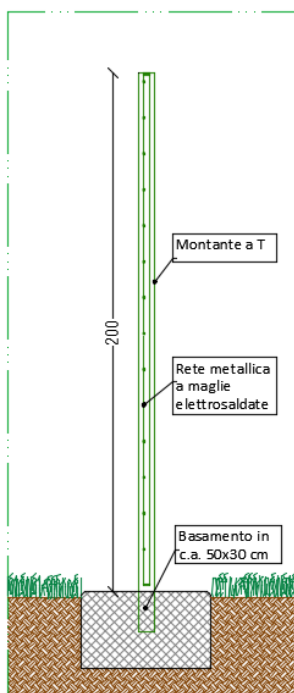


Figura 4 – Cordolo in c.a. e recinzione a chiusura del piazzale Belvedere (Cordolo 3)

- Realizzazione di nuova via ferrata, composta da:
 - Ancoraggi a parete costituiti da staffa in acciaio a “U”, diametro 12 mm, infissa nella roccia tramite tassello chimico (foro 14 mm);
 - Fune in trefoli d'acciaio zincato intrecciati diametro 12 mm;
 - Morsetti serrafune conforme a norma DIN 741 e redance;
 - Staffe in ferro zigrinato d'armatura del diametro di 20 mm e infissione in roccia di 20 cm lungo il tratto centrale più pendente per appoggio di mani e piedi facilitando la salita e/o discesa ai fruitori.

Ai sensi dei cap. 4 e 7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni gli interventi in progetto possono definirsi come interventi di nuova costruzione.



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche riportate nella presente relazione sono stati condotti facendo riferimento al disposto delle seguenti norme:

- D.M. del 17/01/2018 – *“Norme tecniche per le costruzioni”*.
- Circolare n°617 del 02/02/2009 – *Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 14/01/2008.*
- UNI EN 16869:2018 – *“Progettazione/Costruzione delle Vie Ferrate”*;
- UNI EN 958:2017 – *“Attrezzatura per alpinismo – Sistemi di assorbimento di energia utilizzati nelle ascensioni per via ferrata – Requisiti di sicurezza e metodi di prova”*;
- UNI EN 1090 1:2012 – *“Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali”*;
- UNI EN 1090 2:2012 – *“Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio”*.

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:

- UNI EN 1991 – Eurocodice 1 *“Azioni sulle strutture”*;
- UNI EN 1992 – Eurocodice 2 *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo”* e appendice nazionale;
- UNI EN 1997 – Eurocodice 7 *“Progettazione geotecnica”* e appendice nazionale;
- UNI EN 1998 – Eurocodice 8 *“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”* e appendice nazionale;
- UNI EN 206: 2016 – *“Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”*.

3. VERIFICHE CORDOLI IN C.A.

Si è proceduto al dimensionamento delle opere in progetto adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo le disposizioni e i livelli di sicurezza riportati nelle Norme Tecniche per le Costruzioni attualmente vigenti, ovvero il D.M. 17/01/2018.

I cordoli sono stati modellati con il metodo degli elementi finiti, mediante il programma di calcolo ModeSt 8.17, prodotto da Harpaceas. Il metodo di analisi utilizzato per determinare gli effetti dell'azione sismica è l'analisi **statica lineare**, dove le azioni indotte dal sisma sono modellate mediante forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'accelerazione sismica.

Si riassumono nella tabella seguente i criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica.

Regione		VALLE D'AOSTA
Provincia		AOSTA
Comune		BRUSSON
Coordinate Geografiche del cantiere	Latitudine	45.76485 N
	Longitudine	7.72239 E
Altitudine		1552 m s.l.m.
Zona sismica		ZONA 3
Tipo di opera con livello di prestazione	Tab. 2.4.I 17/01/2018	D.M. ORDINARIA
Vita nominale V_N	P.to 2.4.1 17/01/2018	D.M. 50 ANNI
Classe d'uso	P.to 2.4.2 17/01/2018	D.M. II
Coefficiente d'uso C_U	P.to 2.4.3 17/01/2018	D.M. 1
Periodo di riferimento per azione sismica V_R	P.to 2.4.3 17/01/2018	D.M. 50 ANNI
Comportamento strutturale	P.to 7.2.2 17/01/2018	D.M. NON DISSIPATIVO
Fattore di comportamento q	Tab. 7.3.I 17/01/2018	D.M. 1,5
Metodo di analisi	P.to 7.3.3.2 17/01/2018	D.M. STATICA LINEARE

Tabella 1 – Criteri di progettazione delle opere in progetto

Si è quindi provveduto alla verifica degli elementi strutturali, con riferimento alle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente.



MATERIALI

I cordoli sono realizzati con un calcestruzzo di classe C25/30 in classe di esposizione ambientale

2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo contenente armature o inserti metallici sia esposto all'aria e all'umidità, l'esposizione sarà classificata nel modo seguente: <i>Nota</i> Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2

XC4:

Tabella 2- Classe di esposizione ambientale

Il calcestruzzo scelto per la realizzazione delle opere ha una classe di consistenza S4 e una classe di contenuto in cloruri Cl 0,20.

Classi di abbassamento al cono (slump)

Classe	Abbassamento al cono
S1	da 10 a 40
S2	da 50 a 90
S3	da 100 a 150
S4	da 160 a 210
S5"	≥220

Tabella 3 - Classi di abbassamento al cono (slump)



Contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo

Impiego del calcestruzzo	Classe di contenuto in cloruri ^{a)}	Massimo contenuto di Cl ⁻ rispetto alla massa del cemento ^{b)}
In assenza di armatura di acciaio o di altri inserti metallici (ad eccezione dei dispositivi di sollevamento resistenti alla corrosione)	Cl 1,0	1,0%
In presenza di armatura d'acciaio o di altri inserti metallici	Cl 0,20	0,20%
	Cl 0,40	0,40%
In presenza di armatura d'acciaio da precompressione	Cl 0,10	0,10%
	Cl 0,20	0,20%
a) La classe da applicare per uno specifico utilizzo del calcestruzzo dipende da disposizioni valide nel luogo d'impiego del calcestruzzo.		
b) Qualora siano impiegate aggiunte di tipo II e siano considerate nel computo del dosaggio di cemento, il contenuto in cloruri viene espresso come percentuale di ioni cloruro in massa rispetto al cemento + la massa totale delle aggiunte considerate.		

Tabella 4 - Contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo

Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 al paragrafo 4.1.6.1.3 prescrivono che *“al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento del calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature”*.

A tal fine si può fare riferimento alla UNI EN 1992 -1-1 per dimensionare correttamente i copriferri.

Il valore nominale del copriferro è calcolato secondo l'espressione:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$$

in cui:

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$c_{min,b}$ è il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature. Per armature ordinarie $c_{min,b}$ è pari al diametro della barra, nel caso di barre singole, e al diametro equivalente, nel caso di barre raggruppate.

$c_{min,dur}$ è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali e si ricava dai prospetti seguenti in funzione della classe di esposizione, ricordando che la classe strutturale per un periodo di vita nominale presunta della struttura pari a 50 anni è la classe strutturale S4 (vedi prospetti seguenti)

Per quanto riguarda la tolleranza Δc_{dev} , essa è compresa tra 0 e 10 mm.

A titolo cautelativo si è scelto un copriferro minimo pari a 30 mm.

prospetto 4.4N Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabella 5 - Valori del copriferro per la durabilità del calcestruzzo da Eurocodice 2

La seguente tabella riepilogativa riassume le prescrizioni relative ai materiali utilizzati per il dimensionamento dei cordoli in c.a. con riferimento alle condizioni ambientali e alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Calcestruzzo		
Classe di resistenza		C 25/30
Classe di esposizione ambientale		XC4
Condizione ambientale	TAB. 4.1.III 17/01/2018	D.M. AGGRESSIVA
Classe di consistenza calcestruzzo		S4
Massimo rapporto a/c		0.55
D_{max} : dimensione nominale max aggregati		32 mm

Tabella 6 – Materiali

I materiali impiegati nel progetto dei cordoli sono di seguito individuati.

Calcestruzzo per utilizzo strutturale

Tipo di calcestruzzo		C25/30
R_{ck} calcestruzzo	(daN/cm ²)	300
Modulo elastico	(daN/cm ²)	314472
Resistenza caratteristica cilindrica (f_{ck})	(daN/cm ²)	249
Resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk})	(daN/cm ²)	17.9068
Resistenza media (f_{cm})	(daN/cm ²)	329
Resistenza media a trazione (f_{ctm})	(daN/cm ²)	25.5812
σ_{amm} calcestruzzo	(daN/cm ²)	97.5

Tabella 7 - Caratteristiche C25/30

Acciaio per opere in c.a.

Tipo di acciaio		B450C
f_{yk} tensione caratteristica di snervamento	(daN/cm ²)	4500
Modulo elastico	(daN/cm ²)	2060000
f_{tk} tensione caratteristica ultima	(daN/cm ²)	5400
Coefficiente di Poisson ν		0.3
γ_s		1.15
f_{yd} tensione di snervamento di calcolo	(daN/cm ²)	3910

Tabella 8 - Caratteristiche Acciaio B450C

AZIONI

Le azioni considerate nella progettazione dei cordoli sono:

- Le azioni permanenti dovute al peso proprio degli elementi costituenti le strutture (acciaio e calcestruzzo armato);
- L'azione del vento;
- Un sovraccarico orizzontale per eventuali urti.

Carico permanente strutturale

I pesi propri degli elementi strutturali sono valutati in modo automatico dal programma di calcolo, tenendo conto dei seguenti pesi per unità di volume:

- Calcestruzzo armato: 25 kN/m³;
- Acciaio: 78,5 kN/m³.

Azione del vento

L'azione del vento è calcolata, secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 e la Circolare del 2009, direttamente dal programma di calcolo ModeSt. L'azione del vento sui montanti della ringhiera è equivalente a un carico uniformemente distribuito sull'altezza pari a 0,6 kN/m.

Sovraccarico orizzontale

Il sovraccarico orizzontale, dovuto a eventuali urti, è utilizzato per verifiche locali ed è applicato alla quota del bordo superiore dei parapetti/recinzioni. A favore di sicurezza è stato considerato un valore del sovraccarico orizzontale pari a 1,5 kN/m.

Le combinazioni di carico utilizzate sono quelle previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. Si elencano in seguito i coefficienti parziali di sicurezza con riferimento alla tabella 2.6.1. delle NTC 2018, e le relative combinazioni delle azioni:



Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 9 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU

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

- SLU – Combinazione di carico fondamentale;

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

- SLE – Combinazione caratteristica, cosiddetta rara;

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

- SLE – Combinazione frequente;

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

- SLE – Combinazione quasi permanente;

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

3.1 VERIFICHE CORDOLO n°1

Il cordolo ha sezione pari a 30x20 cm ed è armato con 3 ϕ 14 inferiormente e 2 ϕ 14 superiormente e staffe a 2 bracci del diametro di 10 mm a passo 10 cm:

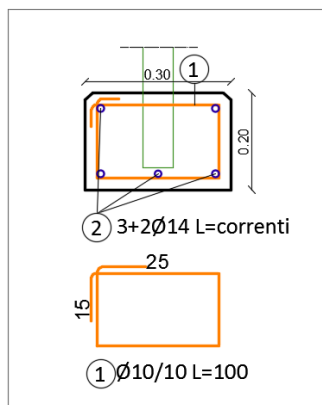


Figura 5 – Cordolo 1 30x20 cm

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali effettuate mediante il programma di calcolo ModeSt.

Verifica a flessione

Il momento flettente sollecitante è ovunque molto inferiore al momento resistente.

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/presoflessione

Xg	CCT	CCE	1	X	AfE S	AfE I	AfEP S	AfEP I	My	MRdy	Sic.
<m>				<cm>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daNm>	
0.02	17	SLU	1	1.70	3.08	4.62	3.08	4.62	-61.42	-1753.13	28.542
0.99	17	SLU	1	98.85	3.08	4.62	3.08	4.62	34.14	2476.37	72.539
1.96	17	SLU	1	196.00	3.08	4.62	3.08	4.62	-60.55	-1753.13	28.953

Tabella 10 – Verifica a flessione_Cordolo 1

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante è ovunque molto inferiore al taglio resistente.

Staffe - Verifiche armatura

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.T
17 SLU	-0.00	0.30	0.30	Ø10/10 2 br.	15.71	0.30	189.89	1.56	13748.90	13748.90	13748.90	72.40
17 SLU	0.30	1.70	1.40	Ø10/10 2 br.	15.71	0.30	137.71	1.56	13748.90	13748.90	13748.90	99.84
17 SLU	1.70	2.00	0.30	Ø10/10 2 br.	15.71	0.30	188.99	1.56	13748.90	13748.90	13748.90	72.75

Tabella 11 – Verifica a taglio_Cordolo 1

Verifiche agli stati limite di esercizio

– Limitazione delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio

Le tensioni di compressione nel calcestruzzo sono ovunque inferiori al limite previsto nella combinazione rara delle azioni pari a 15 MPa e nella combinazione quasi permanente delle azioni pari a 11,25 MPa.

Le tensioni nell'acciaio in condizioni di esercizio sono inferiori al limite previsto nella combinazione rara delle azioni pari a 360 MPa.

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <m>	CC	TCC	E1	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	My <daNm>	σ_z sup <daN/cmq>	σ_z inf <daN/cmq>	σ_c <daN/cmq>
0.0218	SLE R	1	1	1.70	3.08	4.62	-47.25	111.43	-11.98	3.66
0.0220	SLE Q	1	1	1.70	3.08	4.62	-47.25	111.43	-11.98	3.66
0.9918	SLE R	1	1	98.85	3.08	4.62	26.26	-9.06	41.99	1.79
0.9920	SLE Q	1	1	98.85	3.08	4.62	26.26	-9.06	41.99	1.79
1.9618	SLE R	1	1	196.00	3.08	4.62	-46.58	109.85	-11.81	3.61
1.9620	SLE Q	1	1	196.00	3.08	4.62	-46.58	109.85	-11.81	3.61

Tabella 12 - Limitazione delle tensioni allo SLE_Cordolo 1

– **Limitazione dell'apertura delle fessure in esercizio**

Come indicato in tabella 13, il valore di apertura delle fessure w_k è inferiore ai valori limite di apertura delle fessure previsti al paragrafo 4.1.2.2.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018:

combinazione frequente delle azioni

$$w_k \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

combinazione quasi permanente delle azioni

$$w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	Xg <m>	CC	TCC	X <cm>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S _{xm} <mm>	Φ	A _s <cmq>	A _s eff <cmq>	σ_s <daN/cmq>	σ_{sx} <daN/cmq>	ϵ_{sm}	w _k <mm>
13	0.0220	SLE Q	1	1.70	-47.25	34.00	196.00	0.13	183.64	14.00	1.54	168.10	111.43	1704.55	0.02	0.01
15	0.0219	SLE F	1	1.70	-47.25	34.00	196.00	0.13	183.64	14.00	1.54	168.10	111.43	1704.55	0.02	0.01
29	0.9920	SLE Q	1	98.85	26.26	34.00	109.00	0.13	150.46	14.00	4.62	400.20	41.99	1200.54	0.01	0.00
31	0.9919	SLE F	1	98.85	26.26	34.00	109.00	0.13	150.46	14.00	4.62	400.20	41.99	1200.54	0.01	0.00
45	1.9620	SLE Q	1	196.00	-46.58	34.00	196.00	0.13	183.64	14.00	1.54	168.10	109.85	1704.55	0.02	0.01
47	1.9619	SLE F	1	196.00	-46.58	34.00	196.00	0.13	183.64	14.00	1.54	168.10	109.85	1704.55	0.02	0.01

Tabella 13 - Limitazione dell'apertura delle fessure allo SLE_Cordolo 1

Come si evince dai risultati di calcolo tutte le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

3.2 VERIFICHE CORDOLO n°2

Il cordolo ha sezione pari a 40x20 cm ed è armato con 3 ϕ 14 inferiormente e superiormente e staffe a 2 bracci del diametro di 10 mm a passo 10 cm:

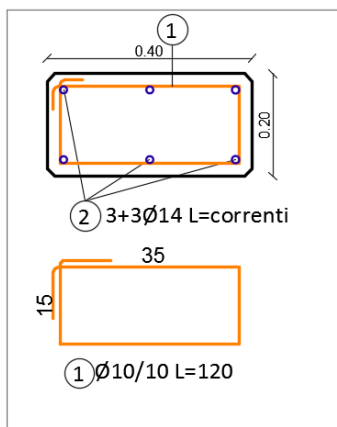


Figura 6 – Cordolo 2 40x20 cm

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali effettuate mediante il programma di calcolo ModeSt.

Verifica a flessione

Il momento flettente sollecitante è ovunque molto inferiore al momento resistente.

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/presoflessione

Xg	CC	CC	E1	X	Afe S	Afe I	Afe P	Afe I	Afe P	I	My	Mray	Sic.
<m>				<cm>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daNm>	
0.041	SLU	1		4.00	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	-84.06	-2578.61	30.676
0.941	SLU	1		94.23	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	46.23	2578.61	55.776
11.311	SLU	7		0.00	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	-84.06	-2578.61	30.677
12.281	SLU	7		94.23	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	46.23	2578.61	55.776
23.561	SLU	13		94.23	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	46.23	2578.61	55.776
24.461	SLU	13		184.46	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	4.62	-84.06	-2578.61	30.676

Tabella 14 – Verifica a flessione_Cordolo 2

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante è ovunque molto inferiore al taglio resistente.

Staffe - Verifiche armatura

CC	X0	X1	Lung.	Staff.	Afe St.	bw	Vadu	ctg	VRed	VRed	Vadu	Sic.T
	<m>	<m>	<m>		<cmq/m>	<m>	<daN>		<daN>	<daN>	<daN>	
1 SLU	0.00	0.20	0.20	ϕ 10/10 2 br.	15.71	0.40	267.62	1.90	16668.30	16668.30	16668.30	62.28
1 SLU	0.20	1.68	1.48	ϕ 10/10 2 br.	15.71	0.40	210.81	1.90	16668.30	16668.30	16668.30	79.07
1 SLU	11.51	12.99	1.48	ϕ 10/10 2 br.	15.71	0.40	210.82	1.90	16668.30	16668.30	16668.30	79.07
1 SLU	12.99	13.19	0.20	ϕ 10/10 2 br.	15.71	0.40	267.62	1.90	16668.30	16668.30	16668.30	62.28
1 SLU	22.82	24.30	1.48	ϕ 10/10 2 br.	15.71	0.40	210.82	1.90	16668.30	16668.30	16668.30	79.07
1 SLU	24.30	24.50	0.20	ϕ 10/10 2 br.	15.71	0.40	267.62	1.90	16668.30	16668.30	16668.30	62.28

Tabella 15 – Verifica a taglio_Cordolo 2

Verifiche agli stati limite di esercizio

- Limitazione delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio



Le tensioni di compressione nel calcestruzzo sono ovunque inferiori al limite previsto nella combinazione rara delle azioni pari a 15 MPa e nella combinazione quasi permanente delle azioni pari a 11,25 MPa.

Le tensioni nell'acciaio in condizioni di esercizio sono inferiori al limite previsto nella combinazione rara delle azioni pari a 360 MPa.

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg	CC	TCC	E1	X	Afe S	Afe I	My	σ_z sup	σ_z inf	σ_z
<m>				<cm>	<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>
0.042	SLE R	1	4.00	4.62	4.62	-63.93	100.80	100.80	-14.14	3.60
0.044	SLE Q	1	4.00	4.62	4.62	-63.93	100.80	100.80	-14.14	3.60
0.942	SLE R	1	94.23	4.62	4.62	35.16	-7.77	55.44	55.44	1.98
0.944	SLE Q	1	94.23	4.62	4.62	35.16	-7.77	55.44	55.44	1.98
11.312	SLE R	6	188.46	4.62	4.62	-63.93	100.80	100.80	-14.14	3.60
11.314	SLE Q	6	188.46	4.62	4.62	-63.93	100.80	100.80	-14.14	3.60
11.312	SLE R	7	0.00	4.62	4.62	-63.93	100.80	100.80	-14.14	3.60
11.314	SLE Q	7	0.00	4.62	4.62	-63.93	100.80	100.80	-14.14	3.60
12.252	SLE R	7	94.23	4.62	4.62	35.16	-7.77	55.44	55.44	1.98
12.254	SLE Q	7	94.23	4.62	4.62	35.16	-7.77	55.44	55.44	1.98
23.562	SLE R	13	94.23	4.62	4.62	35.16	-7.77	55.44	55.44	1.98
23.564	SLE Q	13	94.23	4.62	4.62	35.16	-7.77	55.44	55.44	1.98
24.462	SLE R	13	184.46	4.62	4.62	-63.93	100.80	100.80	-14.14	3.60
24.464	SLE Q	13	184.46	4.62	4.62	-63.93	100.80	100.80	-14.14	3.60

Tabella 16 - Limitazione delle tensioni allo SLE_Cordolo 2

– Limitazione dell'apertura delle fessure in esercizio

Come indicato in tabella 17, il valore di apertura delle fessure w_k è inferiore ai valori limite di apertura delle fessure previsti al paragrafo 4.1.2.2.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018:

combinazione frequente delle azioni

$$w_k \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

combinazione quasi permanente delle azioni

$$w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	Xg	CC	TCC	σ_z	My	c	s	K3	σ_{sR}	σ_{sE}	σ_z	σ_{zE}	σ_{zE}	w_k
	<m>			<cm>	<daNm>	<mm>	<mm>		<cmq>	<cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>	<mm>
5	0.044	SLE Q	4.00	-63.93	34.00	159.00	0.13	177.22	14.00	4.62	510.76	100.80	1524.09	0.02
7	0.043	SLE F	4.00	-63.93	34.00	159.00	0.13	177.22	14.00	4.62	510.76	100.80	1524.09	0.02
13	0.944	SLE Q	94.23	35.16	34.00	159.00	0.13	177.22	14.00	4.62	510.76	55.44	1524.09	0.01
15	0.943	SLE F	94.23	35.16	34.00	159.00	0.13	177.22	14.00	4.62	510.76	55.44	1524.09	0.01
157	12.254	SLE Q	94.23	35.16	34.00	159.00	0.13	177.22	14.00	4.62	510.76	55.44	1524.09	0.01
159	12.253	SLE F	94.23	35.16	34.00	159.00	0.13	177.22	14.00	4.62	510.76	55.44	1524.09	0.01
309	24.464	SLE Q	184.46	-63.93	34.00	159.00	0.13	177.22	14.00	4.62	510.76	100.80	1524.09	0.02
311	24.463	SLE F	184.46	-63.93	34.00	159.00	0.13	177.22	14.00	4.62	510.76	100.80	1524.09	0.02

Tabella 17 - Limitazione dell'apertura delle fessure allo SLE_Cordolo 2

Come si evince dai risultati di calcolo tutte le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

3.3 VERIFICHE CORDOLO n°3

Il cordolo ha sezione pari a 50x30 cm ed è armato con 4 ϕ 14 inferiormente e superiormente e staffe a 2 bracci del diametro di 10 mm a passo 20 cm:

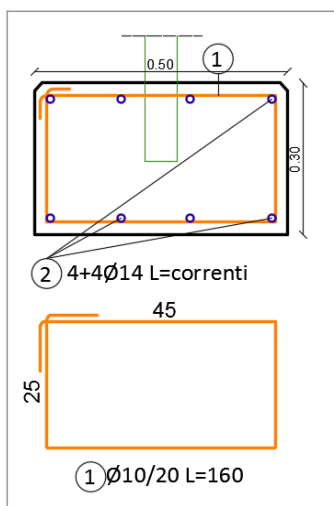


Figura 7 – Cordolo 3 50x30 cm

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali effettuate mediante il programma di calcolo ModeSt.

Verifica a flessione

Il momento flettente sollecitante è ovunque molto inferiore al momento resistente.

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/presoflessione										
Xg	CC	CC	E1	X	AfE	SAfE	I AfE	SAfE	I AfE	SAfE
<m>				<cm>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>
0.0217	SLU	1	1.70	6.16	6.16	6.16	6.16	-153.56	-5814.24	37.864
0.9917	SLU	1	98.85	6.16	6.16	6.16	6.16	85.35	5814.24	68.126
1.9617	SLU	1	196.00	6.16	6.16	6.16	6.16	-151.38	-5814.24	38.408

Tabella 18 – Verifica a flessione_Cordolo 3

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante è ovunque molto inferiore al taglio resistente.

Staffe - Verifiche armatura										
CC	X0	X1	Lung.	Staff.	AfE	St.	bw	Vsdu	ctg6	VRsd
<m>	<m>	<m>	<m>		<cmq/m>	<m>	<m>	<daN>		<daN>
17	SLU	-0.00	0.30	0.30	ø10/20	2 br.	7.85	0.50	474.73	2.50
17	SLU	0.30	1.70	1.40	ø10/20	2 br.	7.85	0.50	344.27	2.50
17	SLU	1.70	2.00	0.30	ø10/20	2 br.	7.85	0.50	472.45	2.50

Tabella 19 – Verifica a taglio_Cordolo 3

Verifiche agli stati limite di esercizio

- Limitazione delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio

Le tensioni di compressione nel calcestruzzo sono ovunque inferiori al limite previsto nella combinazione rara delle azioni pari a 15 MPa e nella combinazione quasi permanente delle azioni pari a 11,25 MPa.



Le tensioni nell'acciaio in condizioni di esercizio sono inferiori al limite previsto nella combinazione rara delle azioni pari a 360 MPa.

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg	CC	TCC	El	X	Afe S	Afe I	My	σ_x sup	σ_x inf	σ_c
<m>				<cm>	<cmq>	<cmq>	<daNm>	<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>
0.0218	SLE	R	1	1.70	6.16	6.16	-118.12	82.98	-15.13	2.24
0.0220	SLE	Q	1	1.70	6.16	6.16	-118.12	82.98	-15.13	2.24
0.9918	SLE	R	1	98.85	6.16	6.16	65.65	-8.41	46.12	1.24
0.9920	SLE	Q	1	98.85	6.16	6.16	65.65	-8.41	46.12	1.24
1.9618	SLE	R	1	196.00	6.16	6.16	-116.44	81.80	-14.92	2.21
1.9620	SLE	Q	1	196.00	6.16	6.16	-116.44	81.80	-14.92	2.21

Tabella 20 - Limitazione delle tensioni allo SLE_ Cordolo 3

– Limitazione dell'apertura delle fessure in esercizio

Come indicato in tabella 21, il valore di apertura delle fessure w_k è inferiore ai valori limite di apertura delle fessure previsti al paragrafo 4.1.2.2.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018:

combinazione frequente delle azioni

$$w_k \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

combinazione quasi permanente delle azioni

$$w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	Xg <m>	CC	TCC	K <cm>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	R3	S _{Fe} <mm>	Ø	Δ _s <cmq>	Δ _s eff <cmq>	G _s <daN/cm²>	G _{sc} <daN/cm²>	ε _{s0}	Rk <mm>
15	0.0220	SLE Q	1.70	-118.12	34.00	139.33	0.13	175.34	14.00	6.16	649.95	82.98	1932.88	0.02	0.00	
17	0.0219	SLE F	1.70	-118.12	34.00	139.33	0.13	175.34	14.00	6.16	649.95	82.98	1932.88	0.02	0.00	
34	0.9920	SLE Q	98.85	65.65	34.00	139.33	0.13	175.34	14.00	6.16	649.95	46.12	1932.88	0.01	0.00	
36	0.9919	SLE F	98.85	65.65	34.00	139.33	0.13	175.34	14.00	6.16	649.95	46.12	1932.88	0.01	0.00	
53	1.9620	SLE Q	196.00	-116.44	34.00	139.33	0.13	175.34	14.00	6.16	649.95	81.80	1932.88	0.02	0.00	
55	1.9619	SLE F	196.00	-116.44	34.00	139.33	0.13	175.34	14.00	6.16	649.95	81.80	1932.88	0.02	0.00	

Tabella 21 - Limitazione dell'apertura delle fessure allo SLE_ Cordolo 3

Come si evince dai risultati di calcolo tutte le verifiche sono ampiamente soddisfatte.



4. VERIFICHE FERRATA/MANCORRENTE

Si riportano ai sensi delle norme UNI EN 16869 ed UNI EN 958 alcune prescrizioni da rispettare nel progetto della via ferrata all'esterno e del mancorrente all'interno della galleria.

- Il diametro nominale delle funi della via ferrata deve essere compreso tra 10 mm e 16 mm (par. 4.1.2.1 UNI EN 16869) . Le funi in progetto hanno un diametro pari a 12 mm.
- Le estremità delle funi devono essere fissate mediante un opportuno ancoraggio e non direttamente alla roccia.
- Particolare attenzione deve essere posta nella scelta dei materiali, a causa di eventuali condizioni climatiche estreme, pertanto è raccomandato un trattamento anti-corrosione. L'acciaio utilizzato per il progetto è trattato con un processo di zincatura, in modo da proteggerlo da eventuali aggressioni per condizioni climatiche avverse.
- La distanza verticale e orizzontale tra due punti di ancoraggio successivi non deve essere superiore rispettivamente a 3 m e a 6 m (par. 4.1.2.2 UNI EN 16869).
- Nel progetto della via ferrata sono state considerate le azioni previste al par. 4.1.2.4 UNI EN 16869:
 - Carico eccezionale: 9,2 kN (simula una persona in caduta e una persona trattenuta alla fune)
 - Carico di esercizio: 1,6 kN (simula due persone del peso di 80 kg)
- Il progetto della fune di sicurezza della via ferrata è stato condotto come previsto al par. 4.1.2.5 UNI EN 16869, verificando che non ci siano deformazioni permanenti per un carico pari a 1,5 volte il carico di esercizio e che non si verifichi la rottura della fune per un carico pari a 1,5 volte il carico eccezionale.



- Il sistema di protezione anticaduta collegato all'imbracatura dell'utente deve essere previsto in conformità alla norma UNI EN 958. I dispositivi di collegamento devono essere verificati per una forza pari a 12 kN (par. 4.3.2 UNI EN 958).

4.1 VERIFICHE DELLA FUNE DI SICUREZZA

Si è verificata a trazione la fune in fili d'acciaio zincato del diametro di 12 mm, sollecitata dai carichi previsti dalla normativa.

Lo sforzo normale sollecitante la fune è pari a 1,5 volte il carico di progetto eccezionale. Si è confrontata la resistenza a trazione della fune con lo sforzo di trazione sollecitante:

$$N_{Ed} = 13,8 \text{ kN} < N_{Rd} = \frac{A_{res} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 16,6 \text{ kN}$$

La verifica a trazione della fune è soddisfatta.

La fune sollecitata da una forza pari a 1,5 volte il carico di esercizio non presenta deformazioni permanenti, infatti la deformazione a cui è soggetta è inferiore al limite di snervamento dell'acciaio.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_s} = 0,02\% < \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 0,12\%$$

4.2 VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DELLA FUNE DI SICUREZZA ALLA ROCCIA

Si riporta la verifica effettuata sugli elementi di ancoraggio della fune di sicurezza alla roccia:

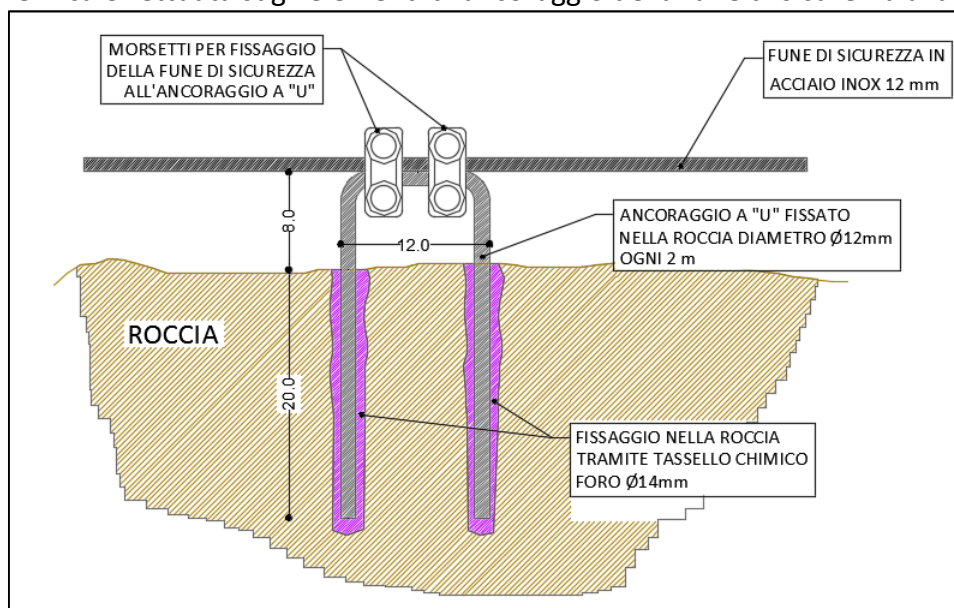


Figura 8 – Particolare del fissaggio alla roccia della fune di sicurezza della via ferrata



Nell'ipotesi di utilizzare ancoranti ad U di diametro 12 mm e classe di resistenza 8.8, si è confrontata la resistenza dell'ancorante a taglio con la forza sollecitante di progetto.

$$V_{Ed} = 6 \text{ kN} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 19 \text{ kN}$$

dove:

$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk} = 28,3 \text{ kN}$ resistenza caratteristica a taglio di un ancorante

$\gamma_{Ms} = 1,5$ coefficiente parziale di sicurezza per rottura dell'acciaio

La verifica di rottura lato acciaio è soddisfatta.

5. CONCLUSIONI

Le strutture in progetto sono state dimensionate e verificate mediante l'ausilio del programma di calcolo ModEst 8.17.

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

Dai risultati ottenuti risulta che tutte le verifiche effettuate su ciascun elemento risultano

SODDISFATTE.