



Mit Beteiligung der Europäischen Union aus dem Haushalt der Transeuropäischen Verkehrsnetze finanziertes Vorhaben

Opera finanziata con la partecipazione dell'Unione Europea attraverso il bilancio delle reti di trasporto transeuropee



Ausbau Eisenbahnachse München-Verona
BRENNER BASISTUNNEL
Ausführungsplanung

Potenziamento asse ferroviario Monaco-Verona
GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO
Progettazione esecutiva

D0700: Baulos Mauls 2-3		D0700: Lotto Mules 2-3					
Projekteinheit Gesamtbauwerke Teil 1		WBS Opere generali Parte 1					
Dokumentenart Statische Berechnung		Tipo Documento Calcolo statico					
Titel Statische Berechnung CT1/CT2a-T2/T3/TRb		Titolo Relazione di calcolo CT1/CT2a-T2/T3/TRb					
 RTI 4P <i>Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P</i> <small>cto Pio Iler S.r.l., Via G.B. Sannarini 5, 20125 Milano, Tel.: +39 026767911, Fax: +39 0287152612</small>		<i>Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche</i> Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470					
<i>Mandataria</i>  PRO ITER <small>Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.</small>	<i>Mandante</i>  PÖYRY	<i>Mandante</i>  pini swiss engineers	<i>Mandante</i>  PASQUALI-RAUSA <small>ENGINEERING S.r.l./G.m.b.H.</small>				
<i>Fachplaner / il progettista specialista</i> Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470		<i>Fachplaner / il progettista specialista</i>					
	<i>Datum / Data</i>	<i>Name / Nome</i>	<i>Gesellschaft / Società</i>				
Bearbeitet / Elaborato	30.01.2015	Moja	Pro Iler				
Geprüft / Verificato	30.01.2015	Rivoltini	Pro Iler				
 BBT <i>Galleria di Base del Brennero Brenner Basistunnel BBT SE</i>		<i>Name / Nome</i> R. Zurlo	<i>Name / Nome</i> K. Bergmeister				
Projekt-kilometer / Chilometro progetto von / da 32.0+88 bis / a 54.0+15 bei / al	Projekt-kilometer / Chilometro opera von / da 46.7+69 bis / a 54.0+15 bei / al	Status Dokument / Stato documento	Massstab / Scala -				
Staat Stato	Los Lotto	Einheit Unità	Nummer Numero	Dokumentenart Tipo Documento	Vertrag Contratto	Nummer Codice	Revision Revisione
02	H61	OP	090	KST	D0700	21050	21

Bearbeitungsstand Stato di elaborazione

Revision Revisione	Änderungen / Modifiche	Verantwortlicher Änderung Responsabile modifica	Datum Data
21	Abgabe für Ausschreibung / Emissione per appalto	Rivoltini	30.01.2015
20	Überarbeitung infolge Dienstanweisung Nr. 1 vom 17.10.2014 / Revisione a seguito ODS n°1 del 17.10.14	Rivoltini	04.12.2014
11	Projektvervollständigung und Umsetzung der Verbesserungen aus dem Prüfverfahren / Completamento progetto e recepimento istruttoria	Rivoltini	09.10.2014
10	Endabgabe / Consegna definitiva	Rivoltini	31.07.2014
00	Erstversion / Consegna preliminare	Rivoltini	15.05.2014

1	EINFÜHRUNG	
1	INTRODUZIONE	6
2	MATERIALIEN	
2	MATERIALI	8
2.1	SPRITZBETON	
2.1	BETONCINO PROIETTATO	8
2.2	ANKER	
2.2	ANCORAGGI	8
2.3	BETON	
2.3	CALCESTRUZZO.....	8
2.4	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.4	ACCIAIO DA ARMATURA.....	8
3	GEOTECHNISCHES MODELL	
3	MODELLO GEOTECNICO	10
3.1	GEOLOGIE UND GEOMECHANIK	
3.1	GEOLOGIA E GEOMECCANICA.....	10
3.2	TRENNFLÄCHENORIENTIERUNG	
3.2	ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ	12
3.2.1	Trennflächenparameter	
3.2.1	Parametri sulle discontinuità.....	13
4	GEBIRGSVERHALTEN	
4	COMPORAMENTO DELLA ROCCIA	14
4.1	ABSCHÄTZUNG DES GEBIRGSVERHALTEN	
4.1	VALUTAZIONE DEL COMPORAMENTO DELLA ROCCIA.....	14
5	AUSSENSCHALE	
5	RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE	17
5.1	BRUCHKÖRPERANALYSE	
5.1	ANALISI DEI BLOCCHI.....	17
5.1.1	Gebirgslast bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten	
5.1.1	Carichi dell'ammasso altamente fratturato	17
5.1.2	Nachweisverfahren	
5.1.2	Procedura di verifica.....	17
5.1.3	Analysierte Fälle und Ergebnisse	
5.1.3	Casi analizzati e risultati	18
5.2	ANALYSE DER AUSBRUCHPHASEN	
5.2	ANALISI DELLE FASI DI SCAVO	19
5.2.1	Der Berechnungskodex	
5.2.1	Il codice di calcolo	20
5.2.2	Analysierte Ausbruchquerschnitte	
5.2.2	Sezioni analizzate	21
5.2.3	Bildendes Gebirgsmodell	
5.2.3	Modello costitutivo dell'ammasso	21
5.2.4	Modellgeometrie und Ausgangsspannungslage	
5.2.4	Geometria del modello e stato tensionale iniziale	21
5.2.5	Eigenschaften der Außenschale	
5.2.5	Caratteristiche dei rivestimenti di prima fase	22
5.2.6	Laststufe	
5.2.6	Step di carico.....	24

5.2.7	Nachweisverfahren	
5.2.7	Procedura di verifica.....	25
5.2.8	Ergebnisse	
5.2.8	Risultati.....	26
5.3	ANALYSE DER ORTBRUSTSTABILITÄT	
5.3	ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE.....	26
5.3.1	Nachweisverfahren	
5.3.1	Procedura di verifica.....	26
5.3.2	Ergebnisse	
5.3.2	Risultati.....	26
6	INNENSCHALE	
6	RIVESTIMENTO DEFINITIVO.....	27
6.1	STABWERKSMODELLE	
6.1	METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE.....	27
6.2	MODELLIERUNG DER BETTUNG	
6.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	27
6.2.1	Modellierung der Bettung	
6.2.1	Rigidità radiale.....	28
6.2.2	Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle	
6.2.2	Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo.....	28
6.3	LASTENANALYSE	
6.3	ANALISI DEI CARICHI.....	29
6.3.1	Eigengewicht G1	
6.3.1	Peso proprio G1.....	29
6.3.2	Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3	
6.3.2	Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3.....	29
6.3.3	Wasserdruck G4	
6.3.3	Pressione idraulica G4.....	29
6.3.4	Gebirgslast G5	
6.3.4	Carico dell'ammasso G5.....	29
6.3.5	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
6.3.5	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	29
6.3.6	Temperatur Q1	
6.3.6	Temperatura Q1.....	30
6.3.7	Erdbebeneinwirkung E1	
6.3.7	Azione sismica E1.....	31
6.3.8	Aufprall A2	
6.3.8	Urto A2.....	31
6.3.9	Brand A3	
6.3.9	Incendio A3.....	31
6.4	EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
6.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	31
6.5	NACHWEISE	
6.5	VERIFICHE.....	32
6.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
6.5.1	Stati Limite Ultimi (SLU).....	32
6.5.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni.....	32
6.5.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
6.5.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni.....	32

6.5.1.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.1.3	Combinazione delle azioni.....	33
6.5.1.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	33
6.5.1.5	Überprüfung auf Beulspannung	
6.5.1.5	Verifica a pressoflessione.....	33
6.5.1.6	Querkraftüberprüfung	
6.5.1.6	Verifica a taglio	34
6.5.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
6.5.2	Stati Limite Esercizio (SLE)	35
6.5.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni.....	35
6.5.2.2	Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen	
6.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	35
6.5.2.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.2.3	Combinazioni delle azioni.....	35
6.5.2.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	35
6.5.2.5	Berechnung der Verformungen	
6.5.2.5	Calcolo delle deformazioni	35
6.5.2.6	Begrenzung der Rissbreiten	
6.5.2.6	Limitazione dello spessore delle fessure	35
6.6	BAULICHE DURCHBILDUNG	
6.6	STRUTTURA COSTRUTTIVA	36
6.6.1	Expositionsklasse und Mindestbetondeckung	
6.6.1	Classe di esposizione e copriferro minimo	36
6.6.2	Mindestbewehrung	
6.6.2	Armatura minima	36
6.7	ERGEBNISSE	
6.7	RISULTATI	37
7	VERZEICHNISSE	
7	ELENCHI.....	38
7.1	TABELLENVERZEICHNIS	
7.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	38
7.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
7.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	38
7.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
7.3	ELENCO APPENDICI	39
7.4	REFERNZDOKUMENTE	
7.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	39
7.4.1	Eingangsdokumente	
7.4.1	Documenti in ingresso	39
7.4.2	Normen und Richtlinien	
7.4.2	Normative e Linee Guida.....	40
7.4.3	Bibliografie	
7.4.3	Bibliografia.....	41

ANHANG 1 - KENNLINIEN

APPENDICE 1 - LINEE CARATTERISTICHE

ANHANG 2 - BRUCHKÖRPERANALYSE

APPENDICE 2 - ANALISI DEI BLOCCHI

ANHANG 3 - FDM-ANALYSE

APPENDICE 3 - ANALISI FDM

ANHANG 4 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

APPENDICE 4 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht beinhaltet die Bemessung der Außen- und Innenschalen der Querstollen Typ 1, welche zwischen den Kilometrierungen Km 46+769 und 54.0+15 (Oströhre) konventionell vorgetrieben werden.

Wie aus folgende zusammenfassende Tabelle hervorgeht, sind die innerhalb dieser Strecke realisierten Querstollen 18, von denen 3 (47/3, 48/1 e 48/4) bereits im Inneren des Baulos Mauls I vorgetrieben wurden. Insbesondere wurde der Stollen 48/4 mit einem breiteren Ausbruchquerschnitt als den des Standardquerstollens vorgetrieben und die Endform wird durch den Bau eines Tagbautunnels gegeben sein.

Der gleiche verwendete Querschnitt für den Ausbruch der Querstollen Typs 1 wird auch für die Strecken der Stollen CT2 47/1 mit reduziertem Querschnitt (CT2a) genutzt.

CT1	Progr. Est	GL Est	GL Ovest
	[km]		
47/1 (CT2)	47+000	T	T
47/2	47+267	E-T	E-T
47/3	47+601		
48/1	47+934		
48/2	48+267		
48/4	48+909	MA	MAT
49/1	49+229		
49/2	49+590		
49/3	49+795		
50/1	50+000		
50/2	50+333		
50/3	50+667		
51/3	51+667	DA	MA
52/1	52+000		
52/3	52+667		
53/1	53+000		
53/2	53+333	D	DA
53/4	53+667		D

Tabelle 1: Synoptische Tafel der Stollen CT1-CT2a

1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento dei rivestimenti, di prima fase e definitivi, dei cunicoli trasversali tipo 1, scavati in tradizionale tra le progr. Km 46+769 e 54.0+15 (Canna Est).

Come si evince dalla seguente tabella riassuntiva, i cunicoli trasversali realizzati all'interno di questa tratta sono 18, di cui 3 (47/3, 48/1 e 48/4) sono già stati scavati all'interno del lotto Mules I. Di questi, il 48/4, in particolare, è stato scavato con una sezione più larga del cunicolo trasversale standard e la configurazione definitiva verrà raggiunta realizzando una galleria artificiale.

La medesima sezione utilizzata per lo scavo dei cunicoli trasversali tipo 1 è utilizzata anche per le tratte dei cunicoli CT2 47/1 a sezione ridotta (CT2a).

Tabella 1: Quadro sinottico dei cunicoli CT1-CT2a

Für alle neuen Stollen sieht der vorgesehene Querschnitt für den Aushub in Klasse II (CT1-T2), mit einer maximalen Ausbruchbreite und -höhe (inkl. 5 cm Extraaushub) von jeweils 5.82 m und 5.32 m, radiale Nietungen vor, welche aus Superswellex Pm16, Länge 3.0 m, Querabstand 1.8 m und Längsabstand 1.5 m bestehen. Die Nietung ist auf 90° an der Kappe erstreckt. Im Höchstabstand von 4.5 m (3 Abschlänge) von der Ortsbrust ist die Ausführung einer 10 cm (nominal) dicke Spritzbetonschicht der Festigkeitsklasse C30/37, als Abschluss der 5 cm Spritzbeton die vor dem Nietungseinsatz angebracht wurden, vorgesehen.

Die Innenschale besteht aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit variable Stärke von 35 cm in Nähe der Kappe bis zu 41 cm an der Sohlplatte. Diese Stärken sind als nominal zu

Per tutti i cunicoli di nuova realizzazione, la sezione prevista per affrontare lo scavo in classe II (CT1-T2), avente una larghezza e un'altezza massima di scavo (compresi 5 cm di extrascavo) rispettivamente di 5.82 m e 5.32 m, prevede chiodature radiali costituite da Superswellex Pm16, lunghezza 3.0 m, con passo trasversale 1.8 m e longitudinale 1.5 m. La chiodatura è estesa su 90° in calotta. Ad una distanza massima di 4.5 m (3 sfondi) dal fronte è prevista la realizzazione di uno strato di 10 cm (nominali) di betoncino proiettato, classe di resistenza C30/37, a completamento dei 5 cm di betoncino messi in opera prima dell'installazione dei chiodi.

Il rivestimento definitivo è costituito da calcestruzzo C30/37 con spessore variabile da 35 cm in corrispondenza della calotta fino a 41 cm in platea. Tali spessori sono da intendersi come

verstehen, sie entsprechen also 30 und 35 cm mindestens ohne Bau- und Trassierungstoleranz, respektive an Kappe und an Sohlplatte.

Bei den Ausbruchstrecken in Klasse III (Ausbruchquerschnitt CT1-T3) werden die Erstreckung der Nietung an der Kappe von 90° auf 120° (5+6 Nieten) und die Reduzierung der maximalen Bereichslänge von 4.5 auf 3 m, mit unveränderte Erhaltung der anderen Geometrien, vorgesehen.

Bei den Strecken in Klasse II, mit Überdeckungen über 1000m wird ein verstärkter Ausbruchquerschnitt (CT1-TRb) mit Nietungen des Typs Pm16, Länge 3.0 m, auch an den Widerlagern vorgesehen und Bereiche von maximaler Länge eines Abschlags (1.5 m) geplant. Dieser Ausbruchquerschnitt ermöglicht es mögliche Rockburst-Phänomene zu begrenzen. Die Geometrien der Schalen ändern sich nicht im Vergleich zu CT1-T2 und CT1-T3.

Um mögliche Bereiche mit einer höheren Veränderungsstufe des Gebirges anzugehen, wird auch ein Ausbruchquerschnitt in Klasse IV (CT1-T4) vorgesehen, mit einer maximalen Ausbruchbreite und -höhe (inkl. 5 cm Extraaushub) von jeweils 6.22 m und 6.44 m. Der Ausbruchquerschnitt sieht eine Innenschale vor, welche aus nominalen 25cm Spritzbeton der Festigkeitsklasse C30/37 besteht, mit Lehrgerüste HEB120 Abstand 0.75 - 1.5 m bewehrt, sowie eine eventuelle Befestigung des Hohlraumumrisses mit Superswellex Pm24 oder Bohrschrauben R38N, Querabstand 0.75 m und Längsabstand 3 m. Die Innenschale dieser Strecke erweisen eine nominale Stärke jeweils an der Kappe und am Gegengewölbe von 40 und 108 cm, welche ohne Toleranzen 35 und 102cm entsprechen.

Gegenstand dieses Berichts ist die Bemessung der Ausbruchquerschnitte CT1-T2, CT1-T3, CT1-TRb und der entsprechenden Ausbruchquerschnitte des Querstollens Typ 2 mit reduziertem Querschnitt (CT2a).

Zur Schalenbemessung von CT1-T4 wird auf den entsprechenden Bericht verwiesen.

spessori nominali che, al netto delle tolleranze di costruzione e di tracciamento, si traducono in 30 e 35 cm minimi, rispettivamente in calotta e platea.

Nelle tratte di scavo in classe III (sezione CT1-T3) si prevede di estendere la chiodatura in calotta da 90° a 120° (5+6 chiodi) e di ridurre la lunghezza massima dei campi da 4.5 a 3 m, mantenendo invariate tutte le altre geometrie.

Nelle tratte in classe II con coperture maggiori di 1000m è prevista una sezione di scavo (CT1-TRb) rinforzata con chiodature tipo Pm16, lunghezza 3.0 m, anche sui piedritti e con campi di lunghezza massima pari ad uno sfondo (1.5 m). Tale sezione consente di limitare i possibili fenomeni di rockburst. Le geometrie dei rivestimenti non variano rispetto alla CT1-T2 e CT1-T3.

Per affrontare possibili zone con una maggior livello di alterazione dell'ammasso è prevista anche una sezione di scavo in classe IV (CT1-T4), avente una larghezza e un'altezza massima (compresi 10 cm di extrascavo) rispettivamente di 6.22 m e 6.44 m. La sezione prevede un rivestimento di prima fase costituito da 25cm nominali di betoncino proiettato C30/37 armato con centine HEB120 a passo 0.75 - 1.5 m ed un eventuale consolidamento del contorno del cavo mediante Superswellex Pm24 o autoperforanti R38N, passo trasversale 0.75 m e longitudinale 3 m. Il rivestimento definitivo di questa tratta presenta una spessore nominale di 40 e 108 cm rispettivamente in calotta e arco rovescio che, al netto delle tolleranze, si traducono in spessori minimi di 35 e 102cm.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento delle sezioni CT1-T2, CT1-T3, CT1-TRb e delle rispettive sezioni del cunicolo trasversale tipo 2 a sezione ridotta (CT2a).

Per il dimensionamento dei rivestimenti della CT1-T4 si rimanda alla relazione specifica.

2 MATERIALIEN

2.1 SPRITZBETON

Für die Bemessung der Außenschale wird ein Spritzeton der Festigkeitsklasse C30/37 mit folgenden Eigenschaften angenommen:

$$E_{cm} = 32000 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 30.71 \text{ MPa}$$

Wobei:

- E_{cm} = Mittelwert Sekantenmodul
- f_{ck} = charakteristische Druckfestigkeit des Spritzbetons nach 28 Tagen

2.2 ANKER

Es wird der Einsatz von Anker des Typs Superswellex Pm 16 mit folgenden Eigenschaften vorgesehen:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$N_y = 140 \text{ kN (Pm16)}$$

Wobei:

- E_s = Elastizitätsmodul
- N_y = Ermüdungslast

2.3 BETON

Für die Bemessung der Innenschale wird ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit folgenden Eigenschaften berücksichtigt:

$$E_{cm} = 32000 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 30.71 \text{ MPa}$$

Wobei:

- E_{cm} = Mittelwert Elastizitätsmodul
- f_{ck} = charakteristische Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen

2.4 BEWEHRUNGSSTAHL

Für die Bemessung der Außenschale ist Stahl des Typs B450C heranzuziehen:

2 MATERIALI

2.1 BETONCINO PROIETTATO

Per il dimensionamento del rivestimento di prima fase in betoncino proiettato si considera un calcestruzzo classe di resistenza C30/37 con le seguenti caratteristiche:

Dove:

- E_{cm} è il valore medio del modulo elastico secante
- f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del betoncino proiettato a 28 giorni

2.2 ANCORAGGI

Si prevede l'utilizzo di ancoraggi tipo Superswellex Pm16 aventi le seguenti caratteristiche:

Dove:

- E_s è il modulo elastico
- N_y è il carico di snervamento

2.3 CALCESTRUZZO

Per il dimensionamento del rivestimento definitivo si considera un calcestruzzo con classe di resistenza C30/37 con le seguenti caratteristiche:

Dove:

- E_{cm} è il valore medio del modulo elastico
- f_{ck} è la resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo dopo 28 giorni

2.4 ACCIAIO DA ARMATURA

Per il dimensionamento dell'anello si utilizza l'acciaio tipo B450C:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 450 \text{ MN/m}^2$$

wobei:

- E_s = Elastizitätsmodul
- f_{yk} = charakteristischer Wert der Streckgrenze des Stahlbetons

dove:

- E_s è il modulo elastico
- f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento acciaio per cemento armato

3 GEOTECHNISCHES MODELL

3.1 GEOLOGIE UND GEOMECHANIK

Gemäß den geomechanischen und Detailplanungsprofilen [3][4][5][6][7][8][9][10], durchqueren die Haupttunnel 11 geomechanisch homogene Zonen, mit variablen Überdeckungen, die von 255 m bis 1320 m reichen.

3 MODELLO GEOTECNICO

3.1 GEOLOGIA E GEOMECCANICA

In accordo con i profili geomeccanici e progettuali di dettaglio [3][4][5][6][7][8][9][10] i cunicoli trasversali sono ubicati in 11 zone geomeccanicamente omogenee con coperture variabili da 255 m a 1320 m.

CT1	Progr. Est	Zone number	Rock mass name	H
	[km]			[m]
47/1 (CT2)	47+000	-	BCA-GS-10g	590
47/2	47+267	-	FMV-C-Q	430
47/3	47+601	19	TM-T-TM	500
48/1	47+934	20	TM-T-T1	500
48/2	48+267	-	GB-DZ-GA1	700
48/4	48+909	-	Gb-G-GA10	1100
49/1	49+229	26	GB-G-GA-1	1270
49/2	49+590	26	GB-G-GA-1	1270
49/3	49+795	26	GB-G-GA-1	1230
50/1	50+000	26	GB-G-GA-1	1200
50/2	50+333	27	GB-G-GA-2	1250
50/3	50+667	28	GB-G-GA-3	1320
51/3	51+667	29	GB-G-GA-4	1115
52/1	52+000	30	GB-G-GA-5	1050
52/3	52+667	31	GB-G-GA-6	810
53/1	53+000	31	GB-G-GA-6	700
53/2	53+333	31	GB-G-GA-6	490
53/4	53+667	31	GB-G-GA-6	255

Tabelle 2: Geomechanische homogene Zonen

Tabella 2: Zone geomeccaniche omogenee

Folgende Tabellen zeigen die geomechanischen Grundparameter, die jede geomechanisch homogene Zone bestimmt.

Le seguenti tabelle riportano i parametri geomeccanici caratteristici di base che caratterizzano ciascuna zona geomeccanicamente omogenea.

Zone number	Rock mass name	Class	GSI	σ_{ci}	m_i	E_i	γ
		[-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	[KN/m ³]
-	BCA-GS-10g	III	50	72.5	15.5	50550	27.3
-	FMV-C-Q	III	60	50	20	15000	27
19	TM-T-TM	III	40	45	25	20000	27
20	TM-T-T1	II	62	44.5	17	31000	26.8
		III	42	44.5	17	31000	26.8
-	GB-DZ-GA1	III	45	55	30	22500	26
26	GB-G-GA-1	I	85	105.5	22	30950	26.7
		II	65	105.5	22	30950	26.7
		III	45	105.5	22	30950	26.7
27	GB-G-GA-2	III	54	80	20	25500	26.7
28	GB-G-GA-3	I	86	117.5	22	26450	26.7
		II	66	117.5	22	26450	26.7
		III	46	117.5	22	26450	26.7
29	GB-G-GA-4	II	59	81	20	26500	26.7
		III	39	81	20	26500	26.7
30	GB-G-GA-5	I	87	108	22	27000	26.7
		II	67	108	22	27000	26.7
		III	47	108	22	27000	26.7
31	GB-G-GA-6	II	66	108	22	27000	26.7
		III	46	108	22	27000	26.7

Tabelle 3 Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone und probabilistische Verteilung der unterschiedlichen Klassen

Tabella 3: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea e distribuzione probabilistica delle diverse classi

Wobei:

- γ = spezifisches Gewicht des Gebirges
- σ_{ci} = einaxialen Druckfestigkeit der Gesteinsmatrix
- m_i = Krümmungsparameter aus triaxialem Druckversuch des Gebirgsmaterial
- E_i = Verformungsmodul der Gesteinsmatrix
- GSI = *Geological Strength Index*

Die typischen Verformungs- und Festigkeitsparameter jeder Strecke wurden gemäß dem Bruchkriterium nach Hoek & Brown [28] berechnet, welches und im geomechanischem Hauptbericht [1] näher beschrieben wird.

Dove:

- γ è il peso di volume naturale dell'ammasso roccioso.
- σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale di matrice.
- m_i è un parametro di curvatura dell'involuppo di rottura triassiale del materiale roccia.
- E_i è il modulo di deformazione di matrice.
- GSI è il *Geological Strength Index*.

I parametri di deformabilità e di resistenza caratteristici di ciascuna tratta sono stati calcolati in accordo al principio di linearizzazione dell'involuppo di rottura proposto da Hoek & Brown [28] e esplicitato nella relazione geomeccanica generale [1].

Zone number	Rock mass name	Class	Zone max overburden	γ	ϕ_{picco}	ϕ_{res}	c_{picco}	c_{res}	E_{rm}	ψ
				[kN/m ³]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]
-	BCA-GS-10g	III	590	27.3	41.6	33.9	2.3	1.5	15528	5.2
-	FMV-C-Q	III	430	27.0	46.3	36.3	2.1	1.2	7800	8.7
19	TM-T-TM	III	500	27.0	40.4	35.1	1.7	1.2	3193	5.0
20	TM-T-T1	II	500	27.0	43.4	32.9	2.2	1.2	17525	8.7
		III		27.0	37.6	31.8	1.6	1.1	5672	4.7
-	GB-DZ-GA1	III	700	26.0	42.6	36.4	2.5	1.8	5032	5.3
26	GB-G-GA-1	I	1270	26.7	50.9	34.7	9.3	3.2	28678	12.7
		II		26.7	45.9	34.7	5.9	3.2	19552	10.1
		III		26.7	40.2	33.9	4.3	3.0	6922	5.0
27	GB-G-GA-2	III	1250	26.7	40.0	31.6	4.3	2.7	9866	6.0
28	GB-G-GA-3	I	1320	26.7	51.6	35.2	10.4	3.4	24705	12.9
		II		26.7	46.7	35.3	6.5	3.4	17274	10.5
		III		26.7	41.1	34.5	4.7	3.2	6316	5.1
29	GB-G-GA-4	II	1115	26.7	42.4	32.7	4.4	2.6	13178	7.7
		III		26.7	36.6	31.5	3.2	2.3	3951	4.6
30	GB-G-GA-5	I	1050	26.7	52.7	36.3	9.3	2.8	25404	13.2
		II		26.7	48.1	36.4	5.6	2.8	18196	11.1
		III		26.7	42.5	35.6	4.0	2.7	6878	5.3
31	GB-G-GA-6	II	810	26.7	49.7	38.4	4.7	2.4	17633	11.2
		III		26.7	44.2	37.5	3.3	2.3	6447	5.5

Tabelle 4: typische Parameter der Gebirges in den unterschiedlichen Zonen und Klassen

Tabella 4: Parametri caratteristici dell'ammasso nelle diverse zone e classi

Wobei:

- Φ_{picco} = Reibungswinkel am Peak
- Φ_{res} = Restreibungswinkel
- c_{picco} = Kohäsion am Peak
- c_{res} = Restkohäsion
- E_{rm} = Gebirgsmodul
- ψ = Dilatanz

Dove:

- Φ_{picco} è la resistenza al taglio di picco.
- Φ_{res} è la resistenza al taglio residua.
- c_{picco} è la coesione di picco.
- c_{res} è la coesione residua.
- E_{rm} è il modulo d'ammasso.
- ψ è la dilatanza.

3.2 TRENFLÄCHENORIENTIERUNG

Auf Grund der verfügbaren Daten der Regelplanung, zusammengefasst im geologischen Profil, sind Trennflächenfamilien ermittelt worden für jede, aus geomechanischer Sicht, homogene Zone:

Familie di discontinuità	Immersione [°]	Inclinazione [°]	Persistenza max [m]
K1	141	76	10
K2	243	88	10
K3	163	11	10
K4	332	44	3

Tabelle 5: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA1

3.2 ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ

Sulla base dei dati disponibili dalla progettazioni di sistema e riassunti nel profilo geologico sono state individuate delle famiglie di discontinuità per ciascuna zona omogenea dal punto di vista geomeccanico:

Familie di discontinuità	Immersione [°]	Inclinazione [°]	Persistenza max [m]
K1	137	60	10
K2	240	65	10
K3	350	20	10
K4	322	64	10

Tabella 5: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA1

Tabelle 6: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA2

Tabella 6: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA2

Famiglie di discontinuità	Immersione	Inclinazione	Persistenza max
	[°]	[°]	[m]
K1	133	79	10
K2	47	88	10
K3	204	9	10
K4	309	49	3

Tabelle 7: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA3

Tabella 7: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA3

Famiglie di discontinuità	Immersione	Inclinazione	Persistenza max
	[°]	[°]	[m]
K1	134	75	10
K2	50	81	10
K4	321	58	10

Tabelle 8: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA4

Tabella 8: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA4

Discontinuità	Immersione	Inclinazione	Persistenza max
	[°]	[°]	[m]
K1	136	88	10
K2	54	83	10
K3	150	6	10

Tabelle 9: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA5

Tabella 9: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA5

Discontinuità	Immersione	Inclinazione	Persistenza max
	[°]	[°]	[m]
K1	348	88	>10
K2	33	88	10
K3	94	82	10
K4	213	23	10

Tabelle 10: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA6

Tabella 10: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA6

3.2.1 Trennflächenparameter

3.2.1 Parametri sulle discontinuità

Aufgrund der im geomechanischem Bericht der Regelplanung aufgezeigten Charakterisierung, sind den Trennflächen folgende typische Festigkeitswerte zugeordnet worden:

Alle discontinuità, sulla base della caratterizzazione riportata nella relazione geomeccanica della progettazione di sistema, sono stati assegnati i seguenti valori caratteristici di resistenza:

- $\Phi_k = 34^\circ$
- $c_k = 0.15\text{MPa}$

- $\Phi_k = 34^\circ$
- $c_k = 0.15\text{MPa}$

4 GEBIRGSVERHALTEN

Die Ermittlung der Gebirgslast, sowie die Ermittlung der Lastableitung von der Außen- auf die Innenschale erfolgt in Abhängigkeit des Gebirgsverhaltens:

- Bei druckhaftem Gebirgsverhalten werden die Gebirgslasten durch die numerische Modellierung der Interaktion zwischen Gebirge und Ausbau ermittelt.
- Bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten ermitteln sich die Gebirgslasten in erster Linie aus der Bruchkörperanalyse.

Zur Einschätzung des Gebirgsverhaltens und zur Differenzierung zwischen den beiden Gebirgsverhalten ist das Kennlinienverfahren anzuwenden.

4.1 ABSCHÄTZUNG DES GEBIRGSVERHALTEN

Zur Abschätzung des Gebirgsverhalten wurde das Kennlinienverfahren eingesetzt.

Beim Kennlinienverfahren wird das wechselseitige Verhältnis, zwischen radialem Druck auf den Umriss des Hohlraums p und radiale Verschiebung u_r (späterhin Konvergenz) auf den Umriss selbst, bestimmt.

Diese Linien wurden hier durch ein elastisch-plastisch bildendes Modell, mit softening und nicht-assoziiertem Fluss des Gebirgsmaterials, laut Mohr-Coulomb, in ihrer von Ribacchi vorgeschlagenen Formulierung [24], trassiert.

Die analysierten Kurven, zur Ermittlung des Verhalten Gebirge-Ausgrabung, sind:

- Radialer Druck - Konvergenz
- Konvergenz - Ortsbrustabstand
- Radialer Druck - Ausdehnung der Plastischen Zone über das Ausbruchprofil hinaus
- Ortsbrustabstand - Ausdehnung der Plastischen Zone über das Ausbruchprofil hinaus
- Ortsbrustabstand - fiktive Ausbruchkräfte (die fiktiven Ausbruchkräfte sind die radialen Drucke, welche prozentuell zum ursprünglichen lithostatischen Druck ausgedrückt werden; durch Anwendung dieser auf die Wände eines zylinderförmigen Hohlraums von unendlicher Länge, werden dieselben radialen Konvergenzen u_r erreicht, die man in einem realen Hohlraum hat).

Die Kurve "Konvergenz- Ortsbrustabstand" ist durch eine vereinfachte analytische Prozedur ermittelt worden die folgende Relationen benutzt (siehe Nguyen, Minh et al. und [25]):

4 COMPORTAMENTO DELLA ROCCIA

Il calcolo del carico dell'ammasso e il calcolo del trasferimento del carico dal rivestimento esterno al rivestimento definitivo dipendono dal comportamento dell'ammasso:

- In caso di comportamenti dell'ammasso di tipo spingente, i carichi si calcolano tramite modellazione numerica dell'interazione fra ammasso e rivestimento;
- In caso di ammasso altamente fratturato, i carichi si calcolano mediante l'analisi dei blocchi potenzialmente instabili.

Per la valutazione del comportamento dell'ammasso e per la differenziazione tra i due comportamenti si utilizza il metodo delle curve caratteristiche.

4.1 VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DELLA ROCCIA

Il metodo utilizzato per la valutazione del comportamento dell'ammasso è il metodo delle linee caratteristiche.

Nelle Linee Caratteristiche viene definito il legame reciproco tra pressione radiale sul contorno del cavo p e spostamento radiale u_r (detto nel seguito convergenza) sul contorno stesso.

In questa sede tali linee sono state tracciate assumendo un modello costitutivo elasto-plastico con softening e flusso non associato del materiale roccia secondo Mohr-Coulomb, nella loro formulazione proposta da Ribacchi [24].

Le curve analizzate per la determinazione del comportamento dell'ammasso roccioso allo scavo sono:

- Pressione Radiale – Convergenza.
- Convergenza – Distanza dal Fronte.
- Pressione Radiale – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo.
- Distanza dal fronte – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo.
- Distanza dal Fronte – Forze Fittizie di Scavo (le forze fittizie di scavo sono le pressioni radiali, espresse in percentuale sulla pressione litostatica originaria, che, applicate alle pareti di una cavità cilindrica di lunghezza infinita, consentono di ottenere le stesse convergenze radiali u_r che si hanno nella cavità reale).

La curva "Convergenza – Distanza dal fronte" è stata ricavata attraverso un procedimento analitico semplificato che sfrutta le seguenti relazioni (si vedano Nguyen, Minh et al. e [25]):

$$u_f = 0.3 \cdot u_{inf}$$

$$\frac{c(x)}{c_{inf}} = 1 - \left[\frac{1}{1 + x / (0.84 \cdot R_{inf})} \right]^2$$

wobei:

- u_f = Ortsbrustkonvergenz
- u_{inf} = absolute Konvergenz ins Unendliche
- $c(x) = c_r$ = relative Konvergenz
- c_{inf} = relative Konvergenz ins Unendliche
- x = Ortsbrustabstand
- R_{inf} = Gesamt plastischer Radius (ins Unendliche)

dove:

- u_f è la convergenza al fronte
- u_{inf} è la convergenza assoluta all'infinito
- $c(x) = c_r$ è la convergenza relativa
- c_{inf} è la convergenza relativa all'infinito
- x è la distanza dal fronte
- R_{inf} è il raggio plastico totale (all'infinito)

Die Kurven " Ortsbrustabstand - fiktive Aushebungskräfte" und "Ortsbrustabstand - plastischer Streifen" sind per Herausarbeitung von den andren dreien entnommen worden.

Per quanto riguarda le curve "Distanza dal fronte – Forze Fittizie di scavo" e "Distanza dal fronte - Fascia Plastica", esse sono derivate dalle altre tre per estrapolazione.

In Tabelle 11 ist ein Annahmekriterium [26][27] aufgezeigt, welches der Einschätzung des Verhaltens der Ortsbrust in Abhängigkeit der Berechnungsergebnisse aus dem Gebirgskennlinienverfahren dient (Konvergenz an der Ortsbrust und Ausdehnung der plastischen Zone an der Ortsbrust).

In Tabella 11 si riporta un criterio [26] [27] per stimare il comportamento del fronte di scavo in funzione dei risultati delle analisi con le linee caratteristiche (convergenza al fronte e estensione della fascia plastica al fronte).

Fronte stabile Stabile Ortsbrust	Fronte stabile a breve termine Kurzeitige Stabile Ortsbrust	Tendenza all'instabilità del fronte Neigung zur Instabilität der Ortsbrust	Fronte instabile Instabile Ortsbrust
$c_f < 1\% R_{scavo}$	$1\% R_{scavo} < c_f < 2\% R_{scavo}$	$2\% R_{scavo} < c_f < 3\% R_{scavo}$	$c_f > 3\% R_{scavo}$
$F_{pl f} \ll R_{scavo}$	$F_{pl f} < R_{scavo}$	$F_{pl f} \geq R_{scavo}$	$F_{pl f} \gg R_{scavo}$

Tabelle 11: vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [26] [27]; c_f = Ortsbrustkonvergenz; $F_{pl f}$ = Umfang des plastischen Streifens an der Ortsbrust; $R_{scavo} = r_{eq}$ = entsprechender Ausbruchsradius.

Tabella 11: Criteri di stabilità proposti in[26] [27]; c_f = convergenza al fronte; $F_{pl f}$ = estensione della fascia plastica al fronte; $R_{scavo} = r_{eq}$ = raggio equivalente di scavo.

Die ausgeführten Berechnungen mit dem Kennlinienverfahren berücksichtigen einen Ausbruchradius von 2.90 m. Es wurden auch die Kennlinien der bereits vorgetriebenen Stollen ausgeführt, um das Gebirgsverhalten und demzufolge die erwartete Last auf die neugeplanten Innenschalen auszuwerten.

Le analisi con le Linee Caratteristiche sono state eseguite considerando un raggio di scavo equivalente di 2.90 m. Sono state fatte le Linee Caratteristiche anche dei cunicoli già scavati per valutare il comportamento dell'ammasso e conseguentemente il carico atteso sui rivestimenti definitivi di nuova progettazione

In Folge ist die Tabelle mit den Hauptergebnissen aufgezeigt:

Di seguito è riportata una tabella con i principali risultati:

Zone number	Rock mass name	Class	Zone max overburden	c_f	c_a	c_r	F_{plf}	F_{pla}	c_f/R	F_{plf}/R	c_r/R	F_{pla}/R
				[-]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[%]	[%]
-	BCA-GS-10g	III	590	0.25	0.82	0.58	0.00	1.39	0.09%	0.00	0.20%	0.48
-	FMV-C-Q	III	430	0.29	0.97	0.68	0.00	0.86	0.10%	0.00	0.23%	0.30
19	TM-T-TM	III	500	0.98	3.26	2.28	0.00	1.42	0.34%	0.00	0.79%	0.49
20	TM-T-T1	II	500	0.20	0.66	0.46	0.00	1.34	0.07%	0.00	0.16%	0.46
		III		0.72	2.39	1.67	0.16	2.05	0.25%	0.06	0.58%	0.71
-	GB-DZ-GA1	III	700	0.75	2.50	1.75	0.00	1.15	0.26%	0.00	0.60%	0.40
26	GB-G-GA-1	I	1270	0.19	0.62	0.43	0.00	0.37	0.06%	0.00	0.15%	0.13
		II		0.38	1.26	0.88	0.00	0.99	0.13%	0.00	0.30%	0.34
		III		1.22	4.07	2.85	0.00	1.55	0.42%	0.00	0.98%	0.53
27	GB-G-GA-2	III	1250	1.01	3.36	2.36	0.08	1.85	0.35%	0.03	0.81%	0.64
28	GB-G-GA-3	I	1320	0.20	0.67	0.47	0.00	0.24	0.07%	0.00	0.16%	0.08
		II		0.42	1.41	0.98	0.00	0.89	0.15%	0.00	0.34%	0.31
		III		1.32	4.39	3.07	0.00	1.42	0.45%	0.00	1.06%	0.49
29	GB-G-GA-4	II	1115	0.60	1.99	1.40	0.00	1.47	0.21%	0.00	0.48%	0.51
		III		2.38	7.94	5.56	0.26	2.22	0.82%	0.09	1.92%	0.76
30	GB-G-GA-5	I	1050	0.13	0.43	0.30	0.00	0.02	0.04%	0.00	0.10%	0.01
		II		0.29	0.96	0.67	0.00	0.71	0.10%	0.00	0.23%	0.25
		III		0.87	2.92	2.04	0.00	1.20	0.30%	0.00	0.70%	0.41
31	GB-G-GA-6	II	810	0.20	0.67	0.47	0.00	0.50	0.07%	0.00	0.16%	0.17
		III		0.63	2.11	1.48	0.00	0.94	0.22%	0.00	0.51%	0.33

Tabelle 12: Zusammenfassung der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens

Die durchgeführten Berechnungen heben keine Verformungs- und Stabilitätsproblematik hervor; das erwartete Verhalten des Ausbruchs ist substantiell des elastischen Typs, und die Ortsbrust erweist sich als stabil, bei substantieller Erhaltung der maximalen Festigkeitsmerkmale des durchdrungenen Materials.

Nur bei Zone 29 in Klasse III heben die durchgeführten Nachweise ein Zuwachs, jedenfalls unter dem Ausbruchradius, der plastischen Zone hervor und der Konvergenzen; die relative Konvergenz ist in Höhe von 5 cm.

Die Parameter dieser letzten Strecke wurden für die Prüfung des Ausbruchquerschnitts CT1-T4, welches nicht Gegenstand dieses Berichts ist, als repräsentativ betrachtet, während die Parameter der Zone 28 in Klasse III für die Berechnung des Ausbruchquerschnitts CT1-T3 angewandt wurden. Für diesen Ausbruchquerschnitts wurde zusätzlich zur Lockerungslast des Gebirges, auch die eines abbrechenden möglich instabilen Felsens ausgewertet.

Tabella 12: Sintesi dei risultati delle linee caratteristiche

Le analisi effettuate non evidenziano alcuna problematica deformativa e di stabilità; il comportamento del cavo atteso è di tipo sostanzialmente elastico, e il fronte si presenta stabile, conservando sostanzialmente le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato.

Solo in corrispondenza della zona 29 in classe III le verifiche condotte evidenziano un incremento della fascia plastica, comunque inferiore del raggio di scavo, ed un incremento delle convergenze; la convergenza relativa è dell'ordine dei 5cm.

I parametri di quest'ultima tratta sono stati considerati rappresentativi per la verifica della sezione di scavo CT1-T4, non oggetto della presente relazione, mentre i parametri della zona 28 in classe III sono stati adottati per il calcolo della sezione CT1-T3. Per questa sezione, oltre al carico di allentamento dell'ammasso, si è valutato il carico dovuto al distacco di un blocco di roccia potenzialmente instabile.

5 AUSSENSCHALE

5.1 BRUCHKÖRPERANALYSE

5.1.1 Gebirgslast bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten

Aus der Analyse des Kennlinienverfahrens entnimmt man, dass das Gebirgsverhalten in Klasse II und III sich schier im elastischen Feld hält mit sehr reduzierten relativen Konvergenzen. Folglich wird die Gebirgslast in diesen Klassen auch durch die Bruchkörperanalyse geschätzt.

Die Maße der Blöcke bestimmt die zu berücksichtigenden Lasten auch für die darauffolgende Dimensionierung der Innenschale. Folgende Abbildung zeigt das Beispiel einer Transposition der zu applizierenden Last auf einem statischen Modell der auf ein Federbett aufgelegten Innenschale.

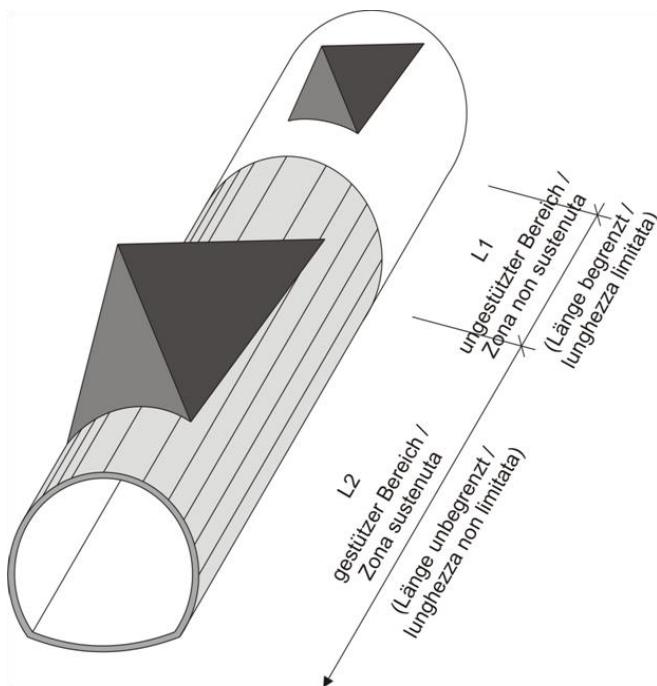


Abbildung 1: Qualitative Darstellung der Gebirgsbelastung auf die Schale bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten

5.1.2 Nachweisverfahren

Gemäß NTC 2008 [12] wurden die Teilsicherheitsfaktoren berücksichtigt. Demnach werden die Einwirkungen um $\gamma_G = 1,30$ erhöht und die Widerstände um $\gamma_c = 1,50$ bzw. $\gamma_s = 1,15$ reduziert. Der typische Reibungswert zwischen Einlage und Gebirge wurde um den Koeffizienten 1.3 faktorisiert.

Die Trennflächen Parameter c' und $\tan\phi'$ werden, laut §6.2.3.1.2 der N.T.C.2008, um den Beiwert 1.25 reduziert.

5 RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

5.1 ANALISI DEI BLOCCHI

5.1.1 Carichi dell'ammasso altamente fratturato

Dall'analisi delle linee caratteristiche si evince che il comportamento dell'ammasso in classe II e III si mantiene pressoché in campo elastico con convergenze relative molto ridotte. Conseguentemente, il carico dell'ammasso in queste classi è valutato anche attraverso l'analisi a blocchi.

Le dimensioni dei blocchi definiscono i carichi da considerare anche per il successivo dimensionamento del rivestimento definitivo. La seguente figura illustra l'esempio di una trasposizione del carico da applicare al modello statico del rivestimento definitivo appoggiato su un letto di molle.

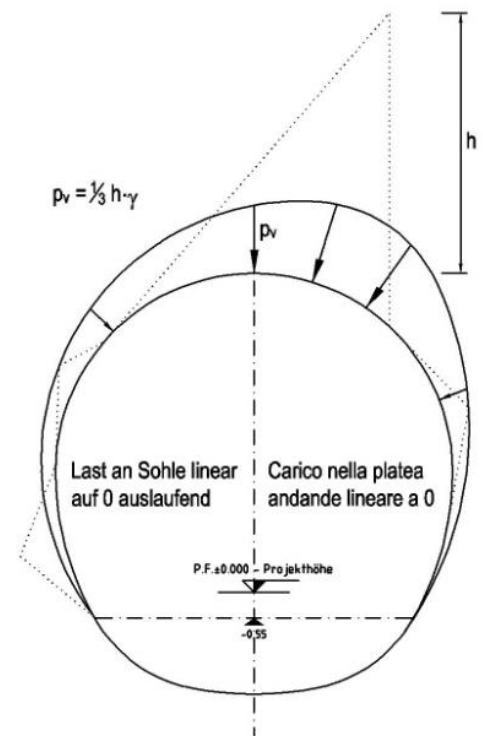


Figura 1: Rappresentazione qualitativa degli effetti dell'ammasso sul rivestimento, in caso di ammasso altamente fratturato

5.1.2 Procedura di verifica

In conformità alle NTC 2008 [12] sono stati considerati i fattori parziali di sicurezza secondo i quali le azioni vengono aumentate di $\gamma_G = 1,30$ e le resistenze ridotte di $\gamma_c = 1,50$ ovvero $\gamma_s = 1,15$. Il valore caratteristico di aderenza tra incluso e ammasso è stato fattorizzato per il coefficiente 1.3.

I parametri di discontinuità c' e $\tan\phi'$ vengono ridotti del coefficiente 1.25 in accordo con il §6.2.3.1.2 delle N.T.C.2008.

Für die Überprüfung mittels Bruchkörperanalyse wird folgendes Sicherheitskonzept berücksichtigt.

Per la verifica basata sull'analisi dei blocchi deve essere considerato il seguente criterio di sicurezza.

$$E_d \leq R_d$$

Wobei:

- R_d = Bemessungswiderstandwert
- E_d = Bemessungswert der Einwirkungen

Dove:

- R_d = Valore della resistenza di progetto
- E_d = Valore di progetto dell'effetto delle azioni

5.1.3 Analysierte Fälle und Ergebnisse

Der Nachweis wurde mit dem Berechnungsprogramm UNWEDGE 3.0 durchgeführt. Dabei wird die Wirksamkeit der Anker in Abhängigkeit von deren Neigung Rutschrichtung der Felsblöcke und in Hinblick auf die Scherfestigkeit der Kluffüllungen.

Die Berechnungen wurden sowohl für Ausbruchquerschnitt CT1-T3 als auch für den Ausbruchquerschnitt CT1-T2. Der Ausbruchquerschnitt CT1-T3 ist in allen homogenen Strecken überprüft worden an denen die Stollen vorgetrieben werden, während der Ausbruchquerschnitt CT-T2 nur in der homogenen Zone 31(GB-G-GA6) überprüft wurde, da an den anderen Strecken, den hohen Überdeckungen zufolge, in Klasse II die Anwendung des Ausbruchquerschnitts GL-MARb, welcher geeignet ist Rockburst-Phänomene vorzusehen geplant wird.

Es werden zwei Arten von Nachweis geführt:

- Sektor L1: die Länge des Berechnungsmodells entspricht 1 Bereich (4.5 m im Ausbruchquerschnitt CT1-T2 und 3m im Ausbruchquerschnitt CT1-T3). Um die Stabilität der Felsblöcke sicherzustellen ist ein Netz aus Ankern des Typs Superswellex Pm 16 von 3.0 Meter Länge auf 90° und 120° jeweils in Klasse II und III vorgesehen, mit Raster 1.80 m (längs) x 1.50 m (quer) vorgesehen.
- Sektor L2: das Berechnungsmodell ist unendlich lang mit einer 10 cm Mindestspritzbetonschicht und den gleichen Ankern Superswellex Pm 16 der Strecke L1.

Alle Überprüfungen haben erwiesen, dass die Nietungen im Stande sind immer einen Sicherheitsfaktor über 1.3, entsprechend Y_G , zu sichern.

Die maximale Höhe eines gravitatischen Abbrechens zeigt sich in der Zone GB-G-GA2 und beträgt 2.70 m. Der Felsabbruch entspricht einer Last auf der Spritzbetonschale von

$$P_v = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h = 24.3kPa$$

5.1.3 Casi analizzati e risultati

Le analisi sono state effettuate con il programma di calcolo UNWEDGE 3.0 considerando l'efficacia dei chiodi in funzione della loro inclinazione rispetto alla direzione di scivolamento del blocco e considerando la resistenza a taglio degli inclusi.

Le analisi sono state fatte sia per la sezione CT1-T3 che per la sezione CT1-T2. La sezione CT1-T3 è stata verificata in tutte le tratte omogenee in cui saranno realizzati i cunicoli mentre la sezione CT-T2 è stata verificata solo nella zona omogenea 31 (GB-G-GA6) in quanto nelle altre tratte, in virtù delle alte coperture, in classe II si prevede l'applicazione della sezione GL-MARb, atta a prevedere fenomeni di RockBurst.

Vengono eseguite due tipologie di analisi:

- settore L1: lunghezza di analisi pari 1 campo (4.5m nella sezione CT1-T2 e 3m nella sezione CT1-T3). Per garantire la stabilità dei cunei rocciosi si prevede una rete di ancoraggi Superswellex Pm 16 di lunghezza 3 metri su 90° e 120° rispettivamente in classe II e III, con maglia 1.80 m (longitudinale) x 1.50 m (trasversale).
- settore L2: lunghezza di analisi illimitata con presenza di uno strato di betoncino proiettato di 10 cm minimi e i medesimi ancoraggi Superswellex Pm 16 presenti nella tratta L1.

Tutte le verifiche hanno dimostrato che le chiodature sono in grado di garantire sempre un fattore di sicurezza maggiore di 1.3, uguale a Y_G .

L'altezza massima di un distacco gravitativo si presenta nella zona GB-G-GA2 ed è pari a 2.70 m. Il distacco del blocco si traduce in un carico sul rivestimento di entità pari a

$$P_v = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h = 24.3kPa$$

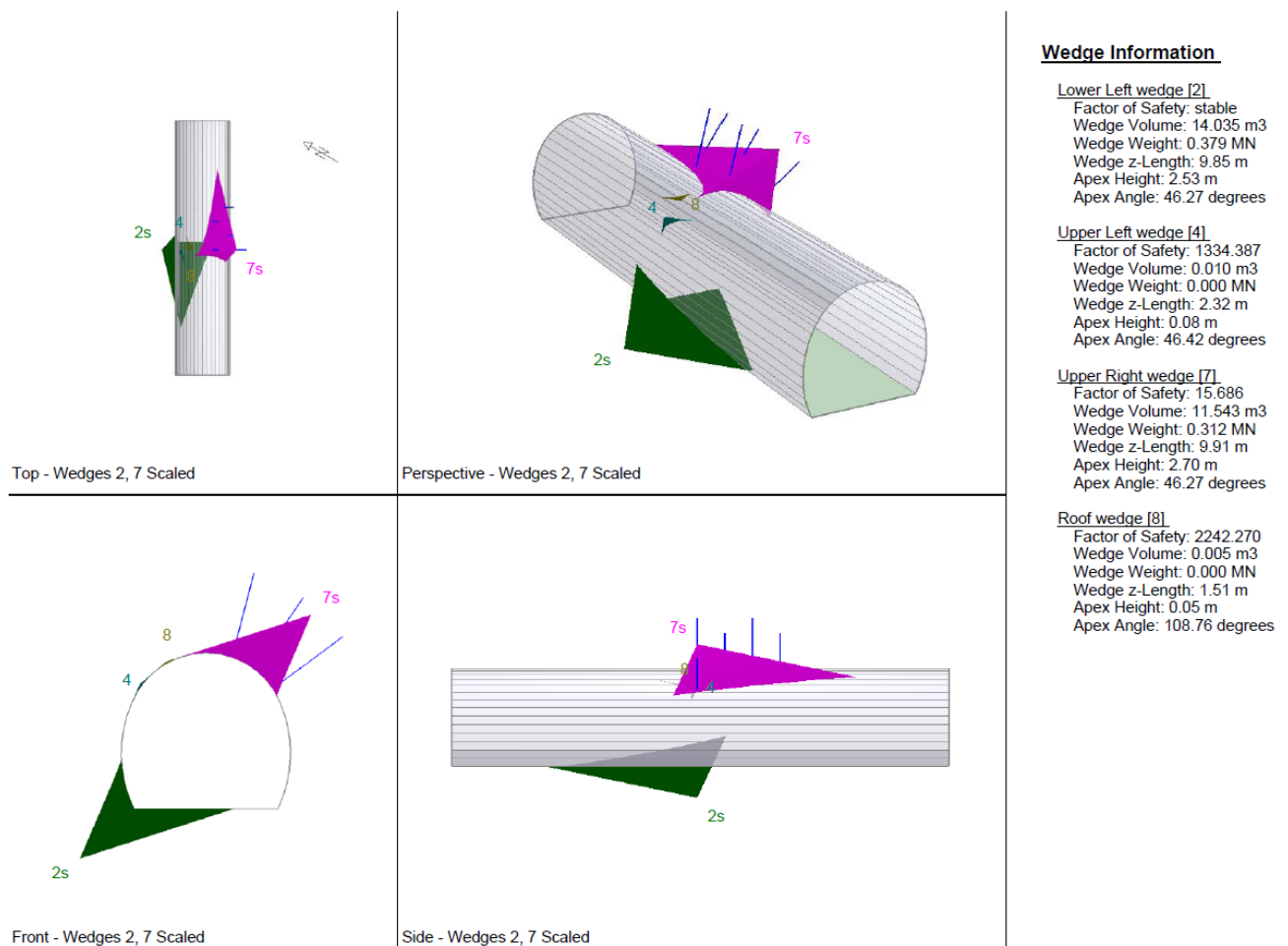


Abbildung 2: qualitative Darstellung der größeren Blocks (homogene Strecke GB-G-GA2)

Figura 2: Rappresentazione qualitativa del blocco di dimensioni maggiori (tratta omogenea GB-G-GA2)

5.2 ANALYSE DER AUSBRUCHPHASEN

Wie zuvor angedeutet, geht aus dem Kennlinienverfahren hervor, dass - mit Ausnahme der Berechnung in Klasse III der Zone 29, die bei der Dimensionierung des Ausbruchquerschnitts CT1-T4 analysiert wird (Gegenstand eines eigenen Berichts) - in Klasse III das Verhalten des Gebirges durch reduzierte Konvergenzen, in Zentimeter Größenordnung, sowie durch Formation einer plastischen Zone, welche immer kleiner als der Aushebungsradius ist, charakterisiert wird.

Um abzuschätzen welcher Lastfall, der Gebirgsdruck oder das Loslösen eines Bruchkörpers (Kapitel 5.1), maßgebend ist, wurde das Ausbruchverhalten und die Gebirgslastanalyse auf den Schalen, auch den Innenschalen, des Regelquerschnitts in Klasse III (CT1-T3) auch mittels den Finite-Differenzen-Programm FLAC durchgeführt. Dieses ermöglicht Lastentwicklung und das spannungs-verformende Verhalten des Gebirges während der einzelnen Bauphasen zu verfolgen.

Modellierung im ebenen Verformungszustand, d.h.:

5.2 ANALISI DELLE FASI DI SCAVO

Come precedentemente accennato, dall'analisi delle linee caratteristiche, esclusa l'analisi in classe III della zona 29 che verrà analizzata per il dimensionamento della sezione CT1-T4 (oggetto di una relazione specifica), si evince che in classe III il comportamento dell'ammasso è caratterizzato da convergenze ridotte, dell'ordine centimetrico, e dalla formazione di una fascia plastica sempre inferiore al raggio di scavo.

Al fine di valutare se il carico d'ammasso è più o meno gravoso del carico dovuto al distacco di un blocco (paragrafo 5.1), il comportamento allo scavo e l'analisi del carico d'ammasso sui rivestimenti, anche definitivi, della sezione tipo in classe III (CT1-T3) è stato condotto anche mediante il programma alle differenze finite FLAC. Quest'ultimo consente di seguire la storia di carico e il comportamento tensio-deformativo dell'ammasso roccioso durante tutte gli step per la realizzazione dell'opera.

Le analisi, condotte nell'ipotesi di deformazioni piane, comportano:

- Die Definition des geotechnischen Bezug Modells das ein Querschnitt zur Tunnelachse darstellt;
- Die Definition des Spannungs-Verformungs-Verhaltens und der Festigkeit des Gebirges ist vom Ausbruch abhängig;
- Die Definition des Spannungszustands im Gebirge, vor dem Tunnelvortrieb ist erforderlich;
- Die einzelnen Ausbruchphasen sowie die entsprechende Ausbruchsicherung werden modelliert.
- La definizione del modello geotecnico di riferimento che rappresenta una sezione trasversale all'asse della galleria;
- La definizione delle leggi sforzo-deformazione e di resistenza dell'ammasso roccioso interessato dagli scavi;
- La definizione dello stato tensionale presente nell'ammasso prima dello scavo della galleria;
- La simulazione delle fasi di scavo e di messa in opera dei sostegni.

5.2.1 Der Berechnungskodex

Die Zahlanalysen wurden mit Hilfe des Berechnungsprogramms FLAC 7.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua) durchgeführt, ein Berechnungskodex zur Analyse der Ebenen Probleme, die das mechanische Verhalten von kontinuierlichen Media (Böden, Gebirge) und interagierende Strukturen betrifft. Die Berechnungen wurden entwickelt um das Verhalten des Hohlrums zu analysieren und die Angemessenheit der vorgesehenen Schalen zu kontrollieren

Die Analysenmethode zu den Finite-Differenzen besteht in der Diskretisierung der Differentialgleichungen, die das zu überprüfende physische Problem regieren, indem man den Ableitungen ein Verhältnis innerhalb Finite-Werten substituiert. So gehen Differentialgleichungen in algebraische Gleichungen über, die dann in weiteren Berechnungsschritten zu lösen sind. Der Berechnungsalgorithmus folgt einem ausdrücklichen Lagrange-Schema zur direkten Zeitintegration, welches eine leichte (und sehr schnelle) Bearbeitung der nichtlinearen Systeme, mit hohen Verformungen, mit sehr fortgeschrittenen Einsturz- und Instabilitätslagen zulässt. Die Diskretisierung wird durchgeführt indem ein Teil des berücksichtigten Kontinuums mit einem Raster, aus quadratischen Maschen bei denen die Spielgrößen an den Knoten festgelegt sind, überlagert wird. Jeder Zone werden die physischen und mechanischen Eigenschaften zugeordnet die dessen Verhalten bei der Berechnung charakterisieren. Die Scheitel jeder Zone bilden die Rasterknoten, an dessen Koordinaten die Lagrange-Formulierung, zur Analyse des Kontinuums, ausgerichtet ist. Die erste Ableitung einer Funktion, hinsichtlich einer unabhängigen Variablen, kann mit einem Verhältnis zwischen der von der Funktion erlittenen Differenz beim Wechsel von einem Knoten zum angrenzenden, und der entsprechenden Differenz der unabhängigen Variablen ersetzt werden. Für jeden Rasterknoten schätzt man die Masse m , die Resultante der externen Kräfte F_e (Gravitation, externe Lasten, usw.), die Resultante der internen Kräfte F_i , welche per Integration der Kräfte in den vom selben Knoten verbundenen Zonen berechnet werden, und die aus dem Gleichgewicht gebrachten Kraft, die auf den Knoten wirkt F_u (unbalance force $F_u = F_e - F_i$).

5.2.1 Il codice di calcolo

Le analisi numeriche sono svolte utilizzando il programma di calcolo numerico FLAC 7.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), codice di calcolo per l'analisi di problemi piani riguardanti il comportamento meccanico di mezzi continui (terreni, rocce) e di strutture interagenti. Le analisi sono sviluppate per analizzare il comportamento del cavo e verificare l'adeguatezza dei rivestimenti previsti.

Il metodo di analisi alle differenze finite consiste nella discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame sostituendo alle derivate un rapporto tra termini finiti. In tal modo le equazioni differenziali si trasformano in equazioni algebriche da risolversi in passi successivi di calcolo. L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano "esplicito" per integrazione diretta nel tempo, in grado di lavorare agevolmente (e molto velocemente) per sistemi non lineari, con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità. La discretizzazione viene operata sovrapponendo alla porzione di continuo considerata una griglia, a maglie quadrilatere, in cui in corrispondenza dei nodi sono definite le grandezze in gioco. A ciascuna zona si assegnano le proprietà fisiche e meccaniche che ne caratterizzeranno il comportamento nell'analisi. I vertici di ogni zona costituiscono i nodi della griglia, alle cui coordinate è riferita la formulazione Lagrangiana adottata per l'analisi del continuo. La derivata prima di una funzione, rispetto ad una variabile indipendente, si può sostituire con il rapporto tra la variazione subita dalla funzione nel passare da un nodo ad uno contiguo e la corrispondente variazione della variabile indipendente. Per ogni nodo della griglia si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni, ecc.), la risultante delle forze interne F_i , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate da uno stesso nodo, e la forza sbilanciata agente sul nodo F_u (unbalance force $F_u = F_e - F_i$); affinché il sistema sia in equilibrio la forza sbilanciata deve essere nulla. In genere, il processo iterativo termina quando la forza sbilanciata arriva ad un valore minore di una tolleranza prestabilita.

Um das System im Gleichgewicht zu halten muss die nichtbalancierte Kraft gleich null sein. Im Allgemeinen endet der iterative Prozess wenn die nichtbalancierte Kraft an einen niedrigeren Wert als den der festgelegten Toleranz gelangt.

5.2.2 Analytische Ausbruchquerschnitte

Zur Bemessung des Ausbruchquerschnitts CT1-T3 wurden der Ausbruchquerschnitt mit der höchsten Überdeckung (H=1320 m) in der homogenen Strecke 28 (GB-G-GA-3) und die Gebirgsparameter in Klasse III (Tabella 4) berücksichtigt.

5.2.3 Bildendes Gebirgsmodell

Das Gebirge ist als ein kontinuierlich elastisch-plastisches Medium modelliert worden mit einem Festigkeitskriterium des Typs Mohr-Coulomb mit softening und nicht assoziiertem Fließgesetz. Insbesondere sind die elastischen (Verformungsmodul und Poisson-Beiwert), elastisch-plastischen (Reibungswinkel und Peak- und Restkohäsion) und physischen (Dichte) Eigencharakteristika der vom Ausbruch betroffenen Felsen festgelegt worden.

5.2.4 Modellgeometrie und Ausgangsspannungslage

Aufgrund der Symmetrie der zu untersuchenden Problemstellung, erstreckt sich das Berechnungsmodell über eine Breite von 100 m ab den Grenzen der Hohlräume und über eine Höhe von 200 m, von denen 100 m unter und 100 m über der Schienenoberkante liegen. Durch die gewählten Modellabmessungen kann davon ausgegangen werden, dass eventuelle Randeinflüsse vernachlässigbar werden. Das Gebirge wurde mittels zweidimensionaler, quadratischer Elemente mit Abmessungen von ca. 200x200 cm diskretisiert. In der Nähe des Tunnels wird die Mesh verdichtet und die Elemente erreichen Abmessungen von ca. 50x50 cm.

Die gewählten Auflagerbedingungen verhindern Verschiebung in beide Richtungen am unteren Modellrand und blockieren Verschiebungen in horizontaler Richtung an den vertikalen Modellrändern. Am oberen Modellrand wurde ein Druck aufgebracht, welcher der vorhandenen Bodenauflast (von Tunnel bis Geländeoberkante) entspricht.

Der Tunnel hat eine maximale Ausbruchbreite und -höhe (inkl. 5 cm Extraaushub) von jeweils 5.82 m und 5.32 m.

Die Kraftlage vor Ort ist gemäß folgenden Verhältnissen ausgewertet worden:

$$\sigma_y = \gamma \cdot z$$

$$\sigma_x = K_0 \cdot \sigma_z$$

Wobei:

- Z = Abstand des allgemeinen Elements von der Geländeoberkante

5.2.2 Sezioni analizzate

Per il dimensionamento della sezione CT1-T3 si è considerata la sezione con la massima copertura (H=1320 m) nella tratta omogenea 28 (GB-G-GA-3) e i parametri d'ammasso in classe III (Tabella 4).

5.2.3 Modello costitutivo dell'ammasso

L'ammasso è stato modellato come un mezzo continuo elasto-plastico avente criterio di resistenza di tipo Mohr-Coulomb con softening e legge di flusso non associata. In particolare sono state assegnate le caratteristiche elastiche (modulo di deformazione e coefficiente di Poisson), elasto-plastiche (angolo di resistenza al taglio e coesione, di picco e residui) e fisiche (densità) proprie delle rocce interessate dallo scavo.

5.2.4 Geometria del modello e stato tensionale iniziale

Il modello di calcolo, in virtù della simmetria del problema, si estende per 100 m in larghezza e 200 m in altezza, di cui 100 m al di sotto del piano del ferro e 100 m al di sopra di quest'ultimo. Tali limiti sono sufficienti per ritenere trascurabili gli effetti di bordo. L'ammasso è stato discretizzato mediante elementi bidimensionali quadrati di dimensioni pari a circa 200x200 cm, infitti in prossimità della galleria, dove assumono dimensioni pari a circa 50x50 cm.

Le condizioni di vincolo al contorno del modello prevedono spostamenti impediti in entrambe le direzioni lungo il boundary inferiore e spostamenti impediti in direzione orizzontale lungo il boundary verticali. Sul boundary superiore è applicata una pressione pari al peso del terreno presente in sito fino alla quota del piano campagna.

La galleria ha una larghezza e un'altezza massima di scavo (compresi 5 cm di extrascavo) rispettivamente di 5.82 m e 5.32 m.

Lo stato di sforzo in sito è stato valutato secondo le seguenti relazioni:

Dove

- Z rappresenta la distanza del generico elemento dal piano campagna

- K_0 = Beiwert des waagrechten Schubs das gleich 0.75 angenommen ist.

- K_0 è il coefficiente di spinta orizzontale, assunto pari ad 0.75.

5.2.5 Eigenschaften der Außenschale

Folgende Tabelle stellt die Eigenschaften der Außenschale des analysierten Ausbruchquerschnitts da:

	Chiodature						Betoncino		
	Tipo	N_y	L	Passo long.	Passo trasv.	n°	Classe	Sp. nominale	Sp. Minimo
		[kN]	[m]	[m]	[m]	[-]		[cm]	[cm]
CT1-T3	Pm16	140	3	1.5	1.8	5+6	C30/37	15	10

Tabelle 13: Eigenschaften der Außenschale CT1-T3

Es wird betont, dass der Spritzbeton vorsichtshalber im FDM Modell nicht berücksichtigt wird.

Die ins Modell eingesteckten Nieten werden mit einem entsprechenden Grenzwiderstand ihrer Ermüdungsfestigkeit um den mit BBT SE vereinbarten Widerstandsbeiwert faktorisiert ($Y_R = 1.3$ auf den Verbund Zementmörtel-Gebirge und $Y_R = 1.15$ auf Stahl). Die Nietungen werden als verformungsbegrenzend berücksichtigt und deshalb nicht geprüft, wobei die aus der FDM-Analyse entnommenen Belastungen verstärkt werden, aber, bei Zuordnung der Programmeingangsparameter, erweist sich deren Überprüfung implizit als zufriedenstellend.

Die Anker sind mit spezifischen eindimensionalen Elementen (Cables) reproduziert worden, mit perfekt plastischem elastischen Verhalten (Abbildung 3) und an den Rasterknoten über eine Schnittstelle verbunden. Fläche, Verformungsmodul und Zugfestigkeit sind die am Ausbruchquerschnitt eines jeden Elements zugeordneten Parameter. Hinsichtlich der Schnittstelle dagegen, wird grundsätzlich das Schubverhalten des Mörtelrings rundum der Niete als ein Feder- und Schiebersystem in den Knoten der Elemente dargestellt (Abbildung 4). Das Schubverhalten des Mörtels, während der relativen Verschiebung zwischen Schnittstellenverstärkung und Mörtel und zwischen Mörtel und Felsen, ist von der Schubsteifigkeit des Mörtels numerisch beschrieben (k_{bond} in Figura 5). Die maximale Schubkraft die im Mörtel per Längeneinheit entwickelt werden kann ist dagegen eine Funktion der Reibungskraft zwischen Mörtel und Anker und Mörtel und Erde (S_{bond}); in den Berechnungen wurde die Reibungsfestigkeit ($S_{friction}=0$) nicht berücksichtigt.

5.2.5 Caratteristiche dei rivestimenti di prima fase

La seguente tabella riporta le caratteristiche dei rivestimenti di prima fase della sezione analizzata:

Tabella 13: Caratteristiche rivestimenti di prima fase CT1-T3

Si precisa che il betoncino proiettato, cautelativamente, non viene considerato nel modello FDM.

I chiodi vengono inseriti nel modello con una resistenza limite pari alla loro resistenza a snervamento fattorizzata per il coefficiente sulle resistenze concordato con BBT SE ($Y_R = 1.3$ sull'aderenza malta cementizia-ammasso e $Y_R = 1.15$ sull'acciaio). Le chiodature vengono considerate come limitatrici di deformabilità e pertanto non vengono verificate amplificando le sollecitazioni ricavate dall'analisi FDM, ma la loro verifica, una volta assegnati i parametri in ingresso al programma, risulta implicitamente soddisfatta.

Gli ancoraggi sono stati riprodotti con specifici elementi monodimensionali (Cables) aventi comportamento elastico perfettamente plastico (Figura 3) collegati ai nodi della griglia mediante un'interfaccia. I parametri assegnati alla sezione di ogni elemento sono l'area, il modulo di deformazione e la resistenza a trazione. Per quanto riguarda invece l'interfaccia, in linea di principio, il comportamento a taglio dell'anello di malta intorno al chiodo è rappresentato come un sistema di molle e slider situati nei nodi dell'elemento (Figura 4). Il comportamento al taglio della malta, durante lo spostamento relativo tra l'interfaccia del rinforzo e la malta e tra la malta e la roccia, è descritto numericamente dalla rigidità al taglio della malta (k_{bond} in Figura 5). La forza di taglio massima che si può sviluppare nella malta per unità di lunghezza è invece una funzione della forza di aderenza tra malta e ancoraggio e tra malta e terreno (S_{bond}); nelle analisi non si è tenuta in considerazione la resistenza per attrito ($S_{friction}=0$).

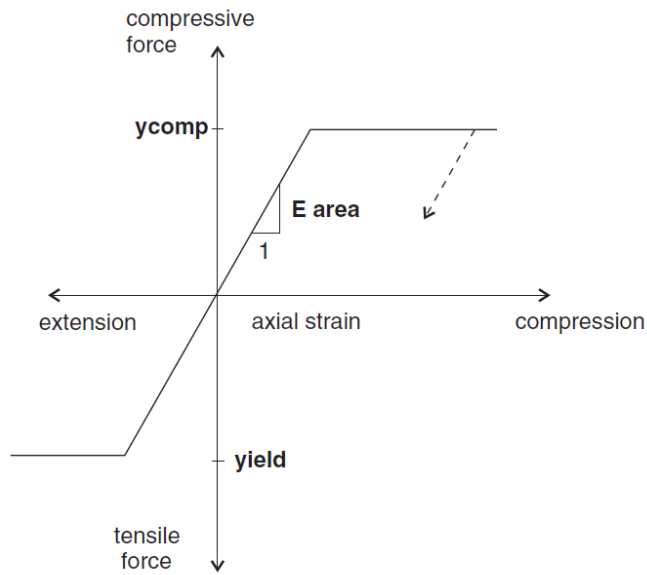


Abbildung 3: Kraft-Verformungsverhalten der Cable-Elemente

Figura 3: Comportamento sforzo-deformazione degli elementi cable

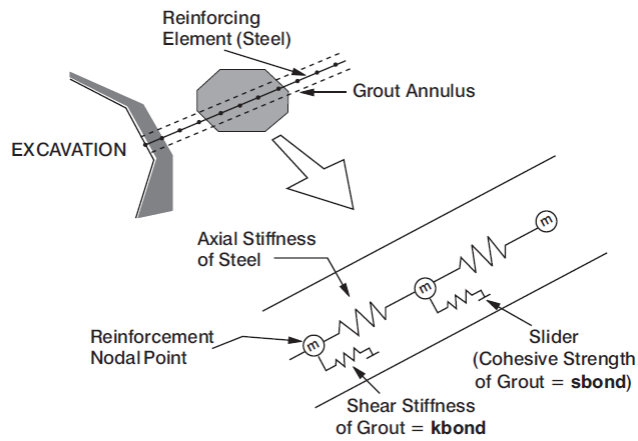
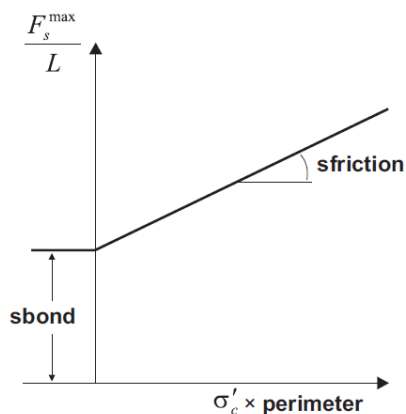
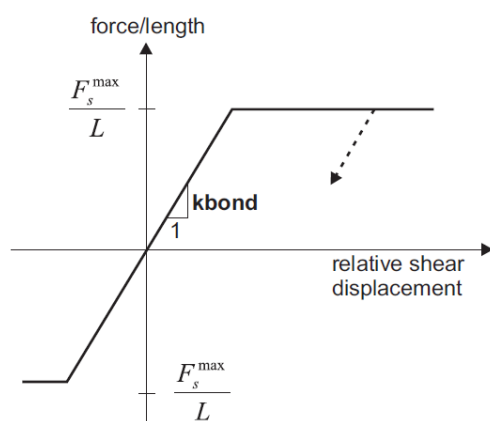


Abbildung 4: Konzeptdarstellung des Schubverhaltens des Mörtelrings rund um den Anker

Figura 4: Rappresentazione concettuale del comportamento a taglio dell'anello malta intorno all'ancoraggio.



a) Grout shear strength criterion



b) Grout shear force versus displacement

Abbildung 5: Schnittstellenverhalten

Figura 5: Comportamento dell'interfaccia

Die in FLAC anzuwendende Schubsteifigkeit des Mörtels k_{bond} ist grundsätzlich mittels folgendem Verhältnis eingeschätzt:

La rigidezza al taglio della malta k_{bond} da utilizzare in FLAC, in linea di principio, è stimata mediante la seguente relazione:

$$k_{bond} = \frac{2 \cdot \pi \cdot G}{10 \cdot \ln(1 + 2 \cdot t/D)}$$

Wobei:

- G = Schubmodul des Zementmörtels
- t = Stärke des Mörtels rundum der Niete
- D = Nietendurchmesser

Dove:

- G è il modulo di taglio della malta cementizia
- t è lo spessore della malta attorno al chiodo
- D è il diametro del chiodo

Die Höchstreibungskraft zwischen Mörtel und Erde S_{bond} kann mit folgendem Verhältnis berechnet werden:

La massima forza di aderenza tra malta e terreno S_{bond} può essere calcolata mediante la seguente relazione:

$$S_{bond} = \pi \cdot (D + 2 \cdot t) \cdot \tau_{peak}$$

$$\tau_{bond} = \tau_1 \cdot Q_b$$

Wobei:

- T_1 = seitliche Reibung Mörtel Erde
- Q_b = Beiwert der die Zementierungsqualität berücksichtigt (0.7)

Dove:

- T_1 è l'aderenza laterale malta terreno
- Q_b è un coefficiente che tiene conto della qualità della cementazione (0.7)

Im Gegenstandsfall, sind den Reibungs- und Steifigkeitswerten der Schnittstelle, da kein Zementierungsmörtel zwischen Einlage und Gebirge vorhanden ist, Sicherheitswerte zugeordnet worden. Abschließend, sind die geplanten radial Nietungen mit folgenden Charakteristika modelliert worden:

Nel caso in oggetto, non essendo presente una malta di cementazione tra l'incluso e l'ammasso, i valori di aderenza e di rigidezza dell'interfaccia sono stati assegnati assumendo valori cautelativi. Concludendo, le chiodature radiali in progetto sono state modellate con le seguenti caratteristiche

	N_{yk}	E	A	D_{orig}	S_{orig}	D_{perf}	$\tau_{chiodo-roccia}$	Q_b	N_{yd}	S_{bond}	K_{bond}
	[kN]	[MPa]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[kPa]	[-]	[kN]	[kN/m]	[kN/m/m]
Superswellex Pm16	140	210000	327	54	2	48	950	0.7	122	100	1.0E+07

Tabelle 14: Nietungen-Input

Wobei:

- N_{yk} = Ermüdungslast
- E = Elastizitätsmodul des Stahls
- A = Ausbruchquerschnittsfläche
- D_{orig} = ursprünglicher Einlagedurchmesser
- S_{orig} = ursprüngliche Einlagestärke
- D_{perf} = Bohrungsdurchmesser
- $T_{chiodo-roccia}$ = Reibung zwischen Niete und Gebirge
- N_{yd} = Planungslast

Tabella 14: Input delle chiodature

Dove:

- N_{yk} è il carico di snervamento
- E è il modulo elastico dell'acciaio
- A è l'area della sezione
- D_{orig} è il diametro originale dell'incluso
- S_{orig} è lo spessore originale dell'incluso
- D_{perf} è il diametro di perforazione
- $T_{chiodo-roccia}$ è l'aderenza tra il chiodo e l'ammasso
- N_{yd} è il carico di progetto

5.2.6 Laststufe

Nach einer ersten Phase der Modellinitialisierung, zur Berechnung des Ausgangsgleichgewichts, wird die Tunnelausbruch mittels Trägheits-Kräften des Ausbruchs simuliert (späterhin TKA). Der Prozentsatz dieser Kräfte an der Ortsbrust (37%) und vor Einsatz der Nietungen (8%) wurde aufgrund der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens bestimmt.

5.2.6 Step di carico

Dopo una prima fase di inizializzazione del modello, necessaria per calcolare l'equilibrio iniziale, lo scavo della galleria viene simulato mediante l'utilizzo delle Forze Fittizie di Scavo, di seguito denominate FFS. La percentuale di tali forze al fronte (37%) e prima dell'installazione delle chiodature (8%) è definita sulla base dei risultati delle Linee Caratteristiche.

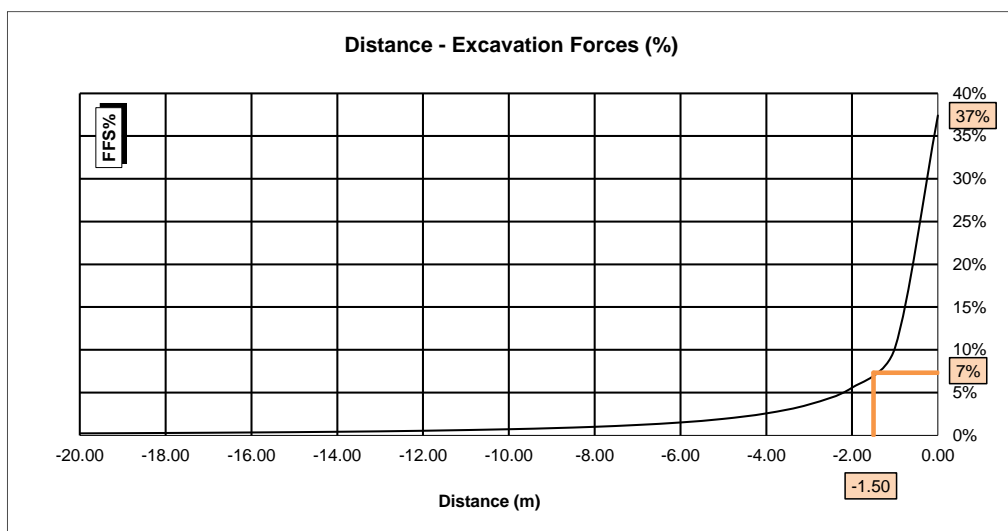


Abbildung 6: TKA an der Ortsbrust und bei Einsetzung der Nietungen

Figura 6: FFS al fronte e all'installazione delle chiodature

Nachfolgend sind die Berechnungsstufen zusammengefasst:

Di seguito sono riassunti gli step di calcolo:

- 1) Geostatische Ausgangslage mit Bestimmung der Geometrie, der Umgebungslagen, der Stratigraphie und der geostatischen Ausgangsspannungen;
- 2) Annullierung der Zonen innerhalb der Ausbruchs und Reduktion der TKA bis zum Wert den sie an der Ortsbrust einnehmen (TKA =37%);
- 3) Reduktion der TKA bis zum Wert den sie bei der Einsetzung der Außenschale einnehmen (auf 1.5 m von der Ortsbrust) (TKA =9%);
- 4) Einführung des numerischen Außenstützenmodells und Annullierung der TKA (TKA =0%);
- 5) Entfernung der Außenschale und Simulation der Langzeitkonfiguration mit der Einsetzung der Innenschale. Diese ist mit der Bewehrungsmatte verbunden mittels ein Schnittstellenelement, mit normaler dem Gebirge entsprechende Steifigkeit, und tangential Steifigkeit gleich Null. Dieses Schnittstellenelement ermöglicht die Wirkung der Abdichtungsschicht zwischen den zwei Schalen zu berücksichtigen, indem es die tangentialen Spannungen annulliert, darüber hinaus erlaubt es die Drucke, welche auf der Innenschale wirken, zu schätzen.

- 1) Condizione geostatica iniziale con definizione della geometria, delle condizioni al contorno, della stratigrafia e delle tensioni geostatiche iniziali;
- 2) Annullamento delle zone all'interno dello scavo e riduzione delle forze FFS, fino al valore che assumono al fronte (FFS=37%);
- 3) Riduzione delle FFS fino al valore che assumono nel momento dell'installazione del rivestimento di I fase (1.5m dal fronte) (FFS=8%);
- 4) Introduzione nel modello numerico dei sostegni di I fase e annullamento delle FFS (FFS=0%).
- 5) Rimozione del rivestimento di prima fase e simulazione della configurazione a lungo termine con l'installazione del rivestimento definitivo. Quest'ultimo è collegato alla mesh mediante un elemento interfaccia avente rigidità normale pari a quella dell'ammasso e rigidità tangenziale nulla. Quest'ultimo elemento, oltre a consentire di valutare le pressioni che agiscono sul rivestimento definitivo, consente di considerare l'effetto del pacchetto di impermeabilizzazione presente tra i due rivestimenti, annullando le tensioni tangenziali.

5.2.7 Nachweisverfahren

Gemäß den NTC 2000 sind die aus dem FDM Modell entnommenen Wirkungen auf die Außenschale um $\gamma_G = 1,30$ erhöht und die Widerstände des strukturellen Querschnitts um $\gamma_c = 1,50$ reduziert, d.h. $\gamma_s = 1,15$.

5.2.7 Procedura di verifica

In conformità alle NTC 2008 le azioni ricavate dal modello FDM sul rivestimento di prima fase sono aumentate di $\gamma_G = 1,30$ e le resistenze della sezione strutturale sono ridotte di $\gamma_c = 1,50$ ovvero $\gamma_s = 1,15$.

Die Nachweise ergeben sich als zufriedenstellend wenn folgende Ungleichung verifiziert ist:

Le verifiche risultano soddisfatte se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Hierbei ist:

- R_d = Bemessungswert Widerstand
- E_d = Bemessungswert Einwirkung

Dove:

- R_d = Valore della resistenza di progetto
- E_d = Valore di progetto dell'effetto delle azioni

5.2.8 Ergebnisse

Die in Anhang 3 aufgezeigten Berechnungen bestätigen tatsächlich die in Tabella 12 dargestellten Ergebnisse des Kennlinienverfahrens. Die relative Konvergenz bei der Kappe wird, dank der Nietungseinwirkung, von 3.07cm auf 1.95 cm reduziert, während die absolute Konvergenz von 4.39 cm auf 3.40 cm sinkt.

Die Plastizität ist in Höhe von 1.5 m.

Der vom Gebirge ausgeübter Druck auf die Innenschale, bei Verfall der Nietungen, ist in Höhe von 80 kPa.

5.3 ANALYSE DER ORTBRUSTSTABILITÄT

5.3.1 Nachweisverfahren

Zur Durchführung der Stabilitätsberechnungen der Ortsbrust werden die charakteristischen Werte der geotechnischen Parameter angewandt und mit folgenden Faktoren reduziert:

5.2.8 Risultati

Le analisi riportate nell'allegato 3 confermano di fatto i risultati delle Linee Caratteristiche esposti in Tabella 12. La convergenza relativa in calotta, grazie all'effetto delle chiodature si riduce da 3.07 cm a 1.95 cm mentre la convergenza assoluta si riduce da 4.39 cm a 3.40 cm.

Le plasticizzazioni sono dell'ordine di 1.5 m.

La pressione esercitata dall'ammasso sul rivestimento definitivo, al decadimento delle chiodature, è dell'ordine degli 80 kPa.

5.3 ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE

5.3.1 Procedura di verifica

Per l'esecuzione dei calcoli di stabilità del fronte vengono applicati i valori caratteristici dei parametri geotecnici ridotti con i seguenti fattori:

Parameter / Parametri	Symbol / Simbolo	Faktor / Fattore
Effektiver Reibungswinkel / Angolo di attrito effettivo ^a	$\gamma_{\phi'}$	1.25
effektive Kohäsion / Coesione effettiva	γ_c	1.25
undrainierte Scherfestigkeit / Resistenza a taglio non drenata	γ_{cu}	1.4
einaxiale Druckfestigkeit / Resistenza a compressione monoassiale	γ_{qu}	1.6
Wichte / Peso specifico	γ_{γ}	1
^a Dieser Faktor wird auf $\tan \phi'$ angewendet / valore applicato alla tangente dell'angolo		

Tabelle 15: Teilsicherheitsfaktoren Ortsbrustnachweis

Tabella 15: Fattori parziali di sicurezza per la verifica di stabilità del fronte di scavo

5.3.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse des Kennlinienverfahrens der mit der Unwadge Software durchgeführten Bruchkörperanalysen schließen Instabilitätsphänomene der Ortsbrust für die Gebirge in Klasse II und III aus.

5.3.2 Risultati

I risultati delle linee caratteristiche e delle analisi di stabilità dei blocchi, effettuate con il software Unwadge, escludono fenomeni di instabilità del fronte di scavo per gli ammassi in classe II e III.

Im Fall eines verlängerten Aufenthalts der Ausbruchtätigkeiten wird zum Ortsbrustschutz der Einsatz einer faserverstärkten Spritzbetonschicht von 10 cm Stärke vorgesehen.

6 INNENSCHALE

6.1 STABWERKSMODELLE

Die Beanspruchungen der Innenschale wurden durch den Kodex SAP2000© (basiert auf die Finite-Elemente-Methode) mit den Stabwerksmodellen berechnet.

Die FEM Berechnung wird mit folgenden Kriterien durchgeführt.

Es wird ein Tunnelquader mit einheitliche Tiefe (1m) berücksichtigt und es wird, mittels ebenen Finite-Elemente des Typs Träger (beam), ein Strukturmodell festgelegt. Die Tunnelschale ist durch Elemente mit einer Länge unter 0.5 m schematisiert, welche die reellen Stärken des erfassten strukturellen Elements erweisen (Kappe, Widerlager, Gegenbogen/Grundplatte).

Die strukturelle Steifigkeit der Trägerelemente wird mit $E'_c \times I_y$ des nicht gerissenen Querschnitts berechnet. Das Trägheitsmoment I_g wird angesichts der Ausbruchquerschnittachse aus Beton berechnet, indem das Vorkommen des Stahls, wo dieser vorhanden ist, übergangen wird. Das elastische Modul E'_c bei ebene Verformungslage ist:

$$E'_c = \frac{E_c}{1 - \nu^2}$$

wobei:

- E_c = Modul der Betonelastizität;
- ν = Poisson Verhältnis (0.2);

Zur Modellierung des unbewehrten Betons wird ein formendes Modell des elastisch-linearen Materials verwendet. Infolge des Verlusts an Querschnittssteifigkeit, welcher durch die Öffnung von Spalten dort wo die Betonzugfestigkeit überwunden wird (Bildung von plastischen Scharnieren), verursacht ist, wird, laut Absatz 12.5 des EC2, die Neuverteilung der Belastungen erwogen. Die Modellierung der plastischen Scharniere erfolgt durch den Einsatz von Torsionsfedern dessen Steifigkeit mit der Pöttler-Methode [32][33] iterativ berechnet wird.

6.2 MODELLIERUNG DER BETTUNG

Die Zusammenwirkung Boden-Struktur wird mittels Einsatz von Link Elementen simuliert, die in Höhe der Modellknoten gesetzt werden und die, nur bei Komprimierung, in der Lage sind der Struktur eine Reaktion zu übertragen die dem Annäherungsdruck Boden-Struktur entspricht.

In caso di sosta prolungata delle attività di scavo si prevede di installare uno strato di betoncino proiettato fibrorinforzato a protezione del fronte di spessore minimo 10 cm.

6 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

6.1 METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE

Le sollecitazioni nel rivestimento definitivo sono state calcolate tramite il codice SAP2000© (basato sul Metodo degli Elementi Finiti) con il metodo delle reazioni iperstatiche.

L'analisi FEM è svolta secondo i seguenti criteri.

Si considera un concio di galleria di profondità unitaria (1m) e si definisce un modello della struttura mediante elementi finiti piani di tipo trave (beam). Il rivestimento della galleria è schematizzato con elementi di lunghezza inferiore a 0.5 m aventi gli spessori reali dell'elemento strutturale considerato (calotta, piedritto, arco rovescio/platea).

La rigidezza strutturale degli elementi trave è calcolata come $E'_c \times I_g$. Il momento d'inerzia I_g è calcolato rispetto all'asse della sezione in calcestruzzo trascurando la presenza dell'acciaio ove presente. Il modulo elastico E'_c , in condizioni di deformazioni piane, vale:

dove:

- E_c = modulo di elasticità del calcestruzzo;
- ν = rapporto di Poisson (0.2);

Per la modellazione del calcestruzzo non armato si utilizza un modello costitutivo del materiale elastico-lineare. Viene presa in considerazione la redistribuzione delle sollecitazioni in seguito alla perdita di rigidezza sezionale causata dall'apertura di fessure laddove venga superata la resistenza a trazione del calcestruzzo (formazione di cerniere plastiche), in accordo con il paragrafo 12.5 dell'EC2. La modellazione delle cerniere plastiche avviene mediante l'inserimento di molle torsionali la cui rigidezza è calcolata iterativamente mediante il metodo di Pöttler [32][33].

6.2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

L'interazione terreno-struttura viene simulata mediante l'utilizzo di elementi link, posti in corrispondenza dei nodi del modello, e in grado di trasmettere alla struttura, solo se compressi, una reazione pari alla pressione di contatto terreno-struttura.

Die Steifigkeit der Pleuel wird angesichts des Reaktionsmoduls des Bodens k und der Schnittstelle bestimmt.

Die erste wird gemäß den späterhin beschriebenen Verhältnissen bestimmt, respektive für gekrümmte und gradlinige Oberflächen. Die zweite ist, den Eigenschaften des Abdichtungsstreifens zufolge, mit $60'000\text{kN/m}^3$ angenommen worden. Letztere hat eine Verschiebungswertigkeit unter 0.5cm . Wenn diese Verschiebungen überwunden sind, wird die Schnittstellensteifigkeit die des Gebirges.

Die tangentielle Steifigkeit ist übergangen worden.

La rigidezza delle bielle è determinata tenendo conto del modulo di reazione del terreno k e dell'interfaccia.

La prima è definita secondo le relazioni di seguito descritte, rispettivamente per superfici curve e rettilinee. La seconda è stata assunta pari a $60'000\text{kN/m}^3$ in virtù delle caratteristiche del pacchetto di impermeabilizzazione. Quest'ultima ha valenza per spostamenti inferiori a 0.5cm . Superati tali spostamenti, la rigidezza dell'interfaccia diventa quella dell'ammasso.

La rigidezza tangenziale è stata trascurata.

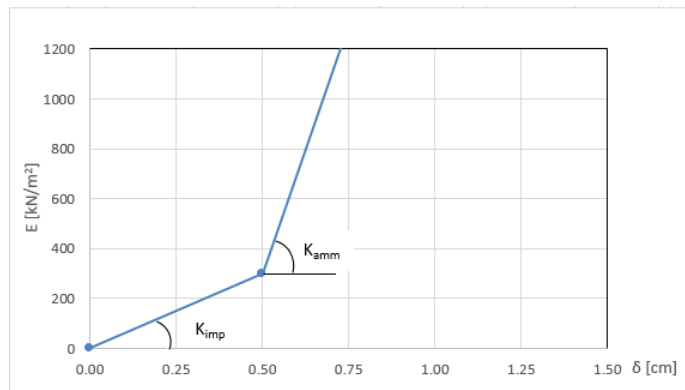


Abbildung 7: Schematisierung der Schnittstelle

Figura 7: Schematizzazione dell'interfaccia

6.2.1 Modellierung der Bettung

Zur Bestimmung der radialen Bettung der Innenschale im Gebirge/Boden wird das Elastizitätsmoduls E , der Poisson Koeffizient ν des Gebirges, sowie der entsprechende Innenschalenradius R des Tunnels berücksichtigt:

6.2.1 Rigidezza radiale

Per la definizione della rigidezza del letto di molle radiali in materiale sciolto, si tiene conto del modulo elastico E , del coefficiente di Poisson ν dell'ammasso roccioso e del raggio interno R della galleria.

$$K_R = E \times \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \times R = \frac{E_S}{R}$$

Wobei:

- K_R = Steifigkeit der radialen Bettung Innenschale – Gebirge [MN/m^3]
- E = Elastizitätsmodul des Gebirges
- E_S = Steifemodul des Gebirges
- ν = Poisson Beiwert des Gebirges
- R = Tunnelradius - Systemlinie

Dove:

- K_R = rigidezza del letto di molle radiali a contatto con l'anello interno [MN/m^3]
- E = modulo elastico dell'ammasso roccioso
- E_S = modulo edometrico dell'ammasso roccioso
- ν = coeff. di Poisson dell'ammasso roccioso
- R = raggio della galleria – linea di riferimento

6.2.2 Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle

Die Stütze der Konstruktion mit Sohlplatte bzw. offener Sohle wird durch Federn mit zugehöriger Steifigkeit abhängig von der Einflussbreite „ b “ der einzelnen Feder modelliert. Die Federkonstanten werden wie folgt berechnet:

Federkonstante c_v – vertikal

6.2.2 Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo

L'appoggio della costruzione con platea oppure con fondo aperto viene modellato con molla con rigidezza relativa all'area di influenza della singola molla „ b “. La costante della molla si calcola come segue:

Costante della molla c_v – verticale

- $c_v = E_{\text{Geb.}} \cdot 0,5 \cdot b$

Federkonstante c_h – horizontal

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

6.3 LASTENANALYSE

Folgende Kürzel werden für die Einwirkungen benutzt:

- G = ständige Einwirkungen
- Q = vorübergehende Einwirkungen
- A = außergewöhnliche Einwirkungen (z.B. Brand, Anprall, Explosion)
- E = Erdbeben

6.3.1 Eigengewicht G1

Das für die Berechnung des Eigengewichts benutzte Volumen basiert auf den Planmaßen der Konstruktion.

Das spezifische Eigengewicht des Betons ist mit $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ zu berücksichtigen.

6.3.2 Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3

Das für die Berechnung des Eigengewichts verwendete Volumen basiert auf den Planmaßen der Konstruktion.

Das spezifische Gewicht des unbewehrten Betons wird mit $\gamma_{c,na} = 24 \text{ kN/m}^3$ angenommen.

Das spezifische Gewicht des Stahlbetons wird mit $\gamma_{c,ar} = 25 \text{ kN/m}^3$ angenommen.

Im behandelten Ausbruchquerschnitt ist keine Betonauffüllung vorhanden.

6.3.3 Wasserdruck G4

Der Wasserdruck ist nicht berücksichtigt worden da der Ausbruchquerschnitt dräniert ist.

6.3.4 Gebirgslast G5

Die Gebirgslast entspricht der höheren Last unter denen die aus der Bruchkörperanalyse hervorgegangen ist, welche in der Finite-Elemente-Analyse auf die Inneschale, nach kompletten Verfall der fiktiven Aushubs Kräfte (letzte Stufe der FDM-Analyse), wirkt. Da die gravierendste Last nicht Apriori bestimmt werden kann, sind die Analysen mit beiden Lastenverteilungen durchgeführt worden.

6.3.5 Kriechen und Schwinden des Betons G6

Das Schwindmaß des Betons wird gemäß NTC 2008 Kap. 11.2.10.6 ermittelt.

Die Kriechzahl ϕ wird gemäß NTC 2008 Kap. 11.2.10.7 ermittelt.

- $c_v = E_{\text{Geb.}} \cdot 0,5 \cdot b$

Costante della molla c_h – orizzontale

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

6.3 ANALISI DEI CARICHI

Per le azioni si utilizzano le seguenti abbreviazioni:

- G = Azioni permanenti
- Q = Azioni variabili
- A = Azioni eccezionali (per es. incendio, urto, esplosione)
- E = Azioni sismiche

6.3.1 Peso proprio G1

Il volume utilizzato per il calcolo del peso proprio si basa sulle dimensioni effettive della struttura.

Il peso specifico del calcestruzzo viene assunto pari $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

6.3.2 Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3

Il volume utilizzato per il calcolo del peso proprio si basa sulle dimensioni effettive della struttura.

Il peso specifico del calcestruzzo non armato viene assunto pari a $\gamma_{c,na} = 24 \text{ kN/m}^3$.

Il peso specifico del calcestruzzo armato viene assunto pari a $\gamma_{c,ar} = 25 \text{ kN/m}^3$

Nella sezione in oggetto non è presente un riempimento in cls.

6.3.3 Pressione idraulica G4

Il carico idraulico non è stato considerato in quanto la sezione è drenata.

6.3.4 Carico dell'ammasso G5

Il carico d'ammasso è pari al maggiore tra il carico scaturito dall'analisi a blocchi ed il carico che agisce sul rivestimento definitivo nelle analisi alle differenze finite, al completo decadimento delle FFS (ultimo step delle analisi FDM). Non potendo definire a priori il carico più gravoso le analisi sono state effettuate con entrambe le distribuzioni di carico.

6.3.5 Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6

La deformazione dovuta al ritiro del calcestruzzo si calcola in base al paragrafo 11.2.10.6 delle NTC 2008.

Il valore di viscosità ϕ si calcola secondo le NTC 2008, capitolo 11.2.10.7.

Die Kriechzahl ϕ wird gemäß dem NTC 2008 Kap. 11.2.10.7 unter Berücksichtigung des Spannungszustandes aus einer Einwirkungskombination ständiger Lasten (G1 (Eigengewicht) + G2 (Oberleitung) + G5 (Gebirge)) ermittelt.

Kriechen und Schwinden des Betons bewirkt eine Längenänderung Δl . Diese Längenänderung (Endschwindmaß) liegt, in Form einer gleichmäßigen Temperaturabkühlung, der Rechnung zu Grunde.

Für alle Querschnitte die höher als 25 cm und aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 sind, ergibt sich eine Durchschnittsverformung per autogenes zeitlich unendliches Schwinden von 0.27‰. Bei der Dimensionierung wurde das von der Norm vorgeschriebene 50% des Schwindens übernommen, was durch eine gleichmäßige Temperaturabkühlung von -13.4 C° simulierbar ist. Diese Abkühlung muss, z.B., mittels Einsatz eines funktionstüchtigen Superverflüssigungsmittels (Typ MasterGlenium von BASF), nicht-kalkhaltigen Zuschlagstoffen und Zugabe eines Expansionsmittels (Typ MasterLife SRA100 von BASF) bewirkt werden. Das angewendete System muss auf der Baustelle zuvor mit Proben geprüft werden.

Bei der Modellierung der Innenschale, insbesondere bezüglich NTC08 Kapitel 4.1.1.1, verfährt man mit einer gleichmäßigen Temperaturabkühlung von -6.7° C an den GZT und von -8.9° C an den GZG.

6.3.6 Temperatur Q1

Zur Dimensionierung der Innenschalen berücksichtigt man Temperatureinwirkungen, die sich aus den Linearisierungen der von der Regelplanung am Eingang und 3 km davon entfernten vorgeschlagenen Temperatureinwirkungen ergeben.

Abstand Portal / Distanza dall'imbocco [km]	< 3,0		3,0 - 10,0	
Temperaturgradient / gradiente della temperatura ΔT [°C]	5		2	
ΔT_{eff} [°C]	Winter / inverno	Sommer / estate	Winter / inverno	Sommer / estate
	-16	16	-10	10

Tabelle 16: Temperatureinwirkung

- In einer Entfernung von 2 km vom Eingang entnimmt man:
- eine gleichmäßige Veränderung der Temperatur von $\pm 12^\circ\text{C}$
 - ein Gradient der Temperatur ΔT , Temperaturunterschied zwischen interne und externe Schalenoberfläche von 3°C .

Die aufgrund der Temperatur entstehenden Belastungen beim Bau der Innenschalen werden übergangen.

Die aufgrund der Temperatur ausgehenden Einwirkungen in Folge eines Brands sind Gegenstand des Kapitels 6.3.9.

Il coefficiente di viscosità ϕ si calcola ai sensi delle NTC 2008 par. 11.2.10.7, considerando la condizione tensionale derivante dalla combinazione di azioni permanenti (G1 (peso proprio) + G2 (catenaria) + G5 (Carico dell'ammasso)).

Viscosità e ritiro del calcestruzzo comportano un cambiamento in lunghezza Δl (valore finale del ritiro), su cui deve essere basato il calcolo, in forma di diminuzione uniforme della temperatura.

Per tutte le sezioni con altezza maggiore di 25 cm e calcestruzzo con classe di resistenza C30/37 risulta una deformazione media per ritiro autogeno a tempo infinito pari a 0.27‰. Nel dimensionamento si è assunto il 50% del ritiro imposto dalla Normativa, simulabile mediante l'applicazione di un abbassamento uniforme della temperatura di -13.4 C°. Tale riduzione dovrà essere ottenuta, ad esempio, mediante l'utilizzo di un superfluidificante performante (tipo MasterGlenium della BASF), di inerti non calcarei e tramite l'aggiunta di un espansivo (tipo MasterLife SRA100 della BASF). Il sistema adottato dovrà essere verificato con prove preventive in cantiere.

Nella modellazione del rivestimento definitivo, con particolare riferimento al paragrafo 4.1.1.1 dell'NTC08, si procede applicando un abbassamento uniforme della temperatura di -6.7° C agli SLU e di -8.9° C agli SLE.

6.3.6 Temperatura Q1

Per il dimensionamento dei rivestimenti definitivi si considerano azioni termiche ricavate dalle linearizzazione delle azioni termiche proposte dalla progettazioni di sistema all'imbocco e a 3 km da quest'ultimo.

Tabella 16: Variazione termica

- A 2 km dall'imbocco si ricava:
- una variazione uniforme di temperatura di $\pm 12^\circ\text{C}$
 - un gradiente della temperatura ΔT , differenza di temperatura tra le superfici interna ed esterna del rivestimento, pari a 3°C .

Le sollecitazioni derivanti dalla temperatura durante la costruzione dell'anello vengono trascurate.

Le azioni derivanti dalle alte temperatura a seguito di incendio sono oggetto del paragrafo 6.3.9.

6.3.7 Erdbebeneinwirkung E1

Im Gegensatz zu den anderen Lastkombinationen stellt die Erdbebenlast ein wenig beeinflussenden Zustand da und wird deshalb nicht berücksichtigt.

In Anhang 4 werden auf alle Fälle, zur Darstellung der weiten Sicherheitsgrenze, die widerstandsfähigen Bereiche und die darstellenden Punkte des Schalenspannungszustands bei den Kombinationen GZT13 und GZT14 (Tabella 17) aufgezeigt.

6.3.8 Aufprall A2

Die Last des Aufpralls wird nur in den Verzweigungskavernen und den Portalen berücksichtigt. Im vorliegenden Bereich wird sie daher nicht berücksichtigt.

6.3.9 Brand A3

Wie im spezifischen Bericht [11] beschrieben, werden die Querstollen nicht durch die Kurve Temperatur/Zeitraum RWS der UNI 11076 überprüft, wie es für alle Haupttunnels gemacht wurde, weil diese Kurve einem Brand entspricht der eine Hitze von einigen MW erreicht, welche für diese Bauwerke unrealistisch ist.

Hier begrenzt man sich mit der Beobachtung, dass, einvernehmlich mit der Tabelle D.6.3 des M.D. 16.02.2007 "Klassifizierung der Feuerbeständigkeit der Bauprodukte und -elemente für Bauwerke", ausreichende Bedingungen zur Gewährleistung der REI 120 Klasse sind:

- Stärke 's' der Strukturelemente größer als 160mm;
- Betondeckung 'a' (Achsenabstand der Bewehrung von der ausgesetzten Oberfläche) größer als 35mm.

Beide Voraussetzungen sind zufriedenstellend.

6.4 EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ berücksichtigt werden.

Die maßgebenden Einwirkungskombinationen für die Dimensionierung der Innenschale sind nachfolgend aufgezeigt:

6.3.7 Azione sismica E1

Il carico sismico rappresenta una condizione poco influente rispetto alle altre combinazioni di carico e pertanto non viene considerata.

Nell'allegato 4 vengono comunque riportati i domini resistenti e i punti immagine dello stato tensionale nei rivestimenti nelle combinazioni SLU13 e SLU14 (Tabella 17) per mostrare l'ampio margine di sicurezza.

6.3.8 Urto A2

Il carico da urto è da considerare solo nelle caverne di diramazione e ai portali. Nella zona in oggetto non è pertanto considerato.

6.3.9 Incendio A3

Come descritto nella relazione specifica [11], i cunicoli trasversali non vengono verificati secondo la curva Temperatura/Tempo RWS delle UNI 11076, come fatto per tutte le opere principali, in quanto tale curva è relativa ad un incendio che sviluppa un potenza termica dell'ordine di alcune centinaia di MW, irrealistica per le opere in oggetto.

In questa sede ci si limita ad osservare che in accordo alla tabella D.6.3 del D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione" condizioni sufficienti affinché la classe di resistenza REI 120 sia garantita sono:

- spessore 's' degli elementi strutturali maggiore di 160mm;
- copriferro 'a' (distanza dell'asse delle armature dalla superficie esposta) maggiore di 35mm.

Entrambi i requisiti sono soddisfatti.

6.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC 2008, con i relativi coefficienti di combinazione ψ .

Le combinazioni delle azioni rilevanti per il dimensionamento dell'anello sono di seguito riportate:

Lastfall / Caso di carico	ständig / permanenti						vorübergehend / variabili		außergewöhnlich / eccezionali		
	Eigengewicht	Sohibeton	Wasserdruck	Gebirgslast ohne Auftrieb	Kriechen und Schwinden	Quell-druck	Temperatur (Sommer)	Temperatur (Winter)	Erdbeben	Anprall	Brand
	Peso proprio	Carichi permanenti sull'arco rovescio	Carico idraulico	Carichi della roccia in condizioni asciutte	Ritiro e rilassamento	Swelling-Squeezing	Temperatura (Estate)	Temperatura (inverno)	Sisma	Impatto	Fuoco
Einwirkungskombination / Combinazioni	G1	G3	G4	G5	G6	G7	Q1	Q1	E1	A2	A3
druckentlastet / sistema drenato	1	1.35						1.50			
		1.00						1.00			
	2	1.35				1.00			1.50		
		1.00				1.00			1.00		
	5	1.35	1.00	1.35	1.35			1.50			
		1.00	1.00	1.00	1.00			1.00			
	6	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00			1.50		
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00		
	13	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60		1.00	
	14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60	1.00	

Tabelle 17: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen)

Tabella 17: Combinazioni di carico (in rosa le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE)

6.5 NACHWEISE

Für den Nachweis des Grenzzustandes und der Grenzgebrauchstauglichkeit der Innenschale wurden die Wirkungskombinationen gemäß Vorgaben des NTC2008, Kap. 2.5.3 berücksichtigt.

6.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

6.5.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

Die zu berücksichtigenden Teilsicherheitsfaktoren variieren abhängig von Kombinationen und Art der Einwirkungen. Gemäß NTC2008 werden folgende Teilsicherheitsfaktoren für ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituationen berücksichtigt:

$$\gamma_{Gj,inf} \text{ günstig/favorevole} = 1,00 / 1,00 / 1,00$$

$$\gamma_{Gj,sup} \text{ ungünstig/sfavorevole} = 1,35 / 1,20 / 1,00$$

$$\gamma_{Q,1,sup} / \gamma_{Q,i,sup} \text{ günstig/favorevole} = 0,00 / 0,00 / 0,00$$

$$\gamma_{Q,1,sup} / \gamma_{Q,i,sup} \text{ ungünstig/sfavorevole} = 1,50 / 1,30 / 1,00$$

Angesichts der Einwirkungen aus dem Schwinden für die Überprüfung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wurde gemäß EC2, Teil 1, Kap. 2.4.2.1, der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{SH} = 1,0$ berücksichtigt.

6.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

Gemäß EN 1990 bzw. NTC2008 müssen folgende Kombinationsbeiwerte benutzt werden:

Einwirkung /	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Druck / Sog infolge Zugfahrt A1 / Pressione aerodinamica A1	0,8	0,5	0,0
Temperatur Q1 / Forze termiche Q1	0,6	0,6	0,5

Tabelle 18: Kombinationsbeiwerte

6.5 VERIFICHE

Per la verifica allo stato limite ultimo ed allo stato limite di esercizio dell'anello sono state considerate le combinazioni delle azioni in conformità delle prescrizioni del paragrafo 2.5.3 delle NTC2008.

6.5.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

6.5.1.1 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

I coefficienti parziali di sicurezza da considerare variano in funzione delle combinazioni e del tipo di azioni. In conformità alle NTC2008, per le situazioni di dimensionamento standard, temporanee ed eccezionali sono da considerarsi i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

Considerando le azioni derivanti dal ritiro, per la verifica allo stato limite ultimo, si è considerato, in conformità all'EC2, parte 1, paragrafo 2.4.2.1 il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{SH} = 1,0$.

6.5.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In conformità alla EN 1990 ovvero alla NTC2008 devono essere utilizzati i seguenti coefficienti di combinazione:

Tabella 18: Coefficienti di combinazione

6.5.1.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ zu berücksichtigt werden.

Die für die Dimensionierung der Innenschale entsprechenden maßgebenden Einwirkungskombinationen sind abhängig von den in-situ vorherrschenden Randbedingungen auszuwählen.

6.5.1.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

Die Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände bei einer ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation werden, wie mit BBT SE vereinbart, wie folgt betrachtet, unter Berücksichtigung einer Bauwerklebensdauer von 200 Jahren:

Stahlbeton

- Teilsicherheitsbeiwert für den Betonwiderstand $Y_c = 1,60$
- Minderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Langzeitwirkung der Betondruckfestigkeit: $\alpha_{cc} = 0,85$
- Teilsicherheitsbeiwert für Stahlwiderstand $Y_s = 1,20$

Unbewehrter Beton

- Teilsicherheitsbeiwert für den Betonwiderstand $Y_c = 1,60$
- Minderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Langzeitwirkung - der Betondruck- bzw. Zugfestigkeit: $\alpha_{cc} = 0,80$

Für die Überprüfungen der außergewöhnlichen Bemessungssituation müssen die Teilsicherheitsfaktoren mit $Y_c = 1,20$ und $Y_s = 1,00$ berücksichtigt werden. Der Minderungsbeiwert der Betondruckfestigkeit α bleibt unverändert.

6.5.1.5 Überprüfung auf Beulspannung

Die Bemessung des Stahlbetons erfolgt gemäß den Vorgaben des NTC2008, Kap. 4.1.2.1.2.

Bei den unbewehrten überwiegend komprimierten Ausbruchquerschnitten erfolgt die Überprüfung auf Beulspannung, gemäß dem N.T.C. 2008, durch die Überprüfung folgender Ungleichung:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot x$$

6.5.1.3 Combinazione delle azioni

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC 2008, con i relativi coefficienti di combinazione ψ .

Le combinazioni delle azioni rilevanti per il dimensionamento dell'anello devono essere scelte in funzione delle effettive condizioni al contorno in situ.

6.5.1.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

I coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze in fase permanente e temporanea vanno considerati, come concordato con BBT SE, come segue tenendo conto della vita utile dell'opera di 200 anni:

Calcestruzzo armato

- Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza del calcestruzzo $Y_c = 1,60$
- Coefficiente riduttivo della resistenza a compressione del calcestruzzo di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0,85$
- Coefficiente parziale di sicurezza Y_s per la resistenza dell'acciaio $Y_s = 1,20$

Calcestruzzo non armato

- Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza del calcestruzzo $Y_c = 1,60$
- Coefficiente riduttivo della resistenza a compressione e a trazione del calcestruzzo di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0,80$

Per le verifiche nella situazione di dimensionamento eccezionale i fattori parziali di sicurezza devono essere considerati con $Y_c = 1,20$ e $Y_s = 1,00$. Il coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo α resta invariato.

6.5.1.5 Verifica a pressoflessione

Per il calcestruzzo armato il calcolo segue le indicazioni delle NTC2008, par. 4.1.2.1.2.

Nelle sezioni non armate prevalentemente compresse, la verifica a pressoflessione è condotta, in accordo con le N.T.C. 2008, verificando la seguente disuguaglianza:

$$x = h - 2 \cdot e = h - 2 \cdot \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$$

Con

Wobei:

- N_{Ed} , M_{Ed} = Planungsbelastungen;
- b = Breite des Bezugausbruchquerschnitts (1m);
- h = Höhe des Ausbruchquerschnitts;
- x = Höhe des reagierenden Ausbruchquerschnitts.

Dove:

- N_{Ed} , M_{Ed} sono le sollecitazioni di progetto;
- b è la larghezza della sezione di riferimento (1m);
- h è l'altezza della sezione;
- x è l'altezza della sezione reagente.

Bei den unbewehrten Ausbruchquerschnitten mit hoher Exzentrizität, bei denen die oben ausgeführte Prüfung offenbar nicht befriedigt ist, berücksichtigt man, gemäß EC2 (§12.3.1), die Betonzugfestigkeit bis zum Planungswert f_{ctd} . Die Prüfung ergibt sich als zufriedenstellend wenn:

Nelle sezioni non armate con un'elevata eccentricità, in cui la verifica sopra esposta non è ovviamente soddisfatta, in accordo con l'EC2 (§12.3.1) si considera la resistenza a trazione del calcestruzzo fino al valore di progetto f_{ctd} . La verifica risulta soddisfatta se:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{Ed}}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{J} \cdot (h/2) \leq \begin{cases} f_{cd} \\ f_{ctd} \end{cases}$$

Wobei:

- J = Trägheitsmoment des Ausbruchquerschnitts.

Dove:

- J è il momento d'inerzia della sezione

6.5.1.6 Querkraftüberprüfung

Die Bemessung des Stahlbetons erfolgt gemäß den Vorgaben des NTC2008, Kap. 4.1.2.1.2.3.

Die Bemessung bei der unbewehrten Innenschale erfolgt gemäß des NTC2008, bei Prüfung folgender Ungleichung:

6.5.1.6 Verifica a taglio

Per il calcestruzzo armato il calcolo segue le indicazioni delle NTC2008, par. 4.1.2.1.3.

Per il rivestimento interno non armato si seguono le NTC 2008, verificando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} \cdot \frac{b \cdot x}{1.5}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_c \cdot f_{ctd}} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{c\lim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_c \cdot f_{ctd} - \delta^2/4} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{c\lim}$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{c\lim}$$

$$\sigma_{c\lim} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + f_{cd} \cdot f_{ctd}}$$

Bei den überwiegend komprimierten Ausbruchquerschnitten wird die Durchschnittsbelastung der Komprimierung σ_c als Durchschnitt der Komprimierungen im reagierenden Ausbruchquerschnittsteil 'x' berechnet:

Nelle sezioni prevalentemente compresse, lo sforzo medio di compressione σ_c è calcolato come media delle compressioni nella porzione di sezione reagente 'x':

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{x} = \frac{N_{Ed}}{h - 2 \cdot e}$$

In den Ausbruchquerschnitten mit hoher Exzentrizität, konsequenterweise zur Annahme die Betonzugfestigkeit bis auf den Wert f_{ctd} zu erfassen, wird der Querkraftwiderstand des Ausbruchquerschnitts ausgewertet, indem der ganze Ausbruchquerschnitt als reagierend ($x=h$) betrachtet wird, und die Spannung σ_c als Durchschnittsspannung des ganzen Querschnitts, sowohl komprimiert als auch gespannt, gewertet wird.

Nelle sezioni con un'elevata eccentricità, coerentemente con l'assunzione di considerare la resistenza a trazione del calcestruzzo fino al valore di f_{ctd} , la resistenza a taglio della sezione viene valutata considerando reagente l'intera sezione ($x=h$) e valutando la tensione σ_c come tensione media nell'intera sezione, sia compressa che tesa.

$$\sigma_c = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

6.5.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

6.5.2.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

Bei der Überprüfung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit müssen die charakteristischen Einwirkungen mit deren Kombinationen berücksichtigt werden.

6.5.2.2 Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen

In Tabelle 18 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabelle 18 berücksichtigt.

6.5.2.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen, gemäß NTC 2008, mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ berücksichtigt werden.

6.5.2.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

Für die Überprüfung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit werden die charakteristischen Werte der Widerstände berücksichtigt.

6.5.2.5 Berechnung der Verformungen

Die Ermittlung der Systemverformung erfolgt im GZG unter Berücksichtigung der Kombinationsregeln mit den charakteristischen Einwirkungen sowie den entsprechenden Kombinationsbeiwerten.

6.5.2.6 Begrenzung der Rissbreiten

Unter Berücksichtigung der NTC2008, wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die maximale Rissweite w_{kai} für die maßgebenden Einwirkungskombinationen, unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren und Minderungsfaktoren ψ laut Tabelle 17 nachgewiesen. Die zulässige Rissbreite für Normalbeton ohne besondere

6.5.2 Stati Limite Esercizio (SLE)

6.5.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

Nella verifica agli stati limite di esercizio devono essere considerate le azioni caratteristiche con le loro combinazioni.

6.5.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In Tabella 17 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 18.

6.5.2.3 Combinazioni delle azioni

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC 2008, con i relativi coefficienti di combinazione ψ .

6.5.2.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

Per la verifica agli stati limite di esercizio si devono considerare i valori caratteristici delle resistenze.

6.5.2.5 Calcolo delle deformazioni

Il calcolo delle deformazioni del sistema si esegue allo SLE in considerazione delle regole di combinazione con i carichi caratteristici e dei relativi coefficienti di combinazione.

6.5.2.6 Limitazione dello spessore delle fessure

In considerazione delle NTC2008, si controlla allo SLE lo spessore massimo delle fessure w_{kai} per le combinazioni di carico rilevanti, in considerazione dei fattori parziali di sicurezza e dei coefficienti di riduzione ψ secondo Tabella 17. La larghezza delle fessure ammessa per il cls normale senza

Stärkeanforderung oder bei Abdichtungsvorkommen wird auf $w_{kal} \leq 0,3$ mm begrenzt.

Bei besonderer Anforderung an Stärke der Betoninnenschale oder bei aggressiven oder sehr aggressiven Umgebungsbedingungen wird die maximale Rissweite auf $w_{kal} \leq 0,2$ mm begrenzt.

6.6 BAULICHE DURCHBILDUNG

6.6.1 Expositionsklasse und Mindestbetondeckung

Gemäß UNI 11104 und UNI EN 206-1:2006, wird bei Expositionsklasse XC3/XA1 die Anwendung von Beton der Festigkeitsklasse C30/37, hingegen bei Expositionsklasse XC4/XA2 Beton der Festigkeitsklasse C32/40 vorgesehen.

Die Berechnung der Mindestbetondeckung zur Gewährleistung der Bauwerklebensdauer >100 Jahren ist gemäß N.T.C. 2008 durchgeführt:

	XC3	XC4
Festigkeitsklasse	30/37	32/40
Umweltbedingungen	Normal	Aggressiv
C_{min} [mm]	20	30
Nutzbare Lebenszeit > 100 Jahre [mm]	+10	+10
Bauliche Toleranz [mm]	+10	+10

C_{nom} [mm]	40	50
----------------	----	----

Tabelle 19: Mindestbetondeckung

Zur Einheitlichkeit ist eine Betondeckung von 5 cm entlang der ganzen Entwicklung der Tunnels vorgesehen.

6.6.2 Mindestbewehrung

Im Fall einer bewehrten Innenschale, wird die Mindestbewehrung im NTC 2008, Punkt 4.1.6.1.1 bestimmt.

Die Querschnittsfläche der Längszugbewehrung darf nicht geringer sein als:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d$$

und jedenfalls nicht geringer als $0,0013 \times b \times xd$,

wobei:

- b = mittlere Breite der Zugzone;
- d = Nutzhöhe des Querschnitts;

particulari requisiti di spessore o in presenza di impermeabilizzazione è limitata a $w_{kal} \leq 0,3$ mm.

In caso di particolari requisiti di spessore del rivestimento interno o di condizioni ambientali aggressive o molto aggressive la larghezza massima è limitata a $w_{kal} \leq 0,2$ mm.

6.6 STRUTTURA COSTRUTTIVA

6.6.1 Classe di esposizione e copriferro minimo

In accordo alle UNI 11104 e alle UNI EN 206-1:2006, in classe di esposizione XC3/XA1 è previsto l'utilizzo di calcestruzzo C30/37 mentre in classe di esposizione XC4/XA2 è previsto l'utilizzo di calcestruzzo C32/40.

Il calcolo del copriferro minimo al fine di garantire una vita utile dell'opera >100anni è condotto in accordo alle N.T.C. 2008:

	XC3	XC4
Classe di resistenza	30/37	32/40
Cond. ambientali	Normali	Aggressive
C_{min} [mm]	20	30
Vita utile > 100anni [mm]	+10	+10
Tolleranza costruttiva [mm]	+10	+10

C_{nom} [mm]	40	50
----------------	----	----

Tabella 19: Copriferro minimo.

Per omogeneità si prevede un copriferro netto di 5 cm lungo tutto lo sviluppo delle gallerie.

6.6.2 Armatura minima

In caso il rivestimento necessiti di armatura il quantitativo minimo di armatura da inserire viene definito al punto 4.1.6.1.1 delle NTC 2008.

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a:

e comunque non minore di $0,0013 \times b \times xd$,

dove:

- b rappresenta la larghezza media della zona tesa;
- d è l'altezza utile della sezione;

- f_{ctm} = Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons;
- f_{yk} = charakteristische Wert der Streckengrenze des Betonstahls.

- f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo;
- f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

6.7 ERGEBNISSE

Das Berechnungsmodell mit der Gebirgslast aus den Bruchkörperanalysen konvergiert unbewehrt in der Kappe, zeigt aber die Bildung 2 plastische Scharniere auf: eine auf Höhe des Druckpeaks des Blocks und eine auf dem rechten Widerlager. Dieses plastische Scharnier ermöglicht auf jeden Fall die Gewährleistung der Strukturstatik und ihre langzeitliche Funktionsfähigkeit.

Das Modell mit der Gebirgslast aus der FDM konvergiert mit Bildung einer plastischen Zone in der Kappe.

Die Berechnungen in Anhang 4 zeigen, dass die Schalen der Ausbruchquerschnitte CT1-T3 keine Bewehrung in der Kappe und den Widerständen benötigen, sie aber bei den Tunnelbogenaufsätzen und der Sohlplatte erfordern. Diese Bewehrung wird aus \varnothing 12mm, Abstand 15cm, mit \varnothing 10mm Verteilungsabstand 30cm bestehen. Eine Schubbewehrung ist nicht erforderlich.

Der Einfall von Sohlplatte und Tunnelbogenaufsätze ist von 55kg/m^3 .

Die erhaltenen Ergebnisse für den Ausbruchquerschnitt in Klasse III sind auch für die Bedingungen der Ausbruchquerschnitte in Klasse 2 und Rb repräsentativ.

6.7 RISULTATI

Il modello di calcolo con il carico dell'ammasso derivante dall'analisi a blocchi converge senza armatura in calotta, ma mostra la formazione di 2 cerniere plastiche: una in corrispondenza del picco di pressione del blocco ed una sul piedritto destro. Tali cerniere plastiche consentono comunque di garantire la statica della struttura e la sua funzionalità nel tempo.

Il modello con il carico dell'ammasso derivante dall'analisi FDM converge senza la formazione di cerniere plastiche.

Le analisi riportate in Appendice 4 mostrano che i rivestimenti delle sezioni CT1-T3 non necessitano di armatura in calotta e nei piedritti mentre richiedono un'armatura in corrispondenza delle murette e della platea di fondazione. Tale armatura sarà costituita da \varnothing 12mm a passo 15cm, con \varnothing 10mm a passo 30cm di ripartizione. Non è richiesta armatura a taglio.

L'incidenza della platea e delle murette è di 55kg/m^3 .

I risultati ottenuti per la sezione in classe terza sono rappresentativi delle condizioni anche delle sezioni in classe 2 e Rb.

7 VERZEICHNISSE

7.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Synoptische Tafel der Stollen CT1-CT2a	6
Tabelle 2: Geomechanische homogene Zonen	10
Tabelle 3 Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone und probabilistische Verteilung der unterschiedlichen Klassen	11
Tabelle 4: typische Parameter der Gebirges in den unterschiedlichen Zonen und Klassen	12
Tabelle 5: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA1	12
Tabelle 6: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA2....	12
Tabelle 7: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA3....	13
Tabelle 8: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA4....	13
Tabelle 9: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA5....	13
Tabelle 10: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA6..	13
Tabelle 11: vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [26] [27]; c_f = Ortsbrustkonvergenz; F_{pf} = Umfang des plastischen Streifens an der Ortsbrust; $R_{scavo} = r_{eq}$ = entsprechender Ausbruchsradius.	15
Tabelle 12: Zusammenfassung der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens	16
Tabelle 13: Eigenschaften der Außenschale CT1-T3.....	22
Tabelle 14: Nietungen-Input.....	24
Tabelle 15: Teilsicherheitsfaktoren Ortsbrustnachweis	26
Tabelle 16: Temperatureinwirkung.....	30
Tabelle 17: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen)	32
Tabelle 18: Kombinationsbeiwerte	32
Tabelle 19: Mindestbetondeckung	36

7.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Qualitative Darstellung der Gebirgseinwirkung auf die Schale bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten 17

7 ELENCHI

7.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Quadro sinottico dei cunicoli CT1-CT2a.....	6
Tabella 2: Zone geomeccaniche omogenee	10
Tabella 3: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea e distribuzione probabilistica delle diverse classi	11
Tabella 4: Parametri caratteristici dell'ammasso nelle diverse zone e classi	12
Tabella 5: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA1	12
Tabella 6: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA2	12
Tabella 7: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA3	13
Tabella 8: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA4	13
Tabella 9: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA5	13
Tabella 10: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA6	13
Tabella 11: Criteri di stabilità proposti in[26] [27]; c_f = convergenza al fronte; F_{pf} = estensione della fascia plastica al fronte; $R_{scavo} = r_{eq}$ = raggio equivalente di scavo.	15
Tabella 12: Sintesi dei risultati delle linee caratteristiche ...	16
Tabella 13: Caratteristiche rivestimenti di prima fase CT1-T3	22
Tabella 14: Input delle chiodature	24
Tabella 15: Fattori parziali di sicurezza per la verifica di stabilità del fronte di scavo	26
Tabella 16: Variazione termica.....	30
Tabella 17: Combinazioni di carico (in rosa le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE)	32
Tabella 18: Coefficienti di combinazione	32
Tabella 19: Copriferro minimo.....	36

7.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Rappresentazione qualitativa degli effetti dell'ammasso sul rivestimento, in caso di ammasso altamente fratturato..... 17

Abbildung 2: qualitative Darstellung der größeren Blocks (homogene Strecke GB-G-GA2)	19
Abbildung 3: Kraft-Verformungsverhalten der Cable-Elemente	23
Abbildung 4: Konzeptdarstellung des Schubverhaltens des Mörtelrings rund um den Anker	23
Abbildung 5: Schnittstellenverhalten	23
Abbildung 6: TKA an der Ortsbrust und bei Einsetzung der Nietungen	25
Abbildung 7: Schematisierung der Schnittstelle	28

Figura 2: Rappresentazione qualitativa del blocco di dimensioni maggiori (tratta omogenea GB-G-GA2)	19
Figura 3: Comportamento sforzo-deformazione degli elementi cable	23
Figura 4: Rappresentazione concettuale del comportamento a taglio dell'anello malta intorno all'ancoraggio.	23
Figura 5: Comportamento dell'interfaccia.....	23
Figura 6: FFS al fronte e all'installazione delle chiodature .	25
Figura 7: Schematizzazione dell'interfaccia	28

7.3 ANLAGENVERZEICHNIS

- ANHANG 1 - KENNLINIEN
- ANHANG 2 - BRUCHKÖRPERANALYSE
- ANHANG 3 - FDM-ANALYSE
- ANHANG 4 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

7.4 REFERENZDOKUMENTE

7.4.1 Eingangsdokumente

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke - Technischer Bericht - Allgemeiner geomechanischer Bericht
- [2] 02_H61_GD_090_GTB_D0700_21001 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanischer Detailbericht
- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21002 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Oströhre (Blatt 1/7)
- [4] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Oströhre (Blatt 2/7)
- [5] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21004 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Oströhre (Blatt 3/7)
- [6] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21005 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Oströhre (Blatt 4/7)

7.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - LINEE CARATTERISTICHE
- APPENDICE 2 - ANALISI DEI BLOCCHI
- APPENDICE 3 - ANALISI FDM
- APPENDICE 4 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

7.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

7.4.1 Documenti in ingresso

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali - Relazione tecnica - Relazione geomeccanica generale
- [2] 02_H61_GD_090_GTB_D0700_21001 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Relazione geomeccanica di dettaglio
- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21002 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Est (Tav. 1/7)
- [4] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Est (Tav. 2/7)
- [5] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21004 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Est (Tav. 3/7)

- [7] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21006 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Weströhre (Blatt 1/7)
- [8] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21007 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Weströhre (Blatt 2/7)
- [9] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21008 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Weströhre (Blatt 3/7)
- [10] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21009 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Weströhre (Blatt 4/7)
- [11] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 – Gesamtbauwerke – Sicherheit gegen Feuereinwirkung

7.4.2 Normen und Richtlinien

- [12] Technische Konstruktionsnormen 2008 – NTC 2008;
- [13] Leitfaden N.617, Vorgehensweise zur Anwendung der "Neue technische Konstruktionsnormen", laut MD 14.Januar 2008
- [14] DM 28/10/2005 Sicherheit für Bahntunnel
- [15] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Grundlage für Konstruktion und Dokumentation zur nationalen Umsetzung ;
- [16] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [17] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Planung von für Stahlbetonbauwerke und Dokumente zur nationalen Umsetzung;
- [18] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Geotechnik und Dokumente zur nationalen Umsetzung

- [6] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21005 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Est (Tav. 4/7)
- [7] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21006 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Ovest (Tav. 1/7)
- [8] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21007 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Est (Tav. 2/7)
- [9] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21008 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Est (Tav. 3/7)
- [10] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21009 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Est (Tav. 4/7)
- [11] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali - Sicurezza nei riguardi dell'esposizione al fuoco

7.4.2 Normative e Linee Guida

- [12] Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 – NTC 2008;
- [13] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [14] DM 28/10/2005 , Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.
- [15] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Basi per la progettazione strutturale e documento di applicazione nazionale3
- [16] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [17] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale
- [18] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica e documento di applicazione nazionale

- [19] UNI EN 1992-1-2:2005 „Planung von Stahlbetonbauwerke Teil 1-2: Allgemeinregelung – Brandschutz Strukturplanung“
- [20] UNI 11076: vom 1. Juli 2003, "Testmodalitäten zur Bewertung des Benehmens der an den Decken von Untertagebauten angebrachten Schutzmaßnahmen in Brandfall".
- [21] D.M. 16.02.2007 "Feuerwiderstandsklassifizierung von Erzeugnisse und Bauelemente für Bauwerke"
- [22] UNI 11104:2004
- [23] UNI EN 206-1:2006

- [19] UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"
- [20] UNI 11076 del 1 luglio 2003, "Modalità di prova per la valutazione del comportamento di protettivi applicati a soffitti di opere sotterranee, in condizioni di incendi".
- [21] D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"
- [22] UNI 11104:2004
- [23] UNI EN 206-1:2006

7.4.3 Bibliografie

- [24] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.
- [25] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method", Eurock '96, pagg. 855-860.
- [26] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [27] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [28] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002
- [29] UNWEDGE-rocsience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [30] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design
- [31] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [32] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993
- [33] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter Innenschalen, Bautechnik 67, 1990

7.4.3 Bibliografia

- [24] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.
- [25] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method", Eurock '96, pagg. 855-860.
- [26] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [27] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [28] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002
- [29] UNWEDGE-rocsience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [30] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design
- [31] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [32] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993
- [33] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter Innenschalen, Bautechnik 67, 1990

ANHANG 1 - KENNLINIEN

Aufgezeigt werden in Folge die Kurven:

- Radialer Druck – Konvergenz.
- Konvergenz – Ortsbrustabstand.
- Radialer Druck – Ausdehnung der plastischen Zone über den Ausbruchprofil hinaus.
- Ortsbrustabstand – Ausdehnung der plastischen Zone über den Ausbruchprofil hinaus.
- Ortsbrustabstand – Trägheitskräfte der Ausbruchs

Für die gravierende Strecke in Klasse III (Strecke 28).

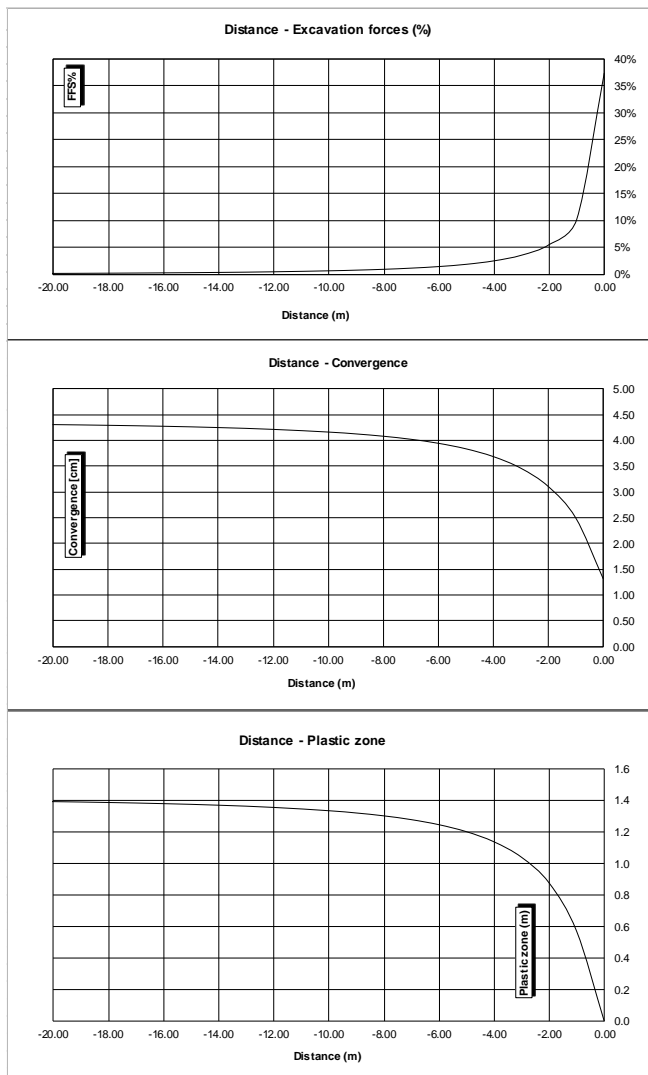


Abbildung 1: Zone 28 (GB-G-GA3) - Klasse III

APPENDICE 1 - LINEE CARATTERISTICHE

Di seguito sono riportate le curve:

- Pressione Radiale – Convergenza.
- Convergenza – Distanza dal Fronte.
- Pressione Radiale – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo.
- Distanza dal fronte – Estensione della Fascia Plastica oltre il profilo di scavo.
- Distanza dal Fronte – Forze Fittizie di Scavo

Per la tratta più gravosa in classe III (tratta 28).

8 - LC GSI = 46, H = 1320m, C0 = 117.5MPa, mi = 22, Ei = 26450GPa

INPUT DATA		RESULTS	
Weight [N/mc]	26700	At final equilibrium	
Overburden [m]	1320	Total convergence [cm]	4.4
Excavation radius [m]	2.90	Convergence after excavation [cm]	3.1
		Plastic zone thickness [m]	1.4
Peak internal friction angle [°]	41.07	Equilibrium at excavation face	
Post peak internal friction angle [°]	34.47	Convergence [cm]	1.3
Peak cohesion [Pa]	4706007	1 - (deconfinement ratio) [%]	37.4%
Post peak cohesion [Pa]	3212179		
Deformation modulus [Pa]	6.32E+09		
Poisson's ratio [-]	0.3		
Dilation angle [°]	5.13		

c(face) / Radius	0.45 [%]
c(total) / Radius	1.51 [%]
c(after excav.) / Radius	1.06 [%]
Pl.thick. (face)/Radius	0.0 [%]
Pl.thick. (total)/Radius	48.9 [%]

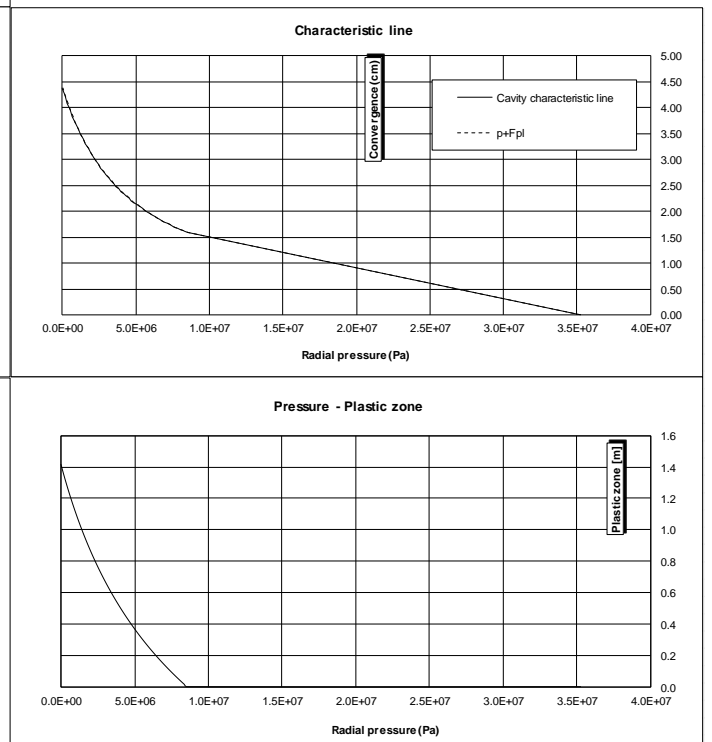


Illustrazione 1: Zona 28 (GB-G-GA3) - Classe III

ANHANG 2 - BRUCHKÖRPERANALYSE

APPENDICE 2 - ANALISI DEI BLOCCHI

Anhang 2 zeigt die Ergebnisse der Bruchkörperanalyse die mit dem Berechnungsprogramm UNWEDGE 3.0 ausgeführt wurden. Die Tabellen zeigen den Mindestsicherheitsfaktor jeder Unstetigkeits-Dreiergruppe, welche die einzelnen homogenen Strecken charakterisiert; hingegen sind nur die Ergebnisse der gravierendsten Unstetigkeits-Dreiergruppen in graphischer Form dargestellt.

L'appendice 2 riporta i risultati delle analisi a blocchi condotte con il programma di calcolo UNWEDGE 3.0. Nelle tabelle è riportato il fattore di sicurezza minimo per ciascuna terna di discontinuità caratterizzanti le singole tratte omogenee mentre in forma grafica sono riportati solo i risultati della terna di discontinuità più gravosa.

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	3	4	0.000	0.007	1.56
2	2	3	4	0.000	0.000	
3	1	2	4	11.941	0.002	
4	1	2	3	13.571	0.067	

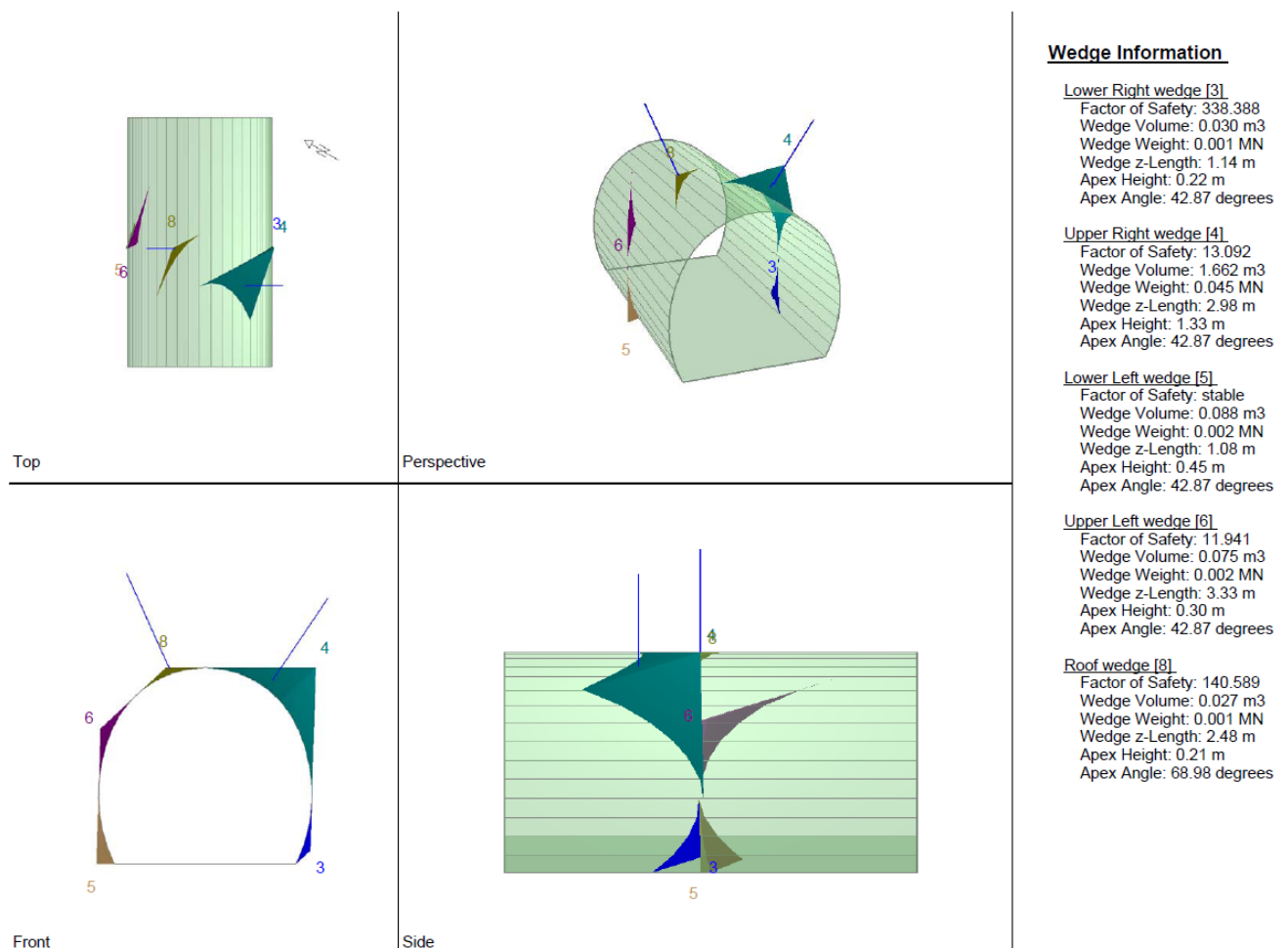
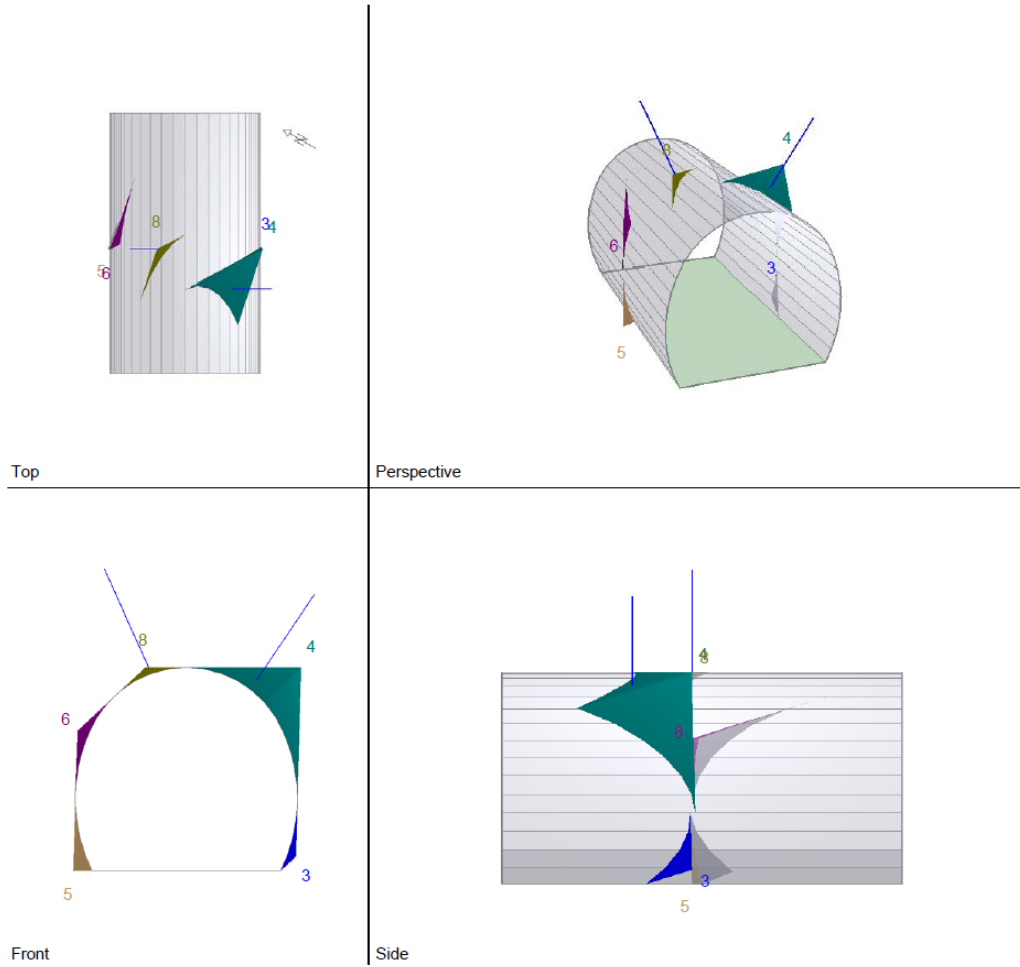


Abbildung 2: Ausbruchquerschnitt CT1-T2- Zone 31 (GB-G-GA6) - L1 - Komb3

Illustrazione 2: Sezione CT1-T2- Zona 31 (GB-G-GA6) - L1 - Comb3

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	19.016	0.067	1.56
2	1	2	4	37.449	0.045	
3	2	3	4	56.992	0.040	
4	1	3	4	96.136	0.012	



Wedge Information

Lower Right wedge [3]
 Factor of Safety: 2133.501
 Wedge Volume: 0.030 m3
 Wedge Weight: 0.001 MN
 Wedge z-Length: 1.14 m
 Apex Height: 0.22 m
 Apex Angle: 42.87 degrees

Upper Right wedge [4]
 Factor of Safety: 37.449
 Wedge Volume: 1.662 m3
 Wedge Weight: 0.045 MN
 Wedge z-Length: 2.98 m
 Apex Height: 1.33 m
 Apex Angle: 42.87 degrees

Lower Left wedge [5]
 Factor of Safety: stable
 Wedge Volume: 0.088 m3
 Wedge Weight: 0.002 MN
 Wedge z-Length: 1.08 m
 Apex Height: 0.45 m
 Apex Angle: 42.87 degrees

Upper Left wedge [6]
 Factor of Safety: 215.017
 Wedge Volume: 0.075 m3
 Wedge Weight: 0.002 MN
 Wedge z-Length: 3.33 m
 Apex Height: 0.30 m
 Apex Angle: 42.87 degrees

Roof wedge [8]
 Factor of Safety: 888.825
 Wedge Volume: 0.027 m3
 Wedge Weight: 0.001 MN
 Wedge z-Length: 2.48 m
 Apex Height: 0.21 m
 Apex Angle: 68.98 degrees

Abbildung 3: Ausbruchquerschnitt CT1-T2- Zone 31 (GB-G-GA6) - L2 - Komb2

Illustrazione 3: Sezione CT1-T2- Zona 31 (GB-G-GA6) - L2 - Comb2

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety ()	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	2	3	4	8.573	0.019	0.76
2	1	3	4	8.573	0.026	
3	1	2	3	137.450	0.001	
4	1	2	4	137.450	0.001	

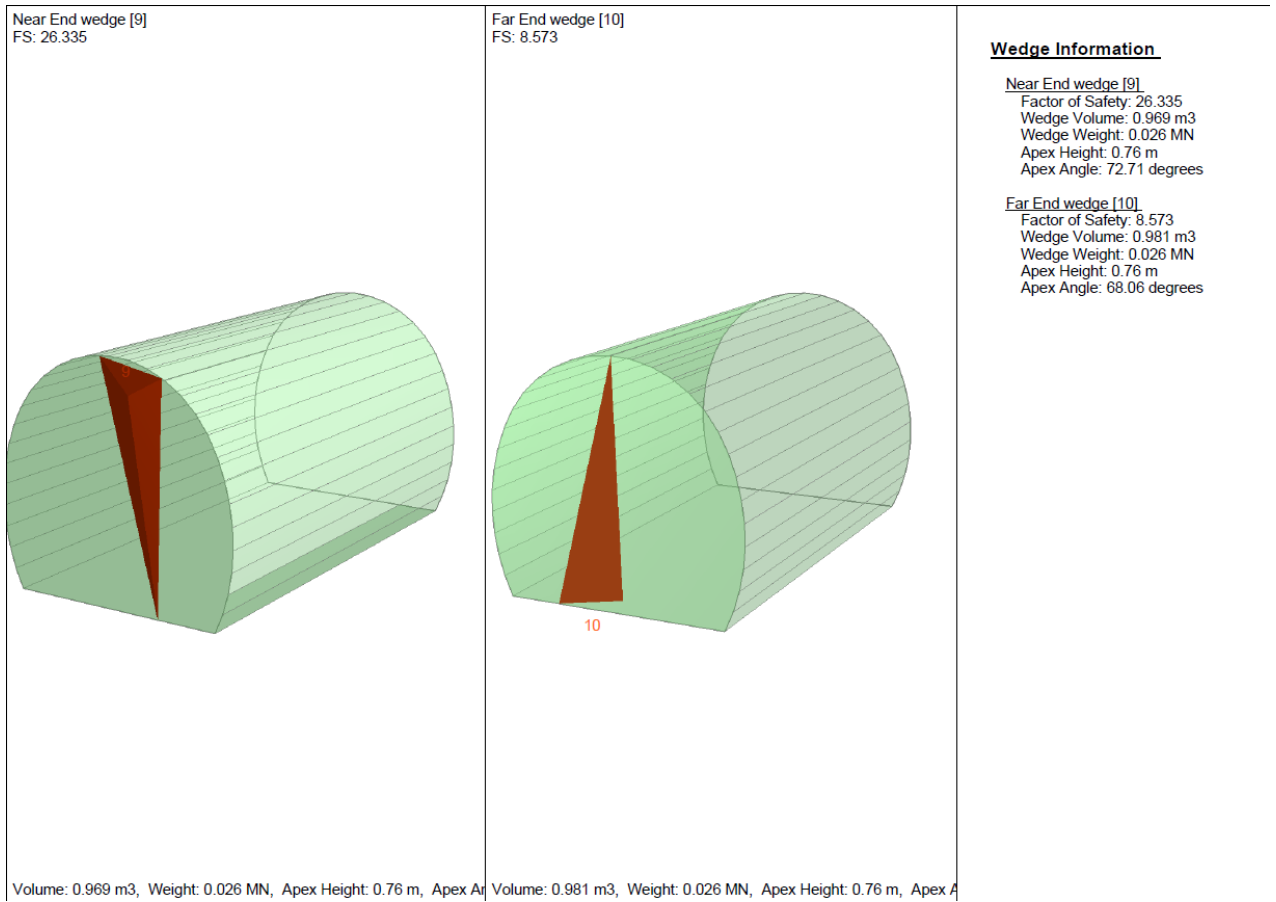


Abbildung 4: Ausbruchquerschnitt CT1-T2- Zone 31 (GB-G-GA6) - Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 4: Sezione CT1-T2- Zona 31 (GB-G-GA6) - Analisi di stabilità del fronte scavo.

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	3	4	0.000	0.001	0.56
2	2	3	4	0.000	0.000	
3	1	2	4	5.565	0.008	
4	1	2	3	16.322	0.003	

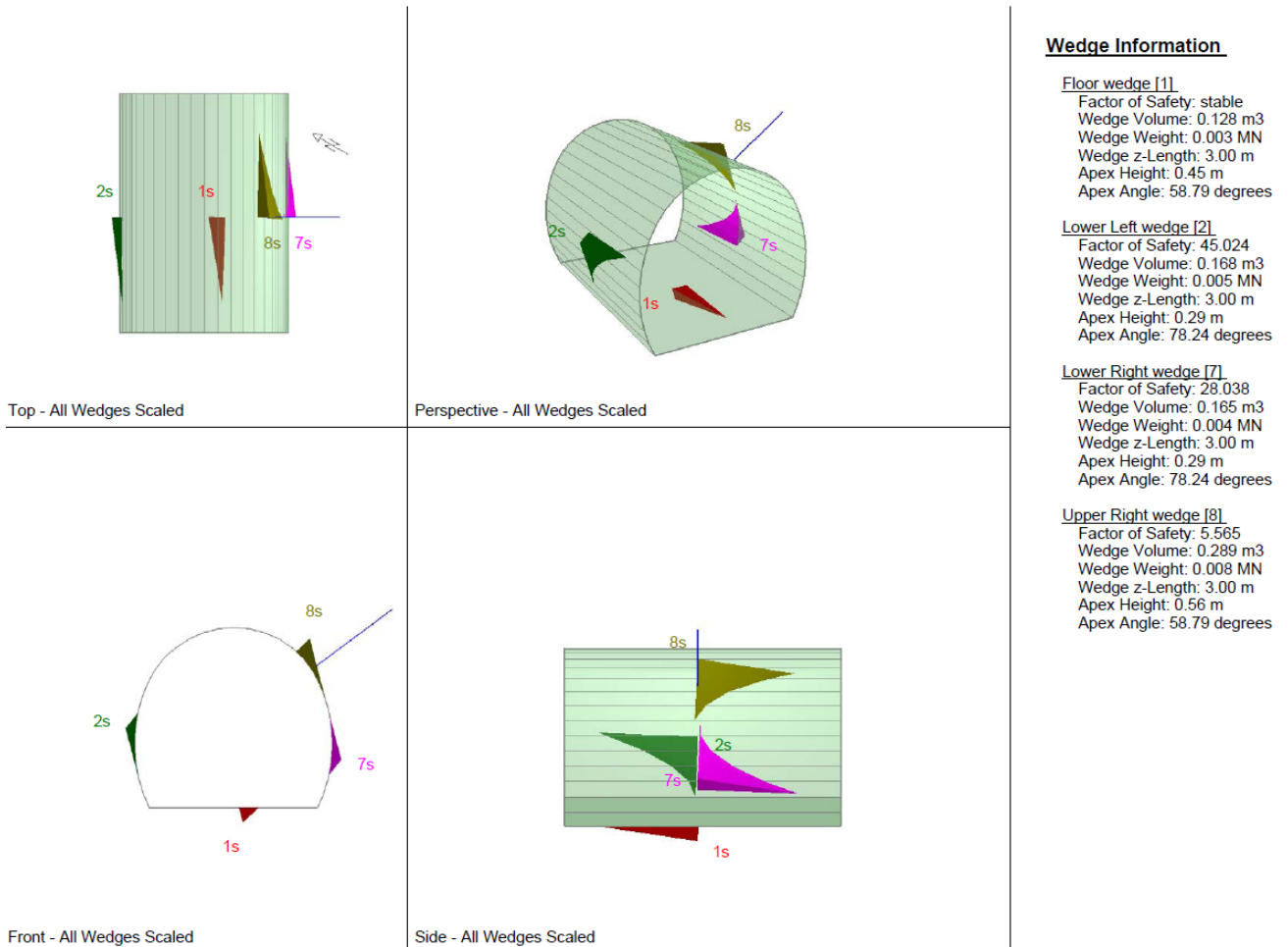


Abbildung 5: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 26 (GB-G-GA1) - L1 - Komb3

Illustrazione 5: Sezione CT1-T3- Zona 26 (GB-G-GA1) - L1 - Comb3

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	4	14.249	0.160	1.83
2	1	2	3	22.834	0.213	
3	2	3	4	118.061	0.033	
4	1	3	4	236.595	0.016	

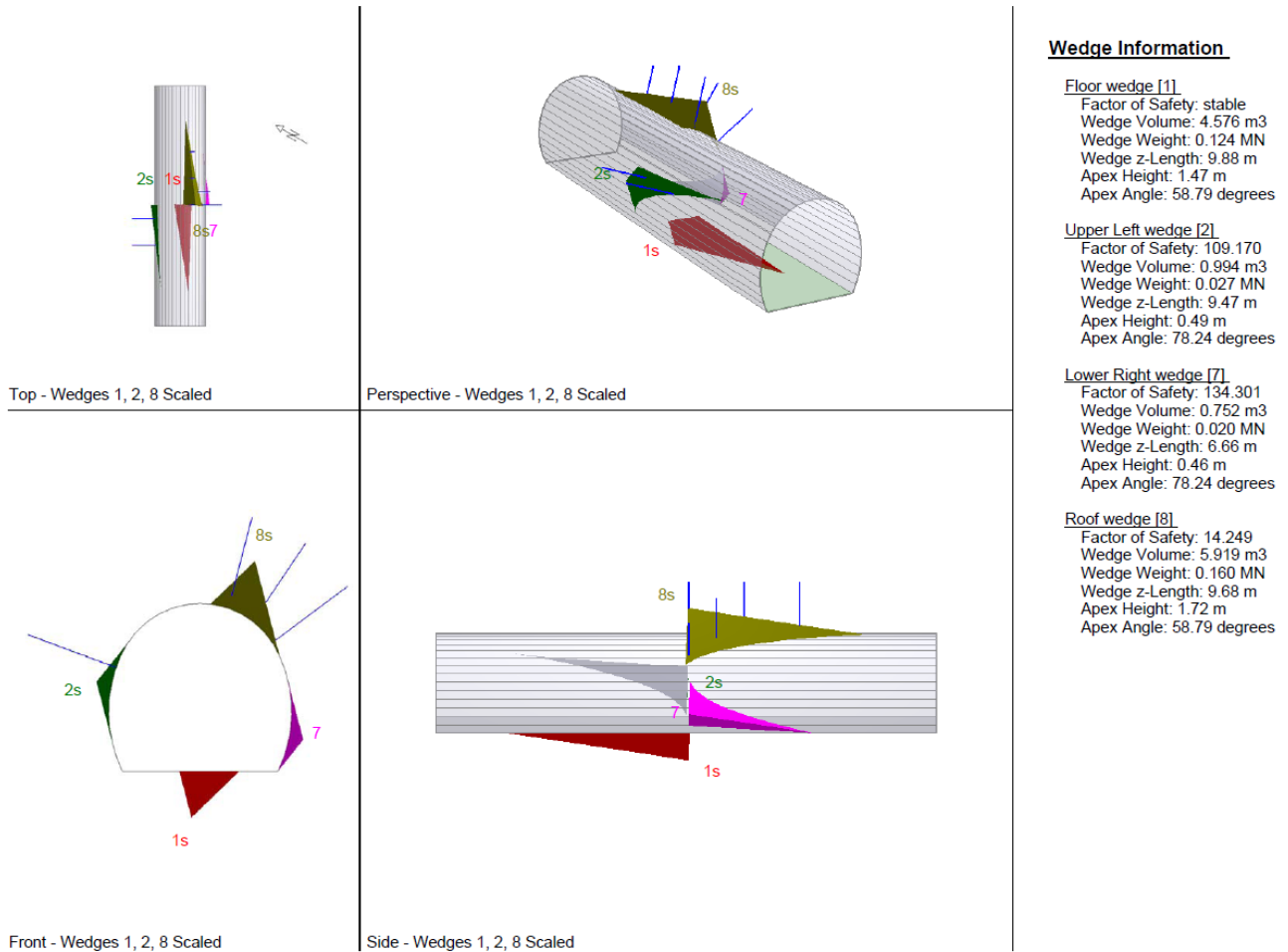
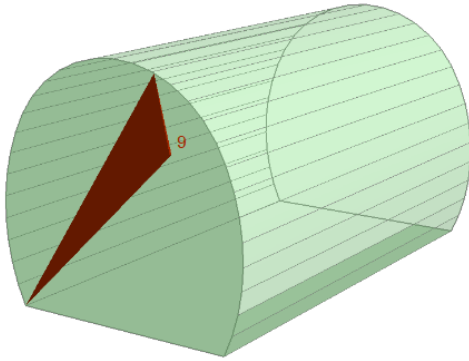


Abbildung 6: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 26 (GB-G-GA1) - L2 - Komb1

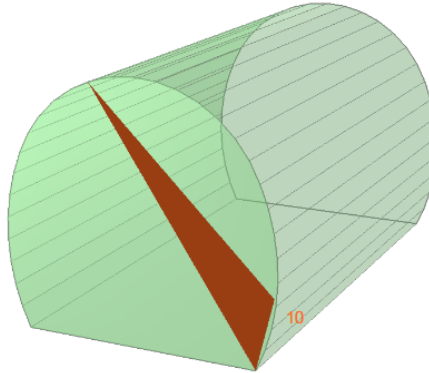
Illustrazione 6: Sezione CT1-T3- Zona 26 (GB-G-GA1) - L2 - Comb1

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety ()	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	4	15.115	0.002	0.07
2	2	3	4	16.559	0.003	
3	1	2	3	63.832	0.019	
4	1	3	4	93.328	0.226	

Near End wedge [9]
FS: 15.115



Far End wedge [10]
FS: 197.869



Wedge Information

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 15.115
Wedge Volume: 0.083 m3
Wedge Weight: 0.002 MN
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 3.49 m2
Apex Height: 0.07 m
Apex Angle: 58.79 degrees

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 197.869
Wedge Volume: 0.083 m3
Wedge Weight: 0.002 MN
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 3.49 m2
Apex Height: 0.07 m
Apex Angle: 78.24 degrees

Volume: 0.083 m3, Weight: 0.002 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation Face Area: 3.49 m2, Apex Height: 0.07 m, Apex Angle: 58.79 degrees

Abbildung 7: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 27 (GB-G-GA1) - Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 7: Sezione CT1-T3- Zona 27 (GB-G-GA1) - Analisi di Stabilità del fronte scavo.

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	4	0.000	0.003	1.34
2	2	3	4	0.000	0.000	
3	1	3	4	0.000	0.000	
4	1	2	3	10.512	0.011	

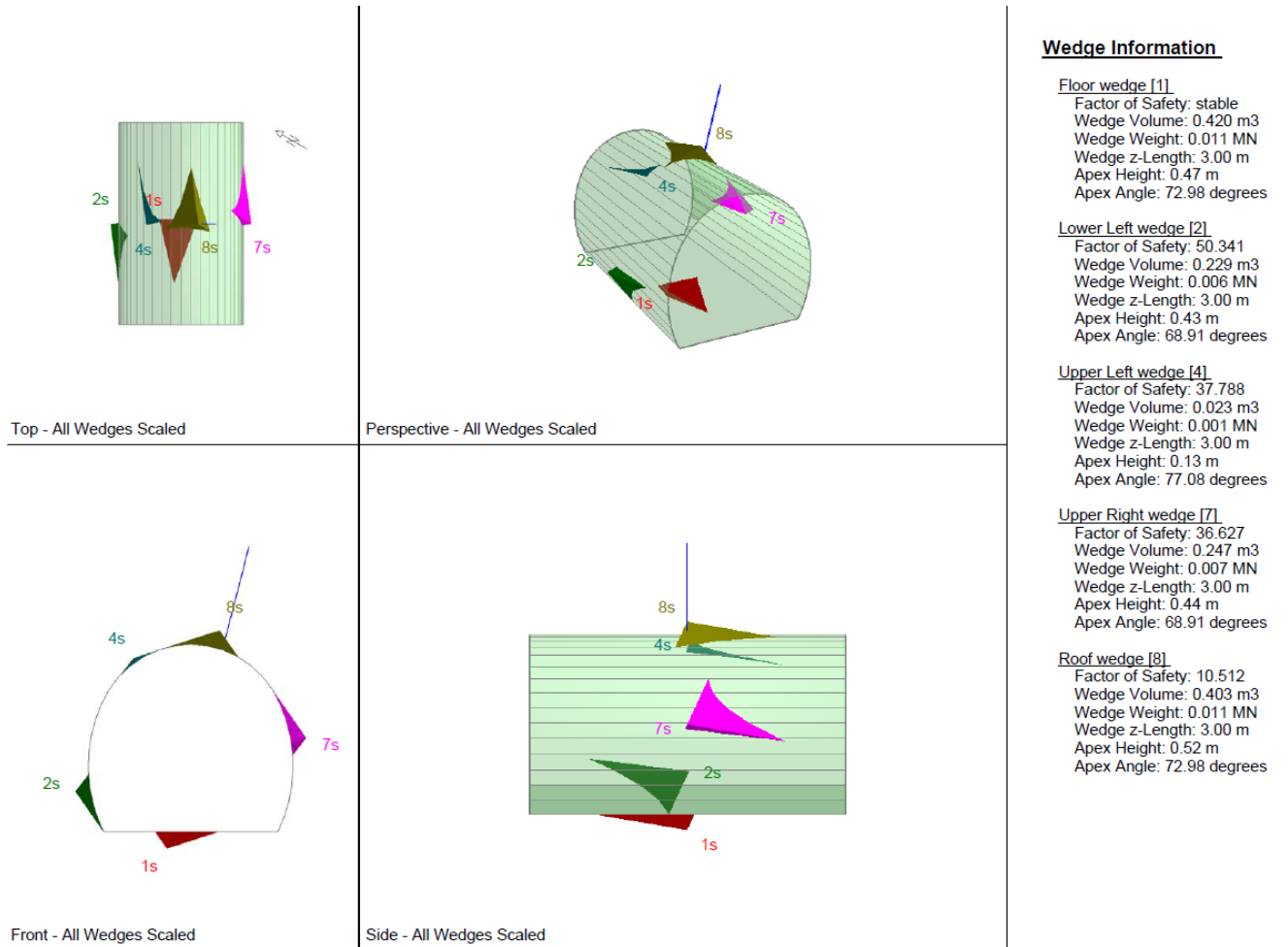


Abbildung 8: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 27 (GB-G-GA2) - L1 - Komb4

Illustrazione 8: Sezione CT1-T3- Zona 27 (GB-G-GA2) - L1 - Comb4

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	2	3	4	15.686	0.312	2.7
2	1	2	3	49.998	0.023	
3	1	2	4	67.046	0.024	
4	1	3	4	200.204	0.029	

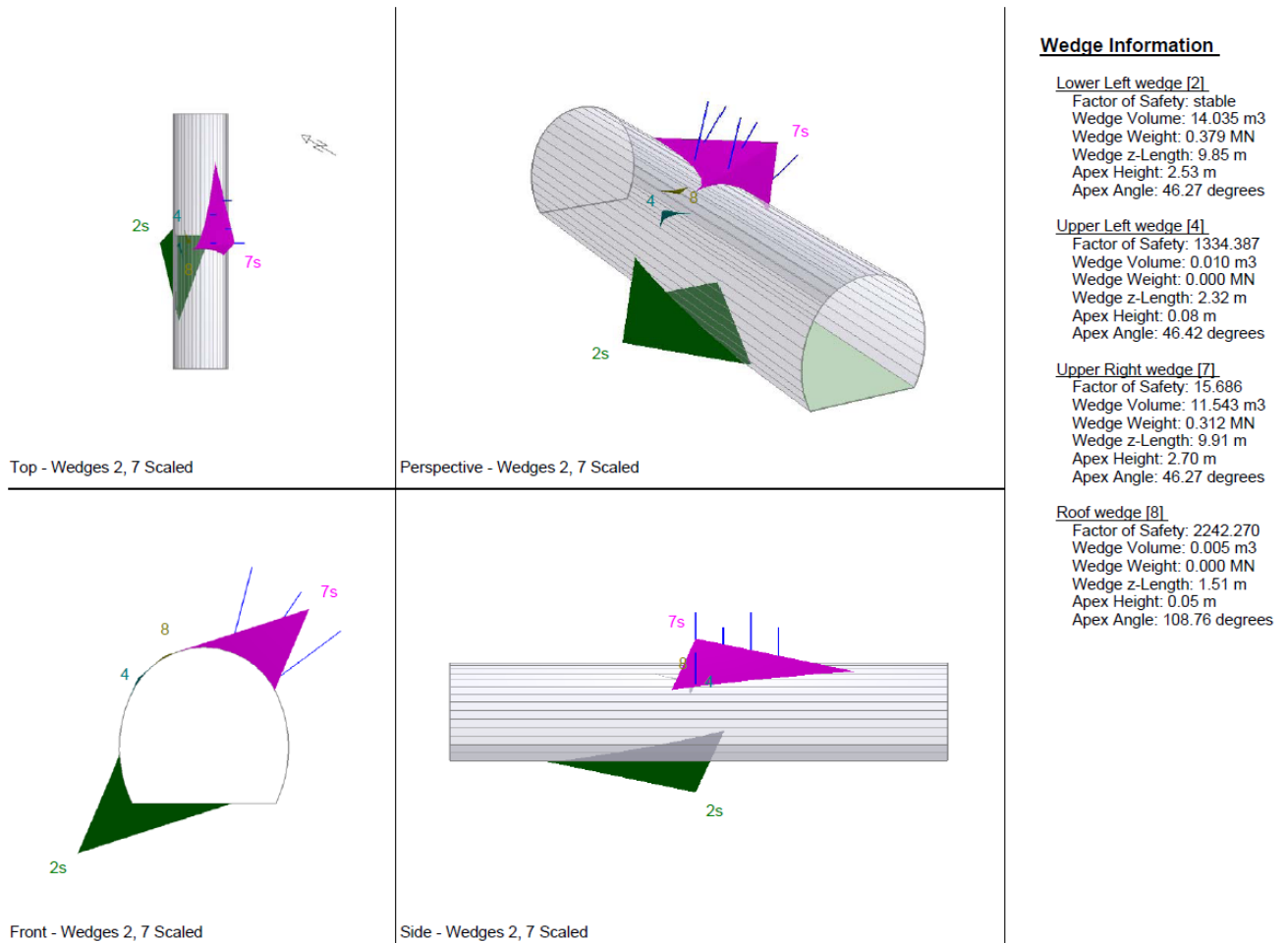
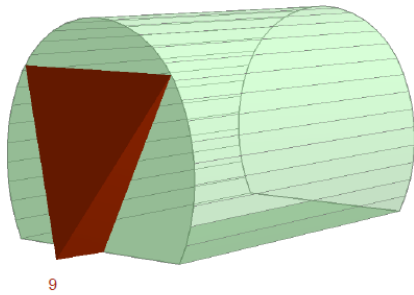


Abbildung 9: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 27 (GB-G-GA2) - L2 - Komb1

Illustrazione 9: Sezione CT1-T3- Zona 27 (GB-G-GA2) - L2 - Comb1

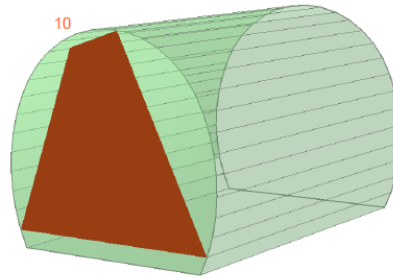
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety ()	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	4	7.374	0.255	2.19
2	1	2	3	21.287	0.031	
3	2	3	4	23.712	0.033	
4	1	3	4	162.517	0.045	

Near End wedge [9]
FS: 97.667



Volume: 5.769 m3, Weight: 0.156 MN, Apex Height: 1.86 m, Apex A

Far End wedge [10]
FS: 7.374



Volume: 9.462 m3, Weight: 0.255 MN, Apex Height: 2.19 m, Apex A

Wedge Information

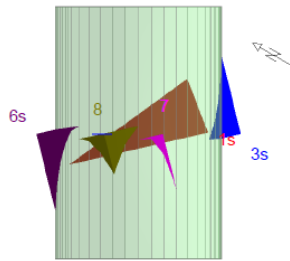
Near End wedge [9]
Factor of Safety: 97.667
Wedge Volume: 5.769 m3
Wedge Weight: 0.156 MN
Apex Height: 1.86 m
Apex Angle: 50.15 degrees

Far End wedge [10]
Factor of Safety: 7.374
Wedge Volume: 9.462 m3
Wedge Weight: 0.255 MN
Apex Height: 2.19 m
Apex Angle: 50.15 degrees

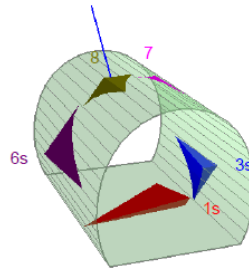
Abbildung 10: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 27 (GB-G-GA2) - Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 10: Sezione CT1-T3- Zona 27 (GB-G-GA2) - Analisi di stabilità del fronte scavo.

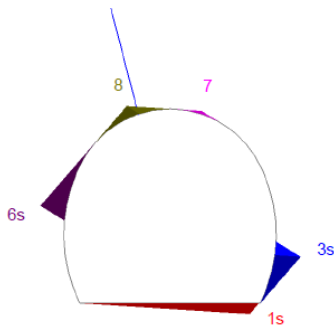
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	4	0.000	0.003	2.7
2	1	2	3	0.000	0.000	
3	1	3	4	0.000	0.000	
4	2	3	4	34.196	0.003	



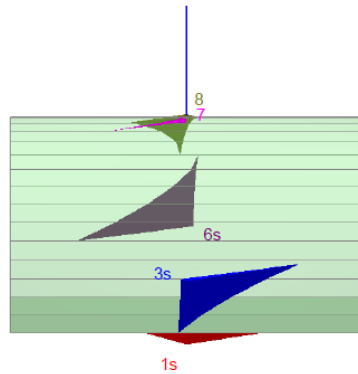
Top - Wedges 1, 3, 6 Scaled



Perspective - Wedges 1, 3, 6 Scaled



Front - Wedges 1, 3, 6 Scaled



Side - Wedges 1, 3, 6 Scaled

Wedge Information

Floor wedge [1]

Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 0.481 m³
Wedge Weight: 0.013 MN
Wedge z-Length: 3.00 m
Apex Height: 0.29 m
Apex Angle: 51.86 degrees

Lower Right wedge [3]

Factor of Safety: 39.411
Wedge Volume: 0.386 m³
Wedge Weight: 0.010 MN
Wedge z-Length: 3.00 m
Apex Height: 0.71 m
Apex Angle: 51.67 degrees

Upper Left wedge [6]

Factor of Safety: 74.780
Wedge Volume: 0.412 m³
Wedge Weight: 0.011 MN
Wedge z-Length: 3.00 m
Apex Height: 0.71 m
Apex Angle: 51.67 degrees

Roof wedge [7]

Factor of Safety: 65.452
Wedge Volume: 0.007 m³
Wedge Weight: 0.000 MN
Wedge z-Length: 1.93 m
Apex Height: 0.09 m
Apex Angle: 51.67 degrees

Roof wedge [8]

Factor of Safety: 34.196
Wedge Volume: 0.124 m³
Wedge Weight: 0.003 MN
Wedge z-Length: 1.69 m
Apex Height: 0.32 m
Apex Angle: 51.86 degrees

Abbildung 11: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 28 (GB-G-GA3) - L1 - Komb4

Illustrazione 11: Sezione CT1-T3- Zona 28 (GB-G-GA3) - L1 - Comb4

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	18.798	0.185	2.7
2	2	3	4	42.019	0.133	
3	1	2	4	128.796	0.010	
4	1	3	4	267.725	0.025	

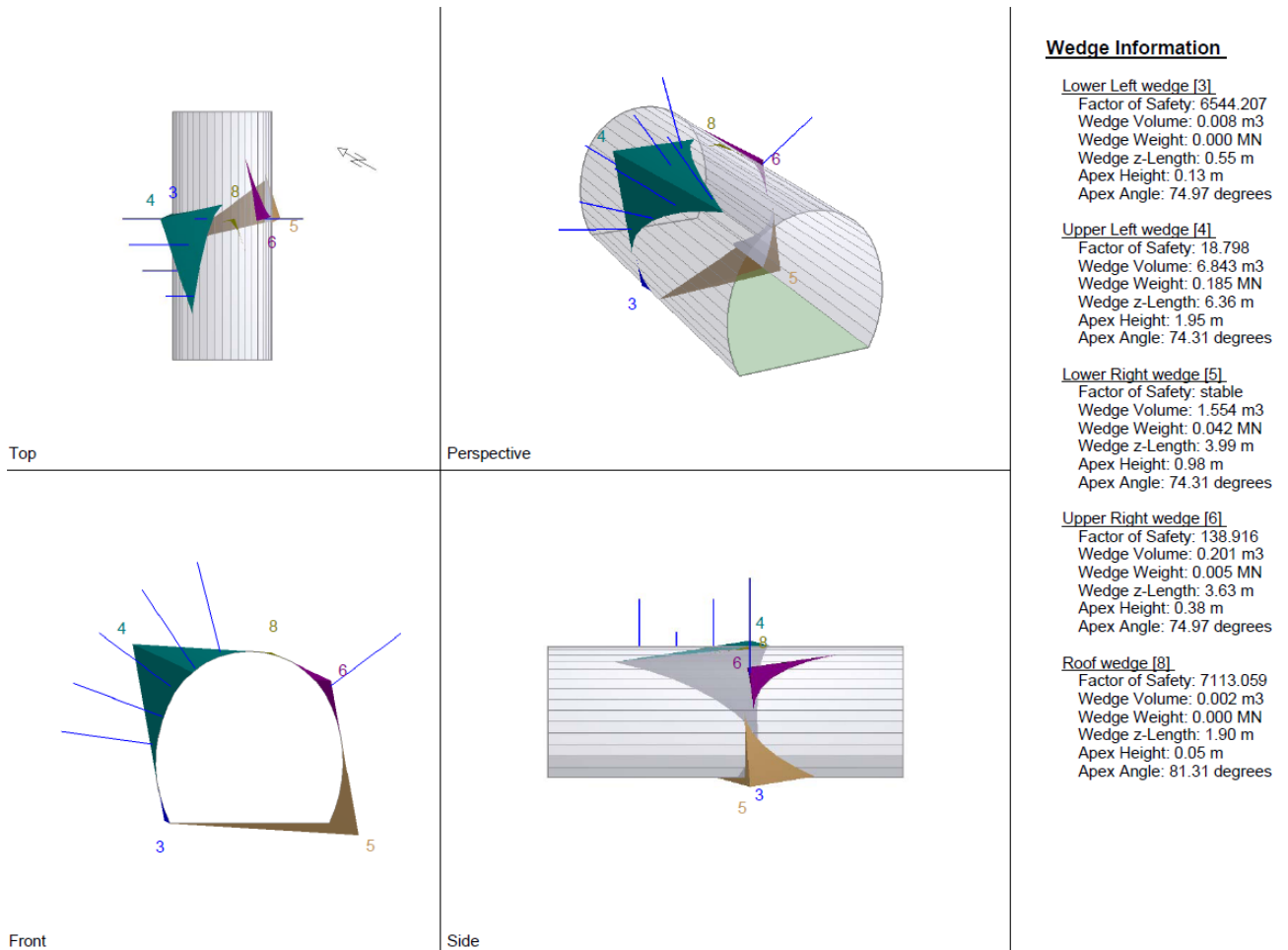
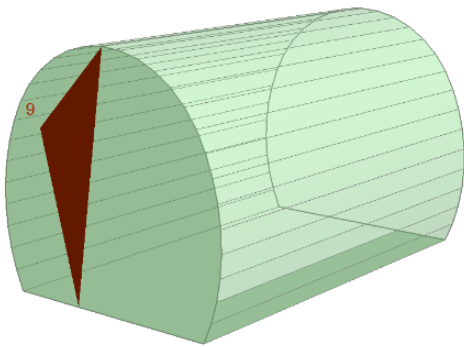


Abbildung 12: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 28 (GB-G-GA3) - L2 - Komb1

Illustrazione 12: Sezione CT1-T3- Zona 28 (GB-G-GA3) - L2 - Comb1

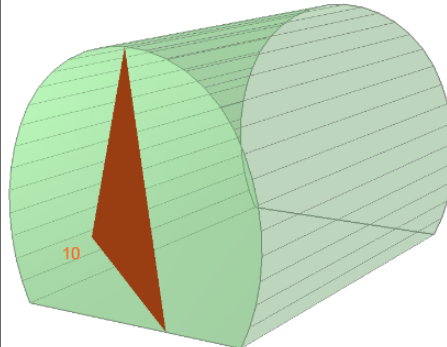
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety ()	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	4	6.534	0.009	0.28
2	2	3	4	7.134	0.058	
3	1	2	3	40.360	0.017	
4	1	3	4	221.147	0.031	

Near End wedge [9]
FS: 54.006



Volume: 0.324 m3, Weight: 0.009 MN, Apex Height: 0.28 m, Apex Angle: 95.04 degrees

Far End wedge [10]
FS: 6.534



Volume: 0.324 m3, Weight: 0.009 MN, Apex Height: 0.28 m, Apex Angle: 95.04 degrees

Wedge Information

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 54.006
Wedge Volume: 0.324 m3
Wedge Weight: 0.009 MN
Apex Height: 0.28 m
Apex Angle: 95.04 degrees

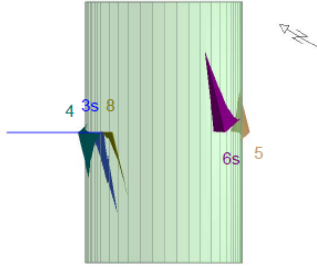
Far End wedge [10]

Factor of Safety: 6.534
Wedge Volume: 0.324 m3
Wedge Weight: 0.009 MN
Apex Height: 0.28 m
Apex Angle: 95.04 degrees

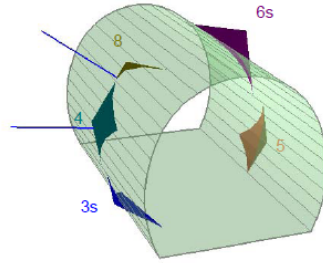
Abbildung 13: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 28 (GB-G-GA3) - Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 13: Sezione CT1-T3- Zona 28 (GB-G-GA3) - Analisi di stabilità del fronte scavo

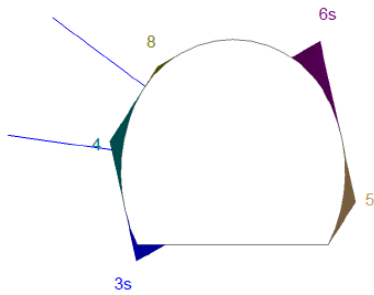
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	5.472	0.012	0.78



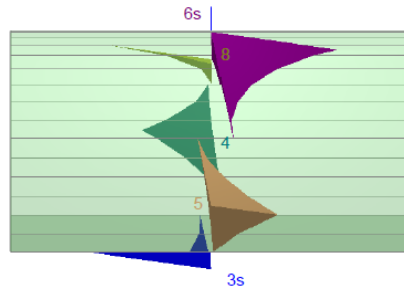
Top - Wedges 3, 6 Scaled



Perspective - Wedges 3, 6 Scaled



Front - Wedges 3, 6 Scaled



Side - Wedges 3, 6 Scaled

Wedge Information

Lower Left wedge [3]
 Factor of Safety: stable
 Wedge Volume: 0.086 m3
 Wedge Weight: 0.002 MN
 Wedge z-Length: 3.00 m
 Apex Height: 0.43 m
 Apex Angle: 45.02 degrees

Upper Left wedge [4]
 Factor of Safety: 30.602
 Wedge Volume: 0.202 m3
 Wedge Weight: 0.005 MN
 Wedge z-Length: 2.04 m
 Apex Height: 0.35 m
 Apex Angle: 45.02 degrees

Lower Right wedge [5]
 Factor of Safety: 39.066
 Wedge Volume: 0.182 m3
 Wedge Weight: 0.005 MN
 Wedge z-Length: 1.91 m
 Apex Height: 0.35 m
 Apex Angle: 45.02 degrees

Upper Right wedge [6]
 Factor of Safety: 5.472
 Wedge Volume: 0.427 m3
 Wedge Weight: 0.012 MN
 Wedge z-Length: 3.00 m
 Apex Height: 0.78 m
 Apex Angle: 45.02 degrees

Upper Left wedge [8]
 Factor of Safety: 212.747
 Wedge Volume: 0.008 m3
 Wedge Weight: 0.000 MN
 Wedge z-Length: 2.50 m
 Apex Height: 0.09 m
 Apex Angle: 45.31 degrees

Abbildung 44: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 29 (GB-G-GA4) - L1 - Komb1

Illustrazione 44: Sezione CT1-T3- Zona 29 (GB-G-GA4) - L1 - Comb1

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	21.410	0.112	1.77

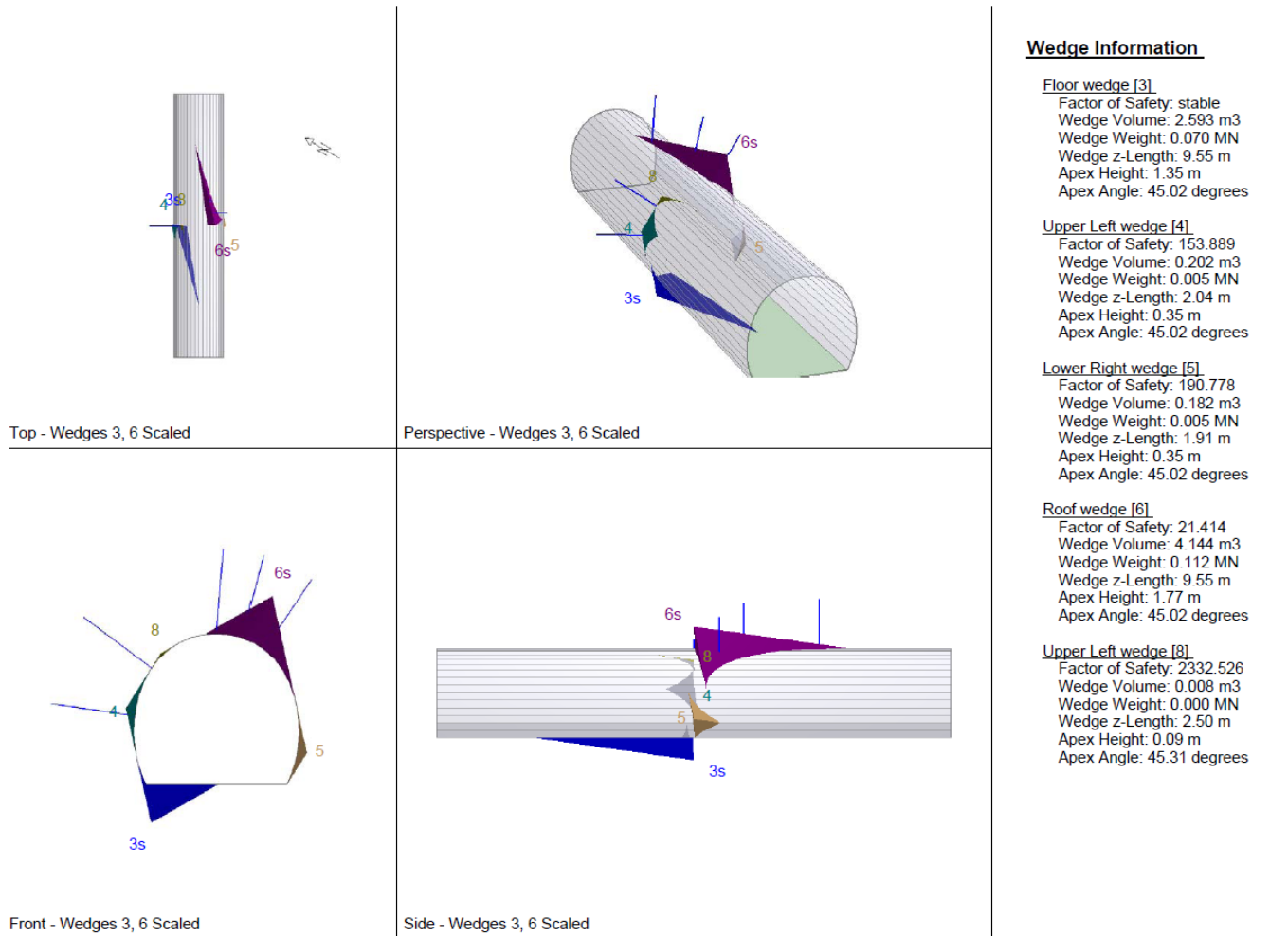
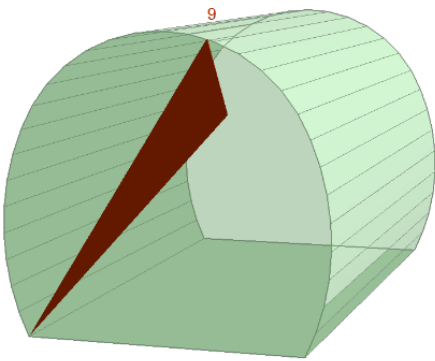


Abbildung 55: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 29 (GB-G-GA4) - L2 - Komb1

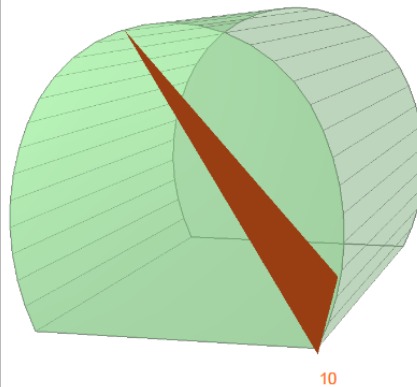
Illustrazione 55: Sezione CT1-T3- Zona 29 (GB-G-GA4) - L2 - Comb1

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety ()	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	54.3280	0.0070	0.25

Near End wedge [9]
FS: 54.328



Far End wedge [10]
FS: stable



Wedge Information

Near End wedge [9]
Factor of Safety: 54.328
Wedge Volume: 0.241 m³
Wedge Weight: 0.007 MN
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 2.88 m²
Apex Height: 0.25 m
Apex Angle: 45.02 degrees

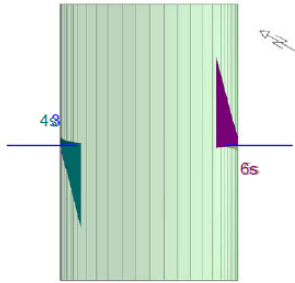
Far End wedge [10]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 0.241 m³
Wedge Weight: 0.007 MN
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 2.88 m²
Apex Height: 0.25 m
Apex Angle: 45.02 degrees

Volume: 0.241 m³, Weight: 0.007 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

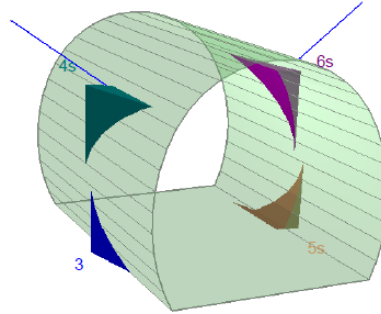
Abbildung 66: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 29 (GB-G-GA4) - Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 66: Sezione CT1-T3- Zona 29 (GB-G-GA4) - Analisi di stabilità del fronte scavo.

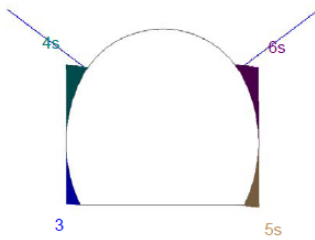
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	9.220	0.012	0.61



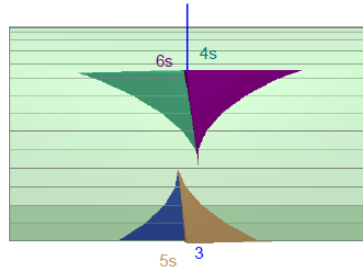
Top - Wedges 4, 5, 6 Scaled



Perspective - Wedges 4, 5, 6 Scaled



Front - Wedges 4, 5, 6 Scaled



Side - Wedges 4, 5, 6 Scaled

Wedge Information

Lower Left wedge [3]
 Factor of Safety: 124.249
 Wedge Volume: 0.134 m³
 Wedge Weight: 0.004 MN
 Wedge z-Length: 1.75 m
 Apex Height: 0.37 m
 Apex Angle: 79.23 degrees

Upper Left wedge [4]
 Factor of Safety: 29.227
 Wedge Volume: 0.420 m³
 Wedge Weight: 0.011 MN
 Wedge z-Length: 3.00 m
 Apex Height: 0.61 m
 Apex Angle: 79.23 degrees

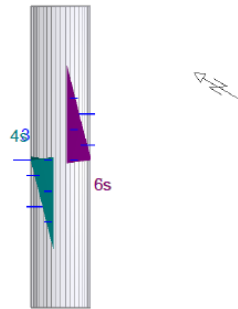
Lower Right wedge [5]
 Factor of Safety: stable
 Wedge Volume: 0.179 m³
 Wedge Weight: 0.005 MN
 Wedge z-Length: 3.00 m
 Apex Height: 0.44 m
 Apex Angle: 79.23 degrees

Upper Right wedge [6]
 Factor of Safety: 9.223
 Wedge Volume: 0.434 m³
 Wedge Weight: 0.012 MN
 Wedge z-Length: 3.00 m
 Apex Height: 0.57 m
 Apex Angle: 79.23 degrees

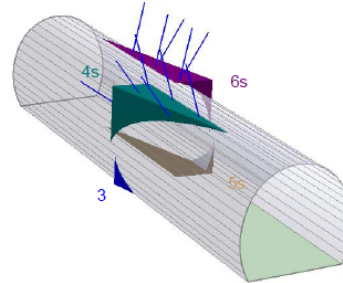
Abbildung 77: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 30 (GB-G-GA5) - L1 - Komb1

Illustrazione 77: Sezione CT1-T3- Zona 30 (GB-G-GA5) - L1 - Comb1

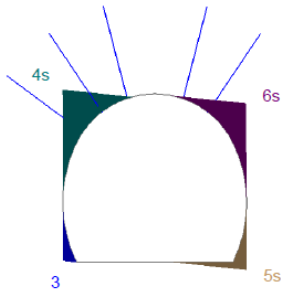
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	25.470	0.097	1.36



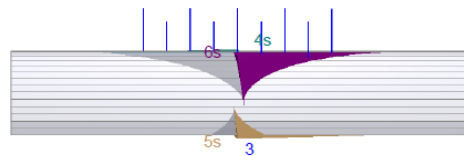
Top - Wedges 4, 5, 6 Scaled



Perspective - Wedges 4, 5, 6 Scaled



Front - Wedges 4, 5, 6 Scaled



Side - Wedges 4, 5, 6 Scaled

Wedge Information

Lower Left wedge [3]
 Factor of Safety: 1791.904
 Wedge Volume: 0.134 m³
 Wedge Weight: 0.004 MN
 Wedge z-Length: 1.75 m
 Apex Height: 0.37 m
 Apex Angle: 79.23 degrees

Upper Left wedge [4]
 Factor of Safety: 28.843
 Wedge Volume: 4.933 m³
 Wedge Weight: 0.133 MN
 Wedge z-Length: 9.26 m
 Apex Height: 1.36 m
 Apex Angle: 79.23 degrees

Lower Right wedge [5]
 Factor of Safety: stable
 Wedge Volume: 1.065 m³
 Wedge Weight: 0.029 MN
 Wedge z-Length: 9.58 m
 Apex Height: 0.51 m
 Apex Angle: 79.23 degrees

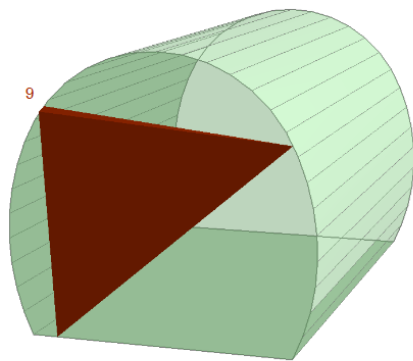
Upper Right wedge [6]
 Factor of Safety: 25.474
 Wedge Volume: 3.579 m³
 Wedge Weight: 0.097 MN
 Wedge z-Length: 9.75 m
 Apex Height: 1.04 m
 Apex Angle: 79.23 degrees

Abbildung 88: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 30 (GB-G-GA5) - L2 - Komb1

Illustrazione 88: Sezione CT1-T3- Zona 30 (GB-G-GA5) - L2 - Comb1

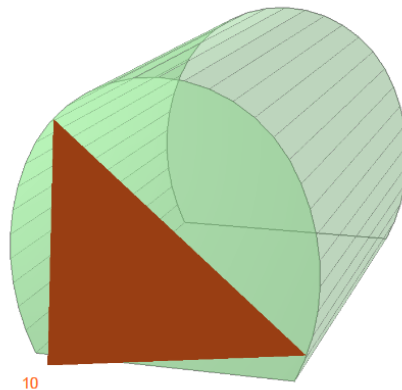
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety ()	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	28.1210	0.0470	0.53

Near End wedge [9]
FS: 28.121



Volume: 1.726 m3, Weight: 0.047 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

Far End wedge [10]
FS: 253.423



Volume: 1.977 m3, Weight: 0.053 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

Wedge Information

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 28.121
Wedge Volume: 1.726 m3
Wedge Weight: 0.047 MN
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 9.81 m2
Apex Height: 0.53 m
Apex Angle: 80.25 degrees

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 253.423
Wedge Volume: 1.977 m3
Wedge Weight: 0.053 MN
Wedge z-Length: 0.00 m
Excavation Face Area: 10.73 m2
Apex Height: 0.55 m
Apex Angle: 79.23 degrees

Abbildung 99: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 30 (GB-G-GA5) - Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 99: Sezione CT1-T3- Zona 30 (GB-G-GA5) - Stabilità del fronte scavo.

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	3	4	0.000	0.006	(9.8) 1.56
2	2	3	4	0.000	0.000	
3	1	2	4	12.005	0.002	
4	1	2	3	13.571	0.067	

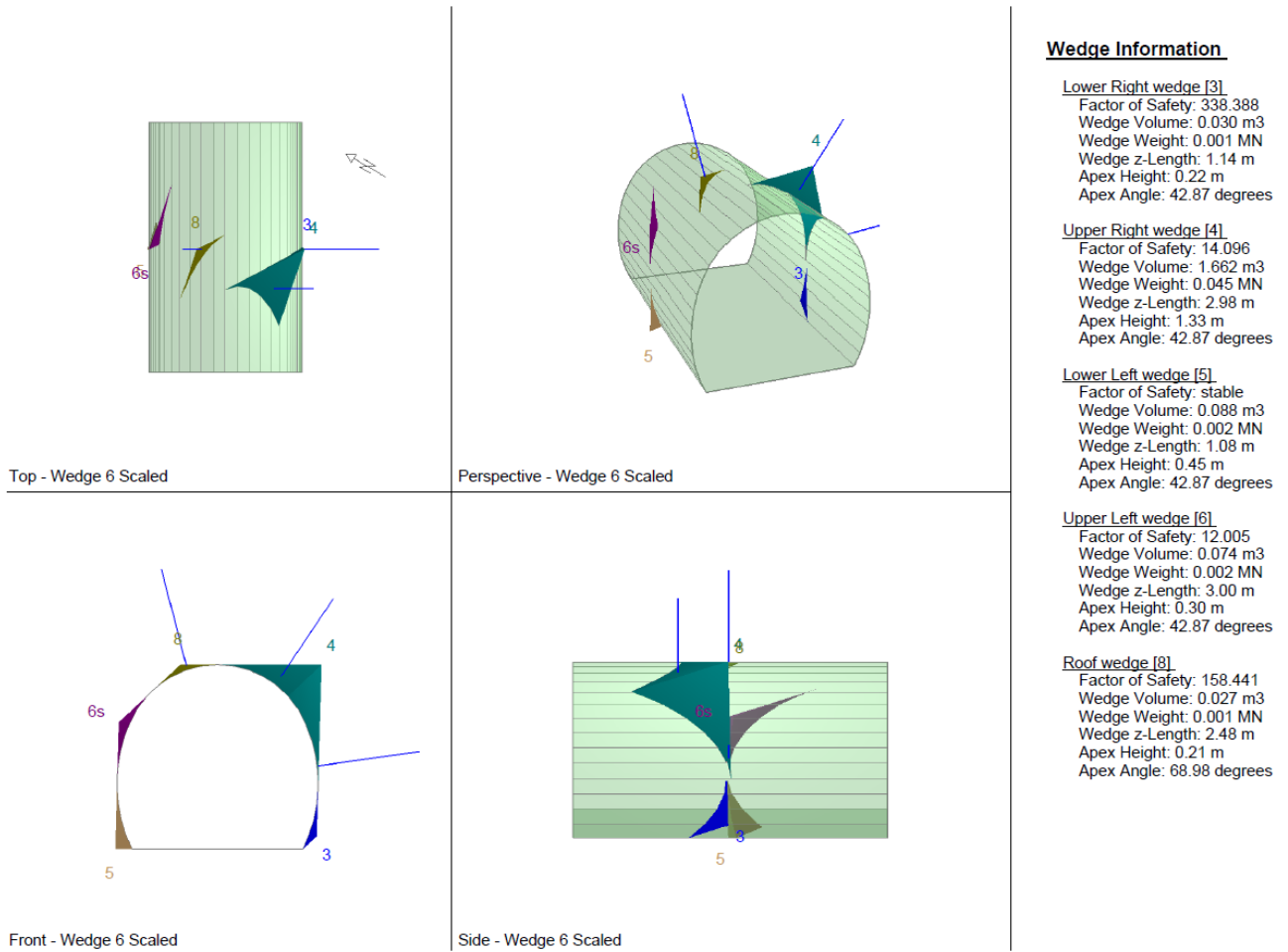


Abbildung 20: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 31 (GB-G-GA6) - L1 - Komb3

Illustrazione 20: Sezione CT1-T3- Zona 31 (GB-G-GA6) - L1 - Comb3

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	19.016	0.067	(9.8) 1.56
2	1	2	4	38.452	0.045	
3	2	3	4	56.992	0.040	
4	1	3	4	96.136	0.012	

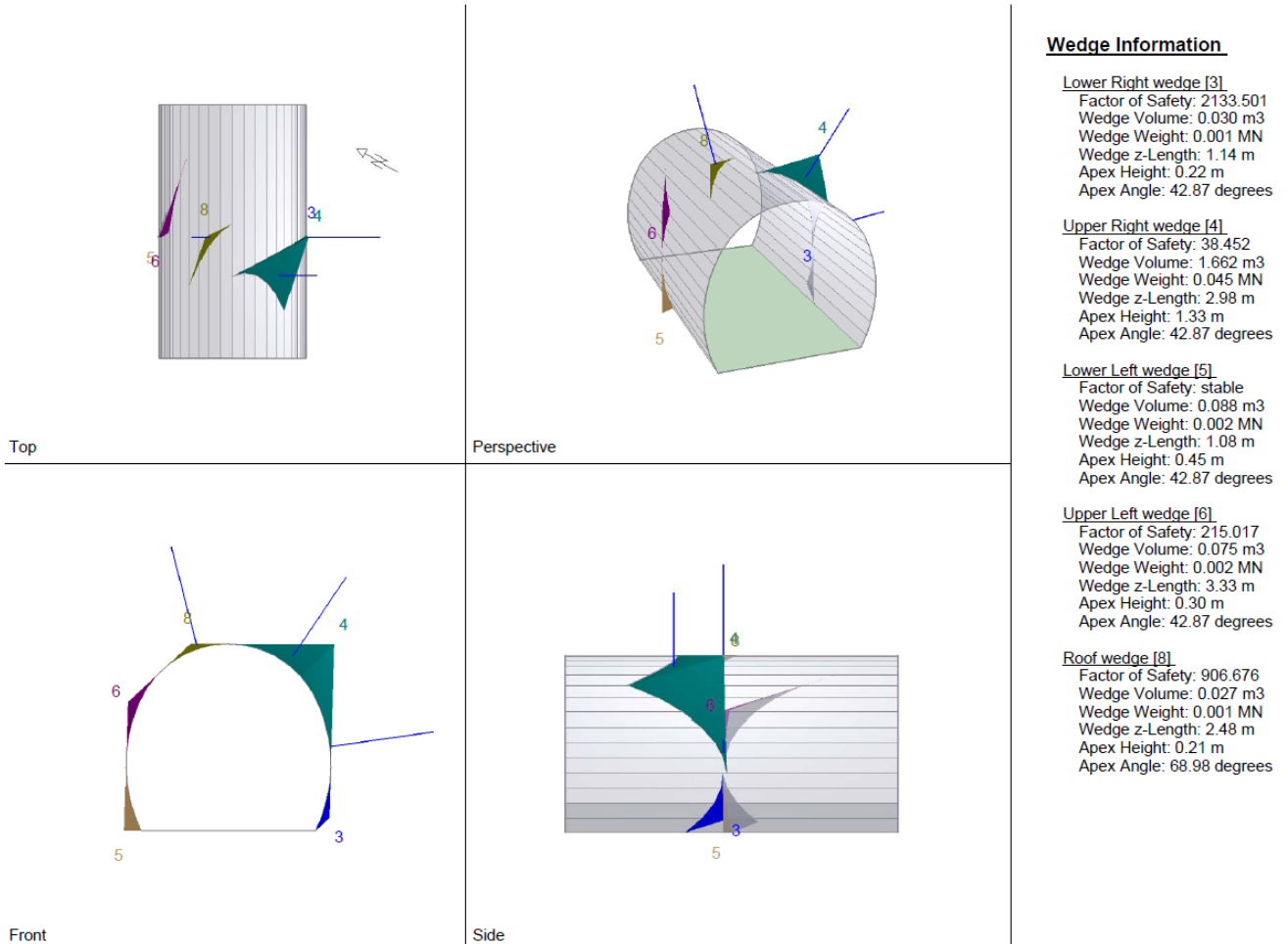
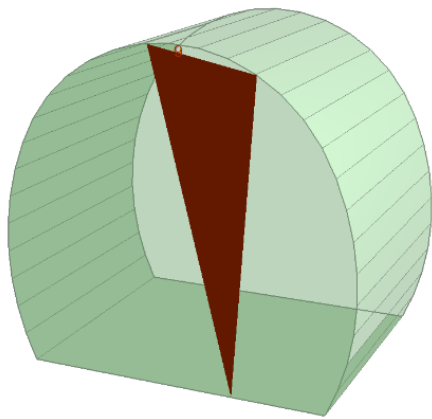


Abbildung 21: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 31 (GB-G-GA6) - L2 - Komb2

Illustrazione 21: Sezione CT1-T3- Zona 31 (GB-G-GA6) - L2 - Comb2

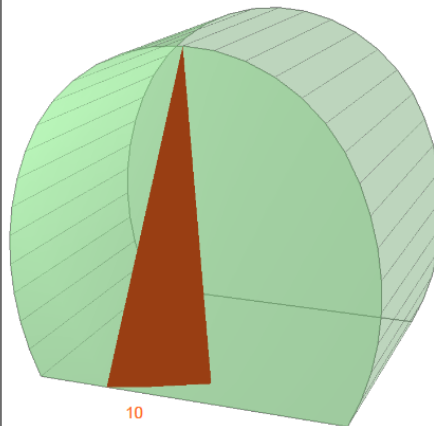
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety ()	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	2	3	4	8.573	0.019	0.48
2	1	3	4	8.573	0.026	
3	1	2	3	137.450	0.001	
4	1	2	4	137.450	0.001	

Near End wedge [9]
FS: 15.003



Volume: 0.679 m3, Weight: 0.018 MN, Apex Height: 0.47 m, Apex A

Far End wedge [10]
FS: 8.573



Volume: 0.691 m3, Weight: 0.019 MN, Apex Height: 0.48 m, Apex A

Wedge Information

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 15.003
Wedge Volume: 0.679 m3
Wedge Weight: 0.018 MN
Apex Height: 0.47 m
Apex Angle: 67.58 degrees

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 8.573
Wedge Volume: 0.691 m3
Wedge Weight: 0.019 MN
Apex Height: 0.48 m
Apex Angle: 60.01 degrees

Abbildung 22: Ausbruchquerschnitt CT1-T3- Zone 31 (GB-G-GA6) - Stabilitätsanalyse der Ortsbrust.

Illustrazione 22: Sezione CT1-T3- Zona 31 (GB-G-GA6) - Analisi di stabilità del fronte scavo.

ANHANG 3 - FDM-ANALYSE

APPENDICE 3 - ANALISI FDM

In diesem Anhang sind die wichtigsten Outputs der Finite-Differenzen-Analysen des Ausbruchquerschnitts CT1-T3 dargestellt, welche mit dem Berechnungsprogramm FLAC7.0 durchgeführt wurden.

Nel presente appendice sono riportati i principali output delle analisi alle Differenze Finite della sezione CT1-T3 effettuate con il programma di calcolo FLAC7.0.

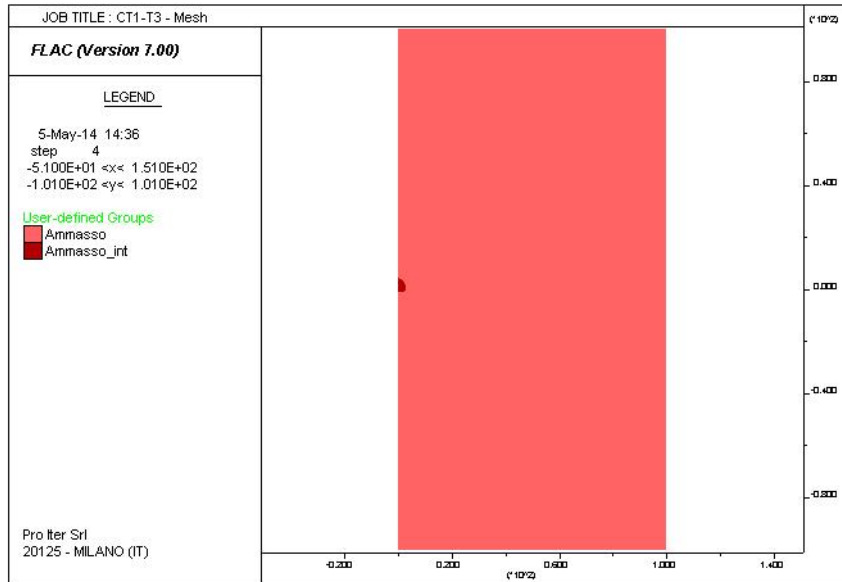


Abbildung 23: CT1-T3 - Modell

Illustrazione 23: CT1-T3 - Modello

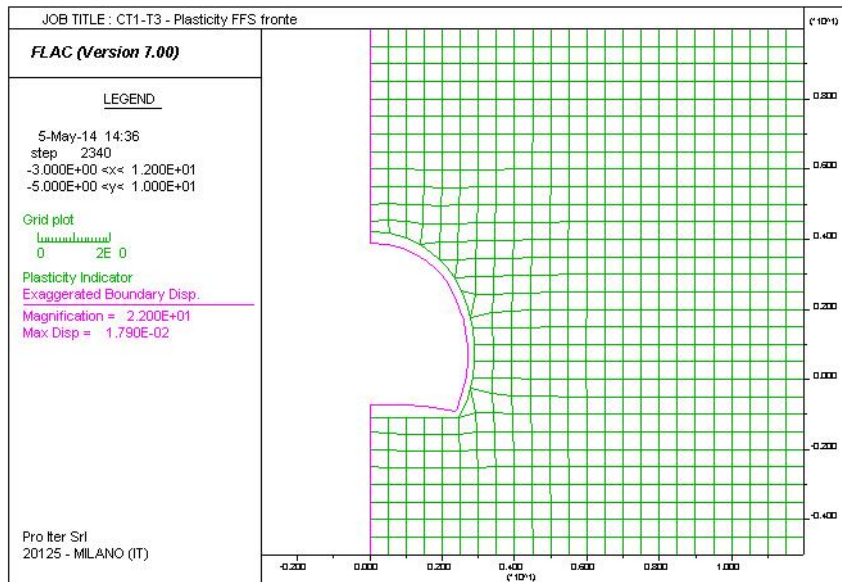


Abbildung 24: CT1-T3 - Ortsbrust Plastizität und Konvergenzen

Illustrazione 24: CT1-T3 - Plasticizzazioni e convergenze al fronte

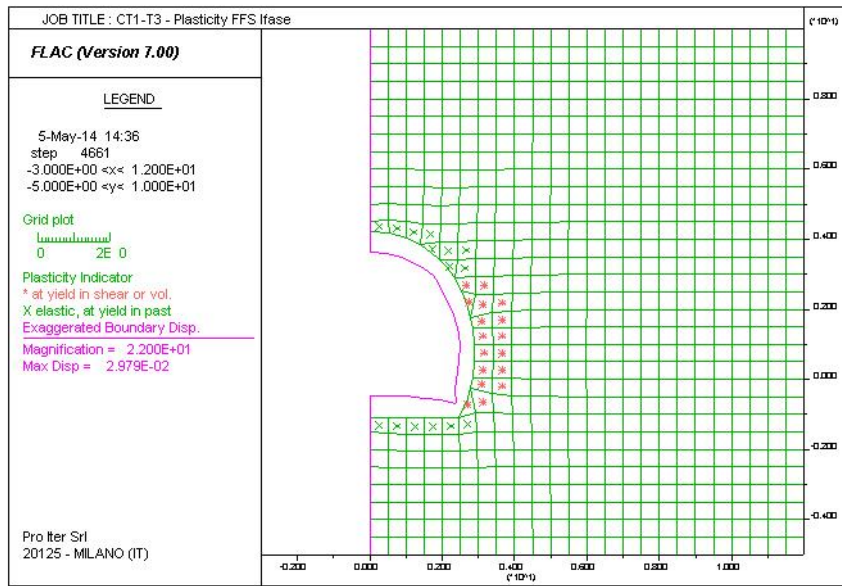


Abbildung 25: CT1-T3 - Plastizität und Konvergenzen in 1.5m Entfernung von der Ortsbrust (TKA=7%)

Illustrazione 25: CT1-T3 - Plasticizzazioni e convergenze a 1.5m dal fronte (FFS=7%)

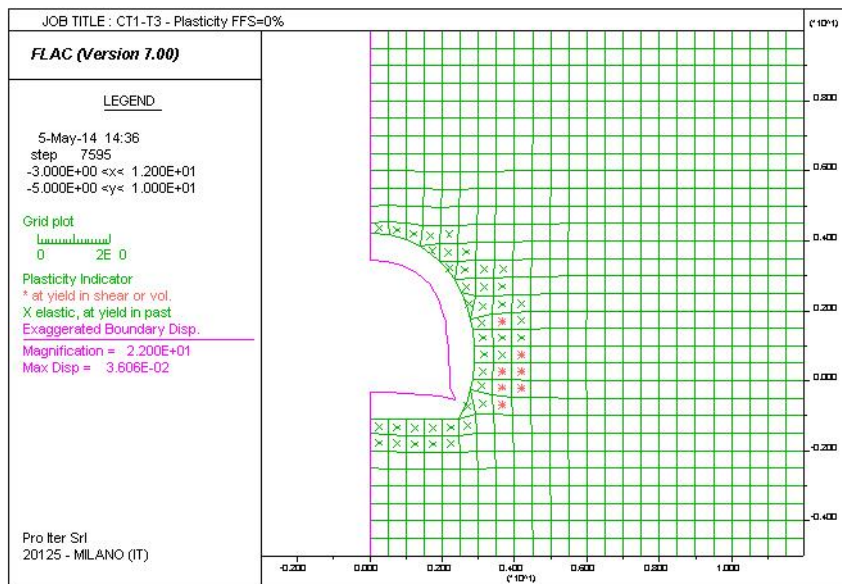


Abbildung 26: CT1-T3 - Plastizität und Konvergenzen in Endphase (TKA=0%)

Illustrazione 26: CT1-T3 - Plasticizzazioni e convergenze in fase definitiva (FFS=0%)

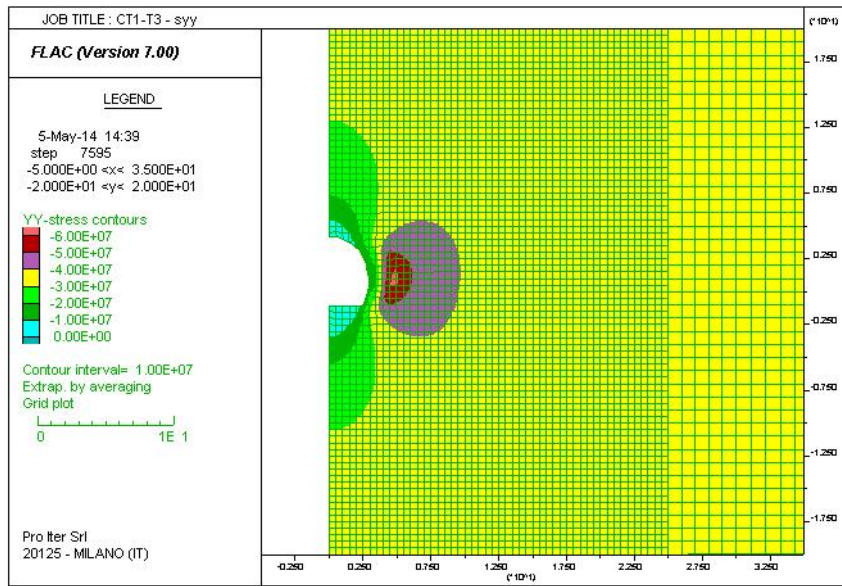


Abbildung 107: CT1-T3 - Vertikale Kräfte (TKA=0%)

Illustrazione 107: CT1-T3 - Sforzi verticali (FFS=0%)

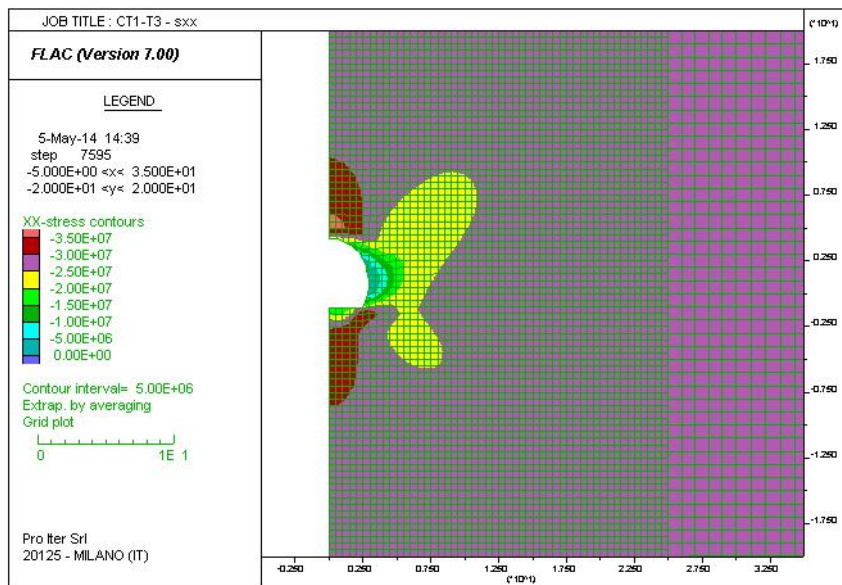


Abbildung 118: CT1-T3 - Horizontale Kräfte (TKA=0%)

Illustrazione 118: CT1-T3 - Sforzi orizzontali (FFS=0%)

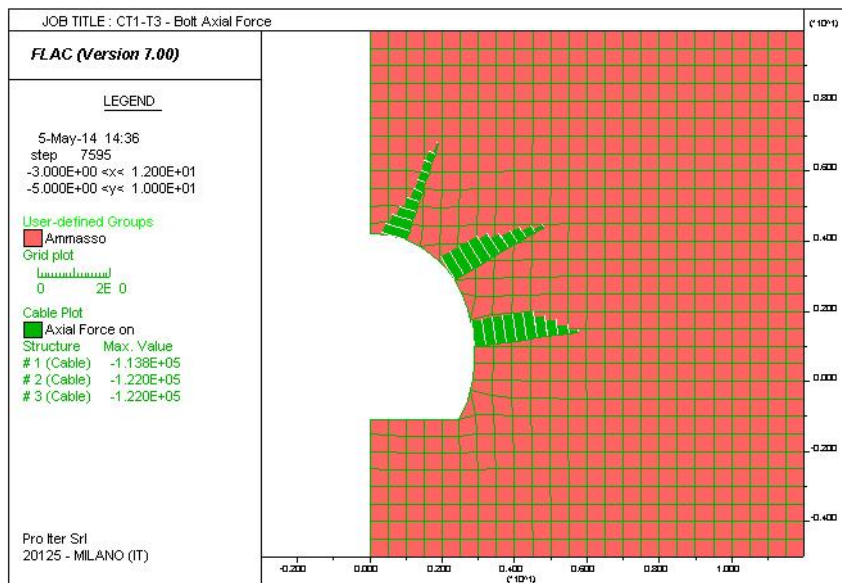


Abbildung 129: CT1-T3 - Axialwirkung der Nieten (TKA=0%)

Illustrazione 129: CT1-T3 - Azione assiale nei chiodi (FFS=0%)

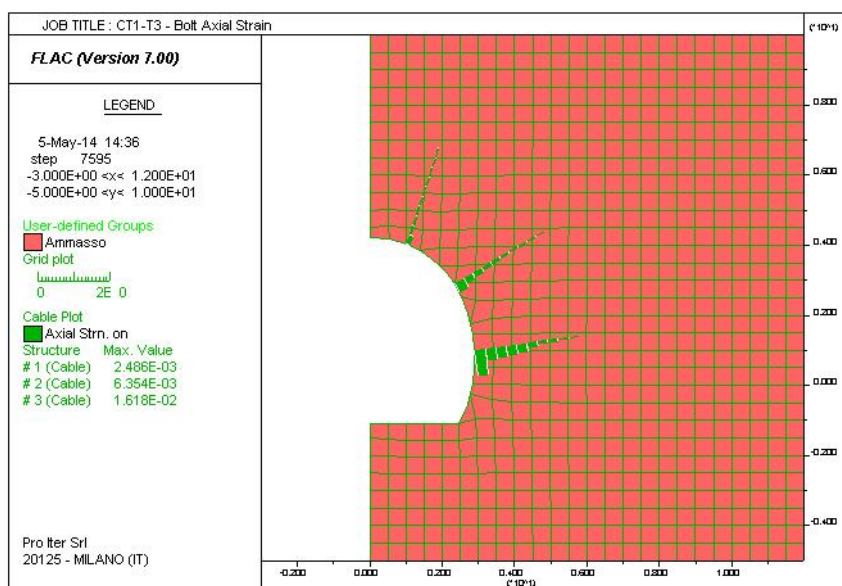


Abbildung 30: CT1-T3 - Axialverformung der Nieten (TKA=0%)

Illustrazione 30: CT1-T3 - Deformazione assiale nei chiodi (FFS=0%)

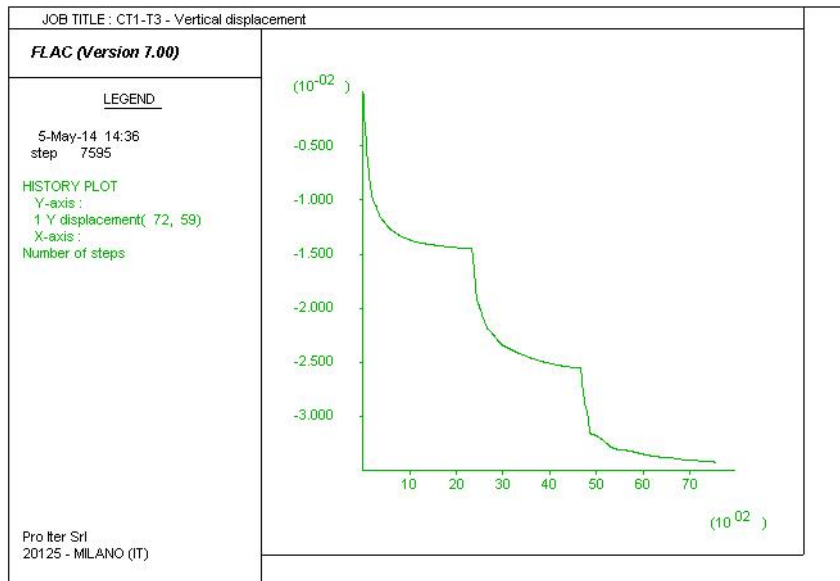


Abbildung 31: CT1-T3 - Vertikalverschiebung des Kontrollpunkts der Kappe (TKA=0%)

Illustrazione 31: CT1-T3 - Spostamento verticale del punto di controllo in calotta (FFS=0%)

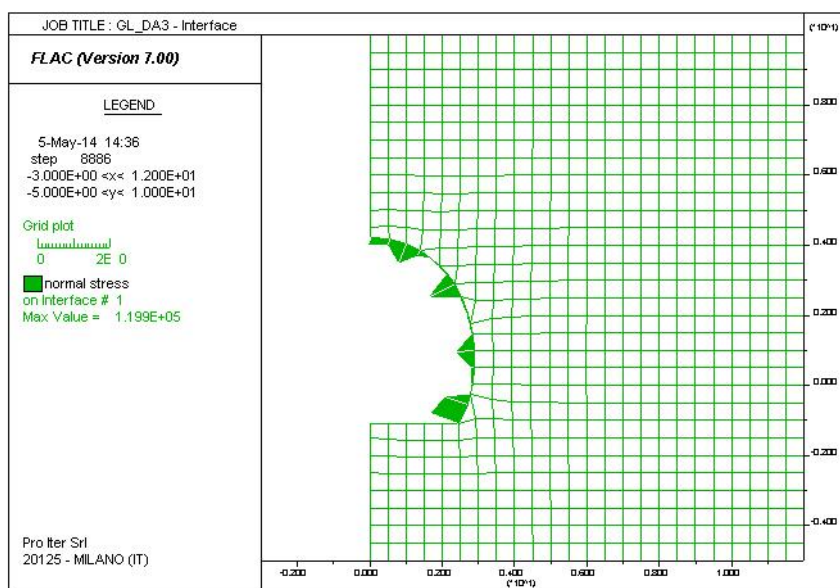


Abbildung 32: CT1-T3 - Normaldrucke auf die Innenschale

Illustrazione 32: CT1-T3 - Pressioni normali sul rivestimento definitivo

ANHANG 4 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

Anhang 4 beinhaltet die graphischen Darstellungen der wichtigsten In- und Outputs der Innenschalenanalyse, die mit dem Programm SAP2000 durchgeführt wurden.

APPENDICE 4 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

L'appendice 4 contiene le rappresentazioni grafiche dei principali input e output dell'analisi del rivestimento definitivo condotte con il programma SAP2000.

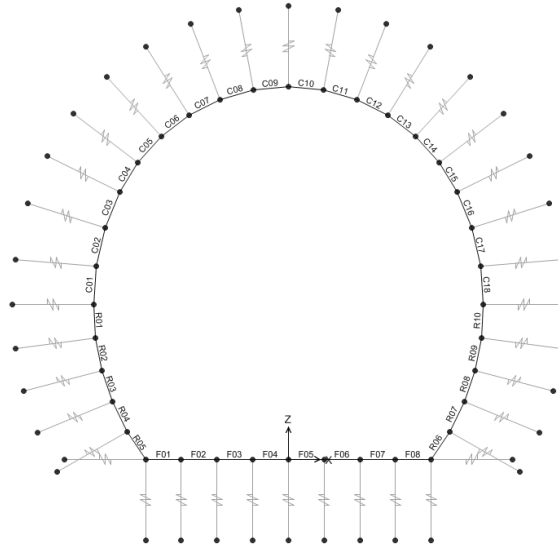


Abbildung 33: Modell CT1-T3

Illustrazione 33: Modello CT1-T3

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
C01	C30/37	Rectangular	0.33
C02	C30/37	Rectangular	0.31
C03	C30/37	Rectangular	0.3
C04	C30/37	Rectangular	0.3
C05	C30/37	Rectangular	0.3
C06	C30/37	Rectangular	0.3
C07	C30/37	Rectangular	0.3
C08	C30/37	Rectangular	0.3
C09	C30/37	Rectangular	0.3
C10	C30/37	Rectangular	0.3
C11	C30/37	Rectangular	0.3
C12	C30/37	Rectangular	0.3
C13	C30/37	Rectangular	0.3
C14	C30/37	Rectangular	0.3
C15	C30/37	Rectangular	0.3
C16	C30/37	Rectangular	0.3
C17	C30/37	Rectangular	0.31
C18	C30/37	Rectangular	0.33

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
F01	C30/37	Rectangular	0.35
F02	C30/37	Rectangular	0.35
F03	C30/37	Rectangular	0.35
F04	C30/37	Rectangular	0.35
F05	C30/37	Rectangular	0.35
F06	C30/37	Rectangular	0.35
F07	C30/37	Rectangular	0.35
F08	C30/37	Rectangular	0.35
R01	C30/37	Rectangular	0.36
R02	C30/37	Rectangular	0.41
R03	C30/37	Rectangular	0.46
R04	C30/37	Rectangular	0.42
R05	C30/37	Rectangular	0.32
R06	C30/37	Rectangular	0.32
R07	C30/37	Rectangular	0.42
R08	C30/37	Rectangular	0.46
R09	C30/37	Rectangular	0.41
R10	C30/37	Rectangular	0.36

Abbildung 34 Stärke der Ausbruchquerschnitt e

Illustrazione 34: Spessore delle sezioni

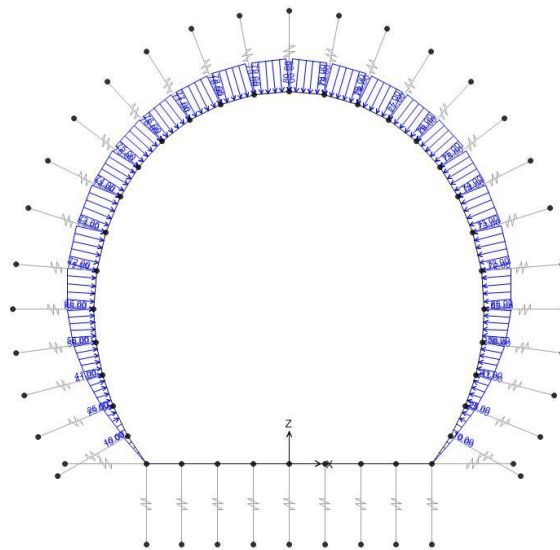


Abbildung 35: Gebirgslast (G5) aus FDM-Analyse

Illustrazione 35: Carico dell'ammasso (G5) da analisi FDM

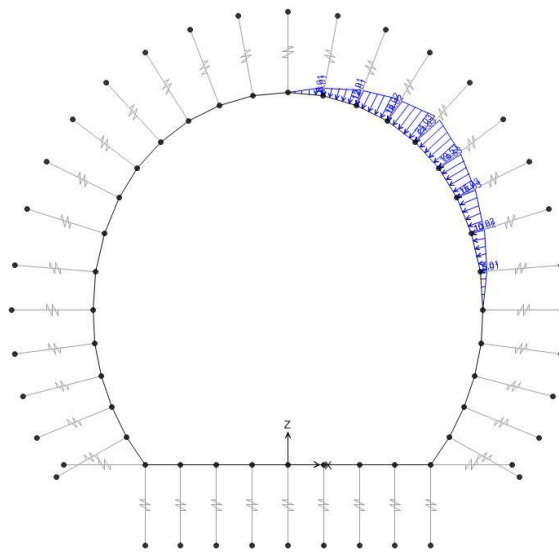


Abbildung 36: Gebirgslast (G5) aus der Bruchkörperanalyse

Illustrazione 36: Carico dell'ammasso (G5) da analisi a blocchi

Im Folgenden wird der Belastungsverlauf im Ausbruchquerschnitt bei der gravierendsten Kombination GZT06 mit Last G5 aus der Bruchkörper- und FLAC-Analyse aufgezeigt.

Di seguito viene riportato l'andamento delle sollecitazioni nella sezione nella combinazione più gravosa: SLU06 con il carico G5 derivante dall'analisi a blocchi e dall'analisi FLAC

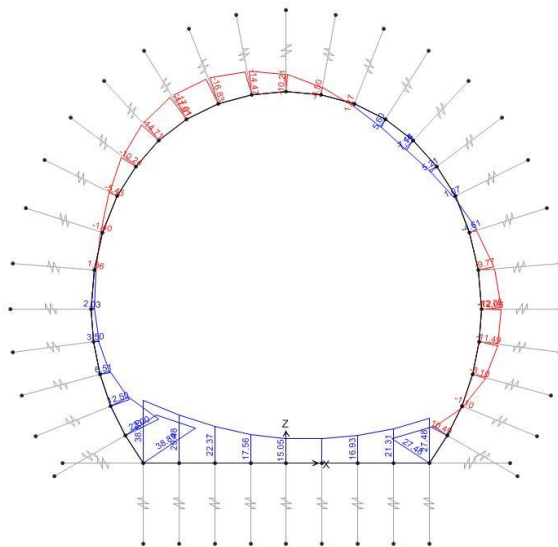


Abbildung 37: GZT06 - Biegemoment (G5 aus der Bruchkörperanalyse)

Illustrazione 37: SLU06 - Momento flettente (G5 da analisi a blocchi)

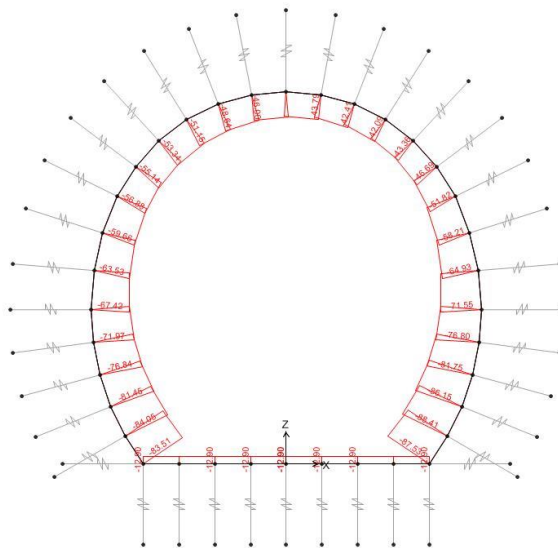


Abbildung 38: GZT06 - Axialwirkung (G5 aus der Bruchkörperanalyse)

Illustrazione 38: SLU06 - Azione assiale (G5 da analisi a blocchi)

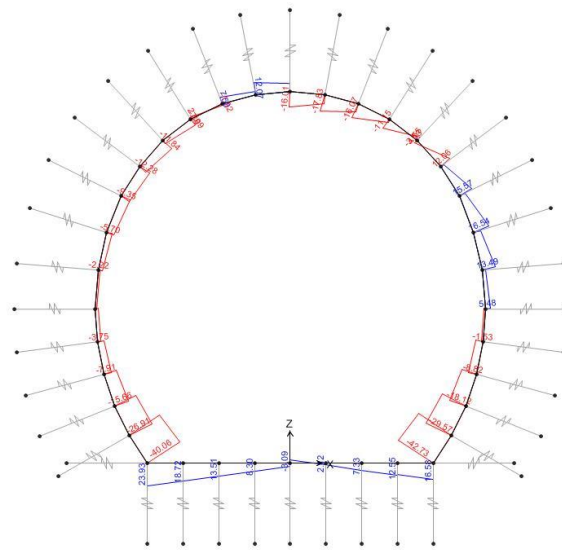


Abbildung 39: GZT06 - Schub (G5 aus der Bruchkörperanalyse)

Illustrazione 39: SLU06 - Taglio (G5 da analisi FDM)

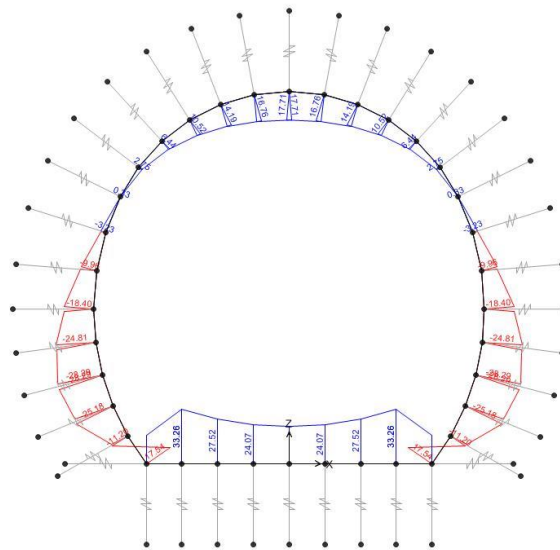


Abbildung 40: GZT06 - Biegemoment (G5 aus der FLAC-analyse)

Illustrazione 40: SLU06 - Momento flettente (G5 da analisi FLAC)

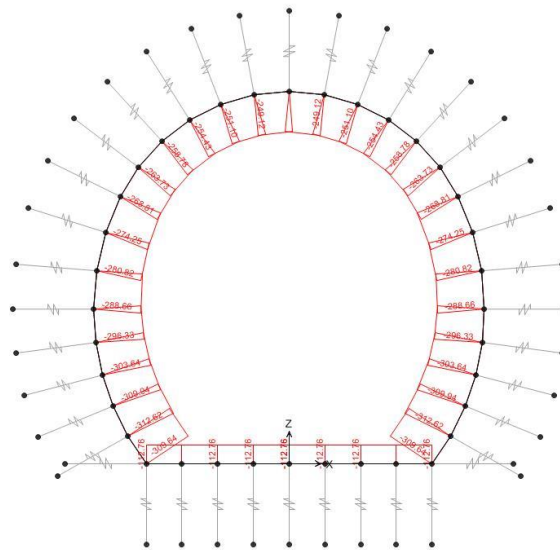


Abbildung 41: GZT06 - Axialwirkung (G5 aus der FLAC-analyse)

Illustrazione 41: SLU06 - Azione assiale (G5 da analisi FLAC)

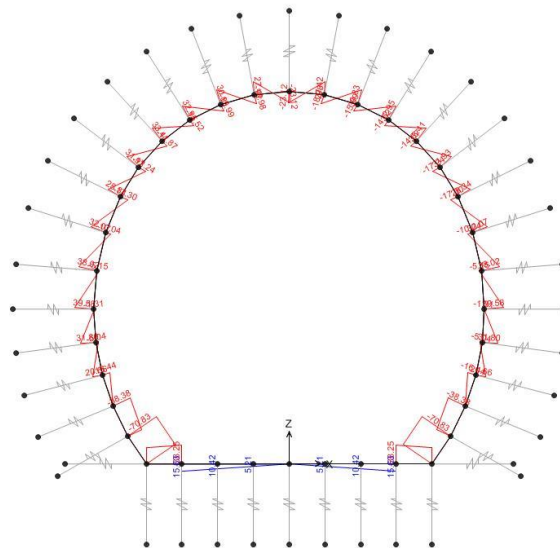


Abbildung 42: GZT06 - Schub (G5 aus der FLAC-analyse)

Illustrazione 42: SLU06 - Taglio (G5 da analisi FLAC)

In folgenden Tabellen sind GZG und GZT Spannungsnachweise der unbewehrten Ausbruchquerschnitte aufgezeigt sowohl für das Modell mit Lasten aus der Bruchkörperanalyse als auch für das mit FDM-Analyse.

Insbesondere:

Abbildung 43 - GZG Spannungsnachweis mit den vom Modell mit Blocklast entnommenen Belastungen.

Nelle seguenti tabelle sono riportate le verifiche tensionali agli SLE e agli SLU delle sezioni non armate, sia per il modello con carico da analisi a blocchi che da analisi FDM.

In particolare:

Illustrazione 43 - Verifiche tensionali agli SLE con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da blocco.

Abbildung 44 - GZG Spannungsnachweis mit den vom Modell mit FLAC-Last entnommenen Belastungen. Die einzigen Lastkombinationen die vom vorhergehenden Modell abweichen, und deshalb aufgezeigt werden, sind GZG05 und GZG06.

Abbildung 45 - GZT Spannungsnachweis mit den vom Modell mit Blocklast entnommenen Belastungen. In dieser Tabelle sind die Kombinationen aufgeführt die ohne Bildung der plastischen Scharniere festgestellt wurden.

Abbildung 46 - GZT Spannungsnachweis mit den vom Modell mit Blocklast entnommenen Belastungen. In dieser Tabelle sind die Kombinationen aufgeführt die mit Bildung 3 plastischen Scharniere festgestellt wurden (GZT02 - GZT06).

Abbildung 47 - GZT Spannungsnachweis mit den vom Modell mit FLAC-Last entnommenen Belastungen.

Illustrazione 44 - Verifiche tensionali agli SLE con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da FLAC. Le uniche combinazioni di carico che differiscono dal modello precedente, quindi riportate, sono la SLE05 e la SLE06.

Illustrazione 45 - Verifiche tensionali agli SLU con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da blocco. In questa tabella sono riportate le combinazioni che sono verificate senza la formazione di cerniere plastiche.

Illustrazione 46 - Verifiche tensionali agli SLU con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da blocco. In questa tabella sono riportate le combinazioni che sono state verificate con la formazione di 2 cerniere plastiche (SLU02-SLU06).

Illustrazione 47 - Verifiche tensionali agli SLU con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da FLAC.

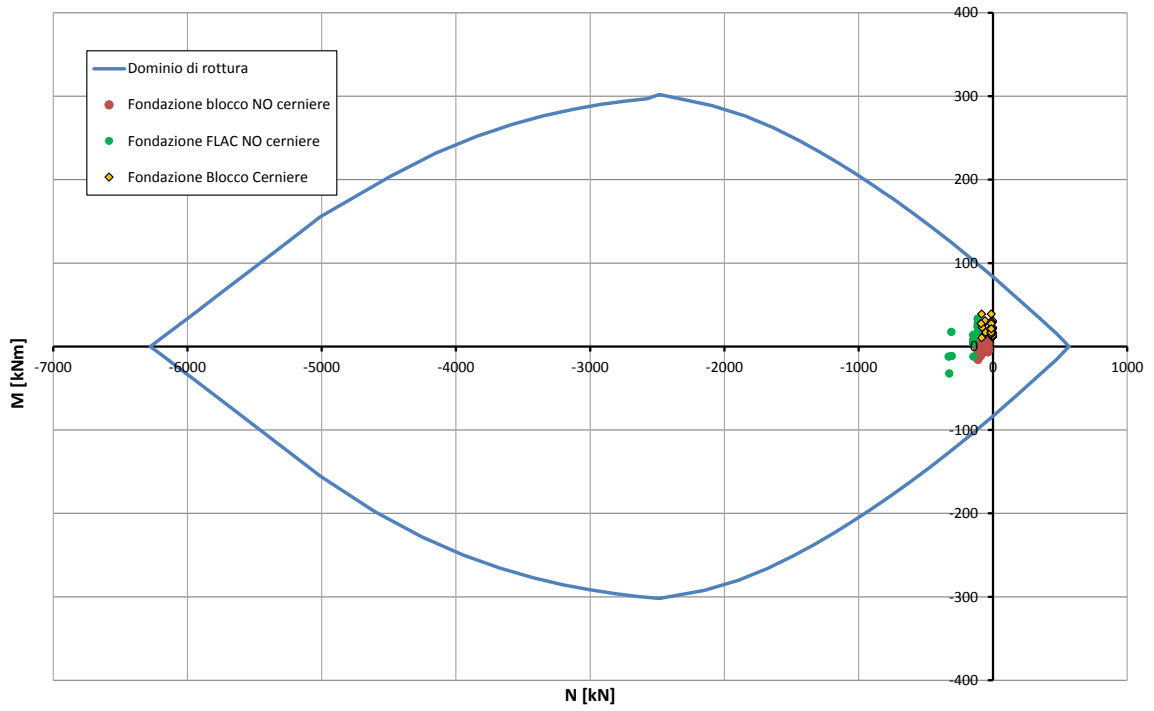


Abbildung 48: Beul Spannungsnachweis der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 48: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU)

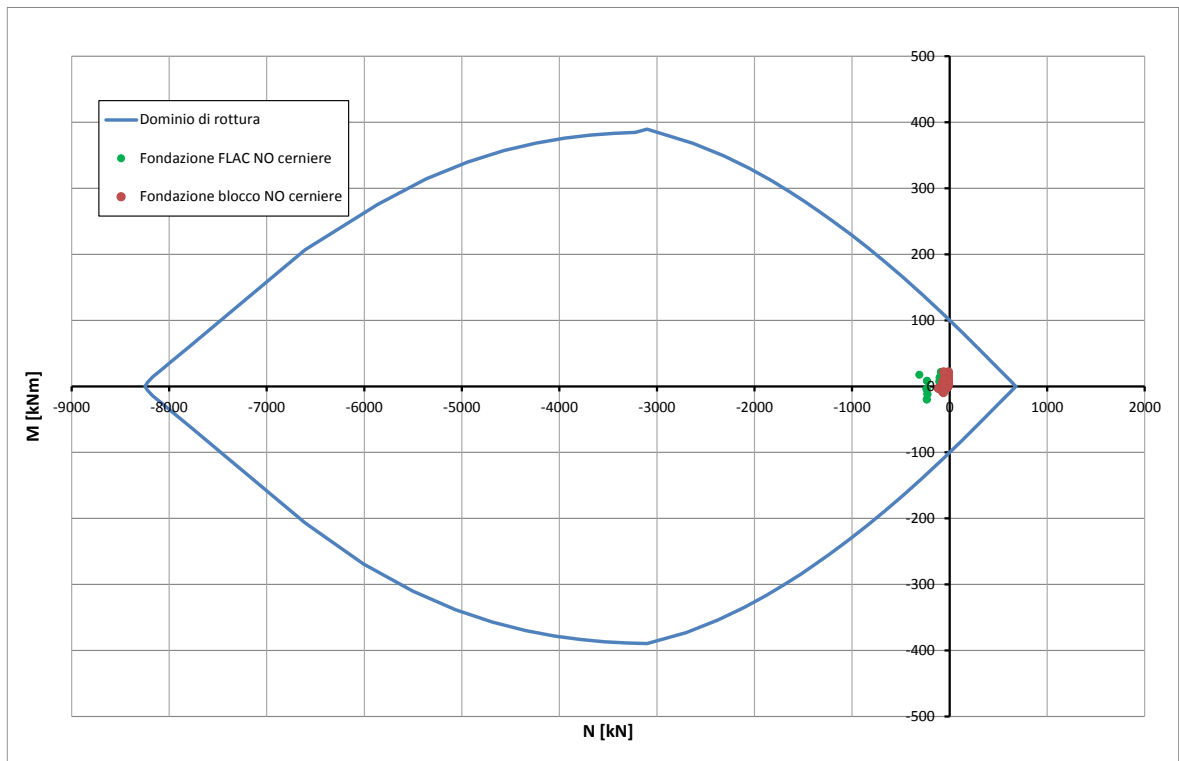


Abbildung 49: Beul Spannungsnachweis der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 49: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU Eccezionale)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	31	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.31	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	375.00	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	71.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	284	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	12	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sI}	=	753	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_I	=	0.0027	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.84	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.48	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	137.39	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	137.39	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 50: Querkraftbemessung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 50: Verifica a taglio della platea di fondazione e delle murette (SLU)

			FLAC		Blocco
			SLE06 - F01	SLE05 - R06	SLE06 - F01
STRESS CHARACTERISTICS SLS			CT1-T3	CT1-T3	CT1-T3
Design value of Axial Force	N _{Sd}	[kN]	-81	-247	-8
Design value of Bending Moment	M _{Sd}	[kNm]	26	-25	32
Design value of Shear Force	T _{Sd}	[kN]	0.00	0.00	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			CT1-T3	CT1-T3	CT1-T3
Overall depth of the cross section	h	[mm]	350	350	350
Minimum width of the cross section in the tensile area	b _w	[mm]	1000	1000	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	282.0	282.0	282.0
Neutral axis depth	x	[mm]	115.4	241.1	87.1
Maximum concrete stress (- = compression)	σ _c	[N/mm ²]	-2.19	-1.88	-2.75
Minimum concrete stress (- = compression)	σ _{c1}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ _s	[N/mm ²]	47.43	4.78	92.34
Minimum steel stress (+ = tension)	σ _{s1}	[N/mm ²]	0.00	0.00	0.00
Concrete limit stress	σ _{c,lim}	[N/mm ²]	-18.43	-18.43	-18.43
Steel limit stress	σ _{s,lim}	[N/mm ²]	360.00	360.00	360.00
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			CT1-T3	CT1-T3	CT1-T3
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f _{ck}	[N/mm ²]	30.71	30.71	30.71
Mean value of axial tensile strength of concrete (=0.3f _{ck} ^{2/3} per C≤C50/60)	f _{ctm}	[N/mm ²]	2.942	2.942	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete (=0.7f _{ctm})	f _{ctk}	[N/mm ²]	2.059	2.059	2.059
Partial factor of concrete	γ _c	[-]	1.000	1.000	1.000
Design tensile resistance of concrete	f _{ctd}	[N/mm ²]	2.059	2.059	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area (f _{ctm})	f _{ct,eff}	[N/mm ²]	2.942	2.942	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	E _s	[N/mm ²]	210000	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete	E _{cm}	[N/mm ²]	32000	32000	32000
= E _s /E _{cm}	α _e	[-]	6.56	6.56	6.56
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	k _t	[-]	0.40	0.40	0.40
Effective tension area of concrete	A _{c,eff}	[mm ²]	78200	36300	87650
Number of rebar in tension area	n _l	[-]	6.7	6.7	6.7
Rebar main diameter	φ _l	[mm]	12	12	12
Cross section area of reinforcement in A _{c,eff}	A _{sl}	[mm ²]	754	754	754
= A _s /A _{c,eff}	ρ _{p,eff}	[-]	0.0096	0.0208	0.0086
Main strain	ε _{sm} ·ε _{cm}	‰	0.136	0.014	0.264
Rebar cover	c	[mm]	60	60	60
Rebar spacing	s	[mm]	150	150	150
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	k ₁	[-]	0.80	0.80	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	k ₂	[-]	0.50	0.50	0.50
Coefficient for S _{r,max}	k ₃	[-]	3.40	3.40	3.40
Coefficient for S _{r,max}	k ₄	[-]	0.425	0.425	0.425
Maximum crack spacing	S _{r,max}	[mm]	415.58	302.21	441.15
Crack width	w _k	[mm]	0.056	0.004	0.116
Crack width limit	w _{lim}	[mm]	0.300	0.300	0.300
VERIFICATION RESULT			OK	OK	OK

Abbildung 51: Überprüfung des Tunnelbogenaufsatzes und der Sohlplatte (GZG)

Illustrazione 51: Verifica della muretta e della platea di fondazione (SLE)