



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

<b>D0700: Baulos Mauls 2-3</b>	<b>D0700: Lotto Mules 2-3</b>
<b>Projekteinheit</b>	<b>WBS</b>
Gesamtbauwerke Teil 1	Opere generali Parte 1
<b>Dokumentenart</b>	<b>Tipo Documento</b>
Statische Berechnung	Calcolo statico
<b>Titel</b>	<b>Titolo</b>
Statische Berechnung CT2/CT3/CT4-T2/TRb/T3	Relazione di calcolo CT2/CT3/CT4-T2/TRb/T3

 <b>RTI 4P</b> Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P <small>via Pio Ilirio S.r.l., Via G.B. Sammartini 5, 20125 Milano, Tel.: +39 026767911, Fax: +39 0287152612</small>	Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470
--	--

<b>Mandataria</b>  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	<b>Mandante</b>  PÖYRY	<b>Mandante</b>  pini swiss engineers	<b>Mandante</b>  PASQUALI-RAUSA ENGINEERING S.r.l./G.m.b.H.
Fachplaner / il progettista specialista Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470	Fachplaner / il progettista specialista	Fachplaner / il progettista specialista	Fachplaner / il progettista specialista

	<b>Datum / Data</b>	<b>Name / Nome</b>	<b>Gesellschaft / Società</b>
Bearbeitet / Elaborato	30.01.2015	Moja	Pro Iter
Geprüft / Verificato	30.01.2015	Rivoltini	Pro Iter

 <b>BBT</b> Galleria di Base del Brennero Brenner Basistunnel BBT SE	<b>Name / Nome</b> R. Zurlo	<b>Name / Nome</b> 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	21052	20

## 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	Projektvollständigung und Umsetzung der Verbesserungen aus dem Prüfverfahren / Completamento progetto e ricepimento istruttoria	Rivoltini	09.10.2014
10	Endabgabe / Consegna definitiva	Rivoltini	31.07.2014
00	Erstversion / Consegna preliminare	Rivoltini	15.05.2014

<b>1</b>	<b>EINFÜHRUNG</b>	
<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b> .....	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>MATERIALIEN</b>	
<b>2</b>	<b>MATERIALI</b> .....	<b>8</b>
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
<b>3</b>	<b>GEOTECHNISCHES MODELL</b>	
<b>3</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO</b> .....	<b>10</b>
3.1	GEOLOGIE UND GEOMECHANIK	
3.1	GEOLOGIA E GEOMECCANICA.....	10
3.2	TRENNFLÄCHENORIENTIERUNG	
3.2	ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ .....	11
3.2.1	Trennflächenparameter	
3.2.1	Parametri sulle discontinuità.....	12
<b>4</b>	<b>GEBIRGSVERHALTEN</b>	
<b>4</b>	<b>COMPORAMENTO DELLA ROCCIA</b> .....	<b>13</b>
4.1	ABSCHÄTZUNG DES GEBIRGSVERHALTEN	
4.1	VALUTAZIONE DEL COMPORAMENTO DELLA ROCCIA.....	13
<b>5</b>	<b>AUSSENSCHALE</b>	
<b>5</b>	<b>RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE</b> .....	<b>16</b>
5.1	BRUCHKÖRPERANALYSE	
5.1	ANALISI DEI BLOCCHI.....	16
5.1.1	Gebirgslast bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten	
5.1.1	Carichi dell'ammasso altamente fratturato .....	16
5.1.2	Nachweisverfahren	
5.1.2	Procedura di verifica.....	16
5.1.3	Analysierte Fälle und Ergebnisse	
5.1.3	Casi analizzati e risultati .....	17
5.2	ANALYSE DER AUSBRUCHPHASEN	
5.2	ANALISI DELLE FASI DI SCAVO .....	18
5.2.1	Der Berechnungskodex	
5.2.1	Il codice di calcolo .....	19
5.2.2	Analysierte Ausbruchquerschnitte	
5.2.2	Sezioni analizzate .....	20
5.2.3	Bildendes Gebirgsmodell	
5.2.3	Modello costitutivo dell'ammasso .....	20
5.2.4	Modellgeometrie und Ausgangsspannungslage	
5.2.4	Geometria del modello e stato tensionale iniziale .....	20
5.2.5	Eigenschaften der Außenschale	
5.2.5	Caratteristiche dei rivestimenti di prima fase .....	21
5.2.6	Laststufe	
5.2.6	Step di carico.....	23

5.2.7	Nachweisverfahren	
5.2.7	Procedura di verifica.....	24
5.2.8	Ergebnisse	
5.2.8	Risultati.....	25
5.3	ANALYSE DER ORTBRUSTSTABILITÄT	
5.3	ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE .....	25
5.3.1	Nachweisverfahren	
5.3.1	Procedura di verifica.....	25
5.3.2	Ergebnisse	
5.3.3	Risultati	
<b>6</b>	<b>INNENSCHALE</b>	
<b>6</b>	<b>RIVESTIMENTO DEFINITIVO .....</b>	<b>26</b>
6.1	STABWERKSMODELLE	
6.1	METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE .....	26
6.2	MODELLIERUNG DER BETTUNG	
6.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	26
6.2.1	Modellierung der Bettung	
6.2.1	Rigidità radiale.....	27
6.2.2	Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle	
6.2.2	Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo .....	27
6.3	LASTENANALYSE	
6.3	ANALISI DEI CARICHI .....	28
6.3.1	Eigengewicht G1	
6.3.1	Peso proprio G1 .....	28
6.3.2	Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3	
6.3.2	Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3 .....	28
6.3.3	Wasserdruck G4	
6.3.3	Pressione idraulica G4 .....	28
6.3.4	Gebirgslast G5	
6.3.4	Carico dell'ammasso G5 .....	28
6.3.5	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
6.3.5	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	28
6.3.6	Temperatur Q1	
6.3.6	Temperatura Q1 .....	29
6.3.7	Erdbebeneinwirkung E1	
6.3.7	Azione sismica E1 .....	29
6.3.8	Aufprall A2	
6.3.8	Urto A2 .....	30
6.3.9	Brand A3	
6.3.9	Incendio A3 .....	30
6.4	EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
6.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	30
6.5	NACHWEISE	
6.5	VERIFICHE .....	31
6.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
6.5.1	Stati Limite Ultimi (SLU) .....	31
6.5.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni .....	31
6.5.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
6.5.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni .....	31

6.5.1.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.1.3	Combinazione delle azioni.....	32
6.5.1.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze .....	32
6.5.1.5	Überprüfung auf Beulspannung	
6.5.1.5	Verifica a pressoflessione.....	32
6.5.1.6	Querkraftüberprüfung	
6.5.1.6	Verifica a taglio .....	33
6.5.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
6.5.2	Stati Limite Esercizio (SLE) .....	34
6.5.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni.....	34
6.5.2.2	Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen	
6.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni .....	34
6.5.2.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.2.3	Combinazioni delle azioni.....	34
6.5.2.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze .....	34
6.5.2.5	Ermittlung der Verformungen	
6.5.2.5	Calcolo delle deformazioni .....	34
6.5.2.6	Begrenzung der Rissbreiten	
6.5.2.6	Limitazione dello spessore delle fessure .....	34
6.6	BAULICHE DURCHBILDUNG	
6.6	STRUTTURA COSTRUTTIVA .....	35
6.6.1	Expositionsklasse und Mindestbetondeckung	
6.6.1	Classe di esposizione e copriferro minimo .....	35
6.6.2	Mindestbewehrung	
6.6.2	Armatatura minima .....	35
6.7	ERGEBNISSE	
6.7	RISULTATI .....	36
<b>7</b>	<b>VERZEICHNISSE</b>	
<b>7</b>	<b>ELENCHI.....</b>	<b>37</b>
7.1	TABELLENVERZEICHNIS	
7.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	37
7.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
7.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	37
7.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
7.3	ELENCO APPENDICI .....	38
7.4	REFERNZDOKUMENTE	
7.4	BIBLIOGRAFIA E FONTI .....	38
7.4.1	Eingangsdokumente	
7.4.1	Documenti in ingresso .....	38
7.4.2	Normen und Richtlinien	
7.4.2	Normativa .....	39
7.4.3	Literatur	
7.4.3	Letteratura .....	40

**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 2 auf, 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 11, von denen einer, der 48/3, bereits innerhalb des Baulos Muls I vorgetrieben wurde. Außerdem wird der 49/1, obwohl Stollen des Typs 1, mit einem breiten Querschnitt vorgetrieben um den Durchgang des TBM-Kopfes bei der Baustellenphase zu ermöglichen.

Der gleiche verwendete Querschnitt für den Ausbruch der Querstollen Typ 2 wird auch für den Wannenausbruchquerschnitt CT1-V auf Höhe des Stollens Typ 1 im Tiefpunkt (CT49/2) angewandt.

## 1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento dei rivestimenti, di prima fase e definitivi, dei cunicoli trasversali tipo 2, 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 11, di cui uno, il 48/3, è già stato scavato all'interno del lotto Muls I. Inoltre, il 49/1, pur essendo un cunicolo tipo 1, verrà scavato con una sezione larga per permettere il passaggio della testa della TBM in fase di cantiere.

La medesima sezione utilizzata per lo scavo dei cunicoli trasversali tipo 2 è utilizzata anche per lo scavo della sezione della vasca CT1-V in corrispondenza del cunicolo tipo 1 nel punto di minimo (CT49/2).

n°	Tipo	Progr. Est	GL Est	GL Ovest
		[km]		
47/1	CT2	47+000	T	T
48/3	CT2	48+574	E-T	E-T
49/1	CT1	49+229	MA	MAT
49/2	CT1-V	49+590		MA
51/1	CT2	51+000		MA
51/2	CT3	51+333		MA
52/2a	CT2	52+300		MA
52/2	CT2	52+333		
53/3	CT4	53+000	D	D
54/1a	CT2	53+970	DM	DM
54/1	CT2	54+000		

Tabelle 1: Synoptische Tafel der Stollen CT2-CT3-CT4

Tabella 1: Quadro sinottico dei cunicoli CT2-CT3-CT4

Für alle neuen Stollen sieht der vorgesehene Querschnitt für den Aushub in Klasse II (CT2/CT3/CT4-T2), mit einer maximalen Ausbruchbreite und -höhe (inkl. 5 cm Extraaushub) von jeweils 8.76 m und 6.06 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 Abschlüge) 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 verstehen, sie entsprechen also 30 und 35 cm mindestens ohne Bau- und Trassierungstoleranz, respektive an Kappe und an Sohlplatte.

Per tutti i cunicoli di nuova realizzazione, la sezione prevista per affrontare lo scavo in classe II (CT2/CT3/CT4-T2), avente una larghezza e un'altezza massima di scavo (compresi 5 cm di extrascavo) rispettivamente di 8.76 m e 6.06 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 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.

Bei den Ausbruchstrecken in Klasse III (Ausbruchquerschnitte CT2/CT3/CT4-T3) wird der Ersatz der Superswellex Pm16 mit Pm24, 4.5 m lang, an der Kappe auf 120° verteilt, 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 Ausbruchsquerschnitt (CT2/CT3/CT4-TRb) mit Nietungen des Typs Dywidag SN28, Länge 5.5 m, auch an den Widerlagern vorgesehen und Bereiche von maximaler Länge eines Abschlags (1.5 m) geplant. Dieser Ausbruchsquerschnitt ermöglicht es mögliche Rockburst-Phänomene zu begrenzen. Die Geometrien der Schalen ändern sich nicht im Vergleich zu den Ausbruchquerschnitten in Klasse 2 und 3.

Um mögliche Bereiche mit einer höheren Veränderungsstufe des Gebirges anzugehen, wird auch ein Ausbruchsquerschnitt in Klasse IV (CT2/CT3/CT4-T4) vorgesehen, mit einer maximalen Ausbruchbreite und -höhe (inkl. 10 cm Extraushub) von jeweils 9.54 m und 7.59 m. Der Ausbruchsquerschnitt sieht eine Innenschale vor, welche aus nominalen 30cm Spritzbeton der Festigkeitsklasse C30/37 besteht, welcher mit zwei Lehrgerüste IPN160, Abstand 0.5 - 1.5 m bewehrt, sowie eventueller Radialnietung mittels R38N Bohrschrauben oder Anker Typ Dywidag SN28, jeweils 6 und 5.5 m lang, Querabstand 1.8 m und Längsabstand 1.5 m. Die Innenschale dieser Strecke erweist eine nominale Stärke jeweils an der Kappe und am Gegengewölbe von 55 und 126 cm, welche ohne Toleranzen 50 und 120 cm entsprechen.

Gegenstand dieses Berichts ist die Bemessung der Ausbruchquerschnitte CT2/CT3/CT4-T2/TRb/T3.

Zur Schalenbemessung von CT2/CT3/CT4-T4 wird auf den entsprechenden Bericht verwiesen.

Nelle tratte di scavo in classe III (sezione CT2/CT3/CT4-T3) si prevede di sostituire i Superswellex Pm16 con Pm24 di lunghezza 4.5 m, estesi su 120° in calotta, 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 (CT2/CT3/CT4-TRb) rinforzata con chiodature tipo Dywidag SN28, lunghezza 5.5 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 alle sezioni di scavo in classe 2 e 3.

Per affrontare possibili zone con una maggior livello di alterazione dell'ammasso è prevista anche una sezione di scavo in classe IV (CT2/CT3/CT4-T4), avente una larghezza e un'altezza massima (compresi 10 cm di extrascavo) rispettivamente di 9.54 m e 7.59 m. La sezione prevede un rivestimento di prima fase costituito da 30cm nominali di betoncino proiettato C30/37 armato con due centine IPN160 a passo 0.5 - 1.5 m ed un eventuale chiodatura radiale mediante autopercoranti R38N o ancoraggi tipo Dywidag SN28, lunghezza 6 e 5.5 m rispettivamente, passo trasversale 1.8 m e longitudinale 1.5 m. Il rivestimento definitivo di questa tratta presenta una spessore nominale di 55 e 126 cm rispettivamente in calotta e arco rovescio che, al netto delle tolleranze, si traducono in spessori minimi di 50 e 120 cm.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento delle sezioni CT2/CT3/CT4-T2/TRb/T3.

Per il dimensionamento dei rivestimenti della sezione CT2/CT3/CT4-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 Pm16 und Pm24 mit folgenden Eigenschaften vorgesehen:

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

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

$$N_y = 200 \text{ kN (Pm24)}$$

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 e Pm24 aventi le seguenti caratteristiche:

Dove:

- $E_s$  è il modulo elastico
- $N_y$  e 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 6 geomechanisch homogene Zonen, mit variablen Überdeckungen, die von 90 m bis 1305 m reichen.

n°	Typo	Progr. Est	Zone number	Rock mass name	H
		[km]			[m]
47/1	CT2	47+000	14	BCA-GS-10g	590
48/3	CT2	48+574	24	GB-G-GA9	880
49/1	CT1	49+229	26	GB-G-GA1	1270
49/2	CT1-V	49+590	26	GB-G-GA1	1270
51/1	CT2	51+000	28	GB-G-GA3	1305
51/2	CT3	51+333	28	GB-G-GA3	1240
52/2a	CT2	52+300	30	GB-G-GA5	995
52/2	CT2	52+333	30	GB-G-GA5	985
53/3	CT4	53+000	31	GB-G-GA6	410
54/1a	CT2	53+970	31	GB-G-GA6	100
54/1	CT2	54+000	31	GB-G-GA6	90

Tabelle 2: Geomechanische homogene Zonen

### 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 6 zone geomeccanicamente omogenee con coperture variabili da 90 m a 1305 m.

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	$\sigma_{ci}$	$m_i$	$E_i$	$\gamma$
		[-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	[KN/m <sup>3</sup> ]
14	BCA-GS-10g	III	50	72.5	15.5	50550	27.3
24	GB-G-GA9	II	73	105.5	22	30950	26.7
26	GB-G-GA1	I	85	105.5	22	30950	26.7
		II	65	105.5	22	30950	26.7
		III	45	105.5	22	30950	26.7
28	GB-G-GA3	I	86	117.5	22	26450	26.7
		II	66	117.5	22	26450	26.7
		III	46	117.5	22	26450	26.7
30	GB-G-GA5	I	87	108	22	27000	26.7
		II	67	108	22	27000	26.7
		III	47	108	22	27000	26.7
31	GB-G-GA6	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:

Dove:

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

- $\gamma$  è il peso di volume naturale dell'ammasso roccioso.
- $\sigma_{ci}$  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.

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.

- 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	$\gamma$	$\phi_{picco}$	$\phi_{res}$	$c_{picco}$	$c_{res}$	$E_{rm}$	$\psi$
14	BCA-GS-10g	III	590	27.3	41.6	33.9	2.3	1.5	15528.2	5.2
24	GB-G-GA9	II	880	26.7	50.7	37.6	5.7	2.5	24304.2	12.7
26	GB-G-GA1	I	1270	26.7	50.9	34.7	9.3	3.2	28678.1	12.7
		II		26.7	45.9	34.7	5.9	3.2	19551.7	10.1
		III		26.7	40.2	33.9	4.3	3.0	6922.0	5.0
28	GB-G-GA3	I	1305	26.7	51.7	35.3	10.3	3.4	24704.6	12.9
		II		26.7	46.8	35.4	6.4	3.4	17274.0	10.5
		III		26.7	41.2	34.6	4.7	3.2	6316.0	5.1
30	GB-G-GA5	I	995	26.7	53.1	36.7	9.1	2.7	25404.1	13.3
		II		26.7	48.5	36.8	5.4	2.7	18196.1	11.2
		III		26.7	42.9	36.0	3.9	2.6	6877.6	5.4
31	GB-G-GA6	II	410	26.7	54.4	43.5	3.3	1.5	17633.2	12.3
		III		26.7	49.4	42.6	2.2	1.4	6447.4	6.2

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

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

Wobei:

- $\Phi_{picco}$  = Reibungswinkel am Peak
- $\Phi_{res}$  = Restreibungswinkel
- $c_{picco}$  = Kohäsion am Peak
- $c_{res}$  = Restkohäsion
- $E_{rm}$  = Gebirgsmodul
- $\psi$  = Dilatanz

Dove:

- $\Phi_{picco}$  è la resistenza al taglio di picco.
- $\Phi_{res}$  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.
- $\psi$  è la dilatanza.

### 3.2 TRENNFLÄCHENORIENTIERUNG

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

### 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:

Famiglie 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

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

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 6: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA3

Tabella 6: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA3

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

Tabelle 7: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA5

Tabella 7: 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 8: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA6

Tabella 8: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA6

### 3.2.1 Trennflächenparameter

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

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

### 3.2.1 Parametri sulle discontinuità

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

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

## 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
- $R_{inf}$  = plastischer Gesamtradius (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.

In Tabelle 9 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).

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 Tabella 9 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 9: 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 9: 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 3.77 m. Es wurden auch die Kennlinien der bereits vorgetriebenen Stollen ausgeführt, um das Gebirgsverhalten und demzufolge die erwartete Last auf die neugeplanten Innenschalen auszuwerten.

In Folge ist die Tabelle mit den Hauptergebnissen aufgezeigt:

Le analisi con le Linee Caratteristiche sono state eseguite considerando un raggio di scavo equivalente di 3.77 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

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]	[%]	[%]	[%]	[%]
14	BCA-GS-10g	III	590	0.32	1.07	0.75	0.00	1.81	0.09%	0.00	0.20%	0.48
24	GB-G-GA9	II	880	0.20	0.66	0.46	0.00	0.55	0.05%	0.00	0.12%	0.14
26	GB-G-GA1	I	1270	0.24	0.80	0.56	0.00	0.48	0.06%	0.00	0.15%	0.13
		II		0.49	1.64	1.15	0.00	1.29	0.13%	0.00	0.30%	0.34
		III		1.59	5.29	3.70	0.00	2.02	0.42%	0.00	0.98%	0.53
28	GB-G-GA3	I	1305	0.26	0.85	0.60	0.00	0.30	0.07%	0.00	0.16%	0.08
		II		0.54	1.80	1.26	0.00	1.14	0.14%	0.00	0.33%	0.30
		III		1.68	5.60	3.92	0.00	1.82	0.45%	0.00	1.04%	0.48
30	GB-G-GA5	I	995	0.15	0.49	0.34	0.00	-0.05	0.04%	0.00	0.09%	0.0
		II		0.34	1.15	0.80	0.00	0.86	0.09%	0.00	0.21%	0.23
		III		1.05	3.49	2.44	0.00	1.48	0.28%	0.00	0.65%	0.39
31	GB-G-GA6	II	410	0.10	0.32	0.22	0.00	0.07	0.03%	0.00	0.06%	0.02
		III		0.32	1.06	0.74	0.00	0.56	0.08%	0.00	0.20%	0.15

Tabelle 10: 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 den Zonen 26 und 28 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 4 cm.

Die Parameter der Zone 28 in Klasse III wurden zur Berechnung des Ausbruchquerschnitts CT2-T3 angewandt. Für diesen Ausbruchquerschnitts wurde zusätzlich zur Lockerungslast des Gebirges, auch die eines abbrechenden möglich instabilen Felsens ausgewertet.

Tabella 10: 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 delle zona 26 e 28 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 4cm.

I parametri della zona 28 in classe III sono stati adottati per il calcolo della sezione CT2-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.

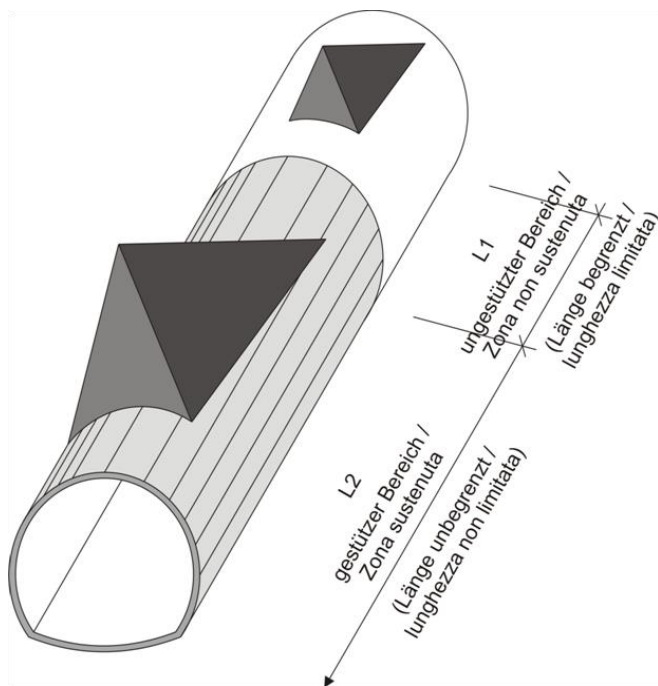


Abbildung 1: Qualitative Darstellung der Gebirgsbelastung auf die Schale bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten

#### 5.1.2 Nachweisverfahren

Gemäß NTC 2008 [12] wurden die Teilsicherheitsfaktoren berücksichtigt. Demnach werden die Einwirkungen um  $Y_G = 1,30$  erhöht und die Widerstände um  $Y_c = 1,50$  bzw.  $Y_s = 1,15$  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.

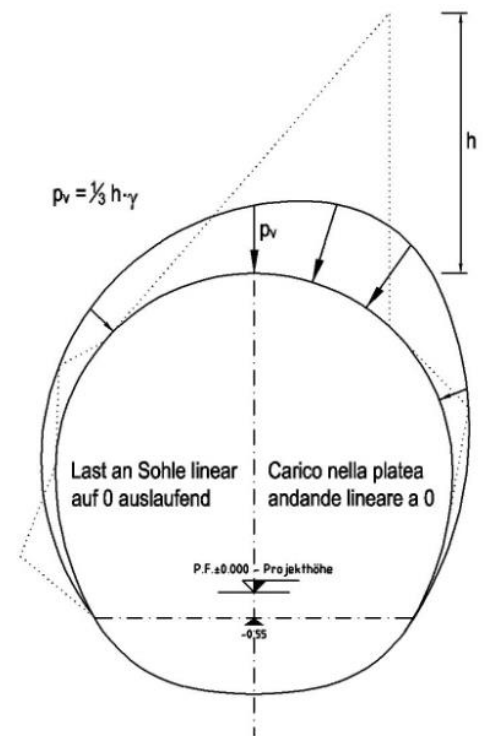


Figura 1: Rappresentazione qualitativa degli effetti dell'ammasso sul rivestimento, in caso di ammasso altamente fratturato

#### 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  $Y_G = 1,30$  e le resistenze ridotte di  $Y_c = 1,50$  ovvero  $Y_s = 1,15$ . 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 vorsichtshalber für den Ausbruchquerschnitt CT1-T2 ausgeführt:

Es werden zwei Arten von Nachweis geführt:

- Sektor L1: die Länge des Berechnungsmodells entspricht 1 Bereich (4.5 m). Um die Stabilität der Felsblöcke sicherzustellen ist ein Netz aus Ankern des Typs Superswellex Pm 16 von 3.0 Meter Länge auf 90°, 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 Anker 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-GA3 und beträgt 2.65 m. Der Felsabbruch entspricht einer Last auf der Spritzbetonschale von

$$P_v = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h = 23.6kPa$$

### 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, cautelativamente, per la sezione CT1-T2.

Vengono eseguite due tipologie di analisi:

- settore L1: lunghezza di analisi pari 1 campo (4.5 m). Per garantire la stabilità dei cunei rocciosi si prevede una rete di ancoraggi Superswellex Pm 16 di lunghezza 3 metri su 90°, 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-GA3 ed è pari a 2.65 m. Il distacco del blocco si traduce in un carico sul rivestimento di entità pari a

$$P_v = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h = 23.6kPa$$

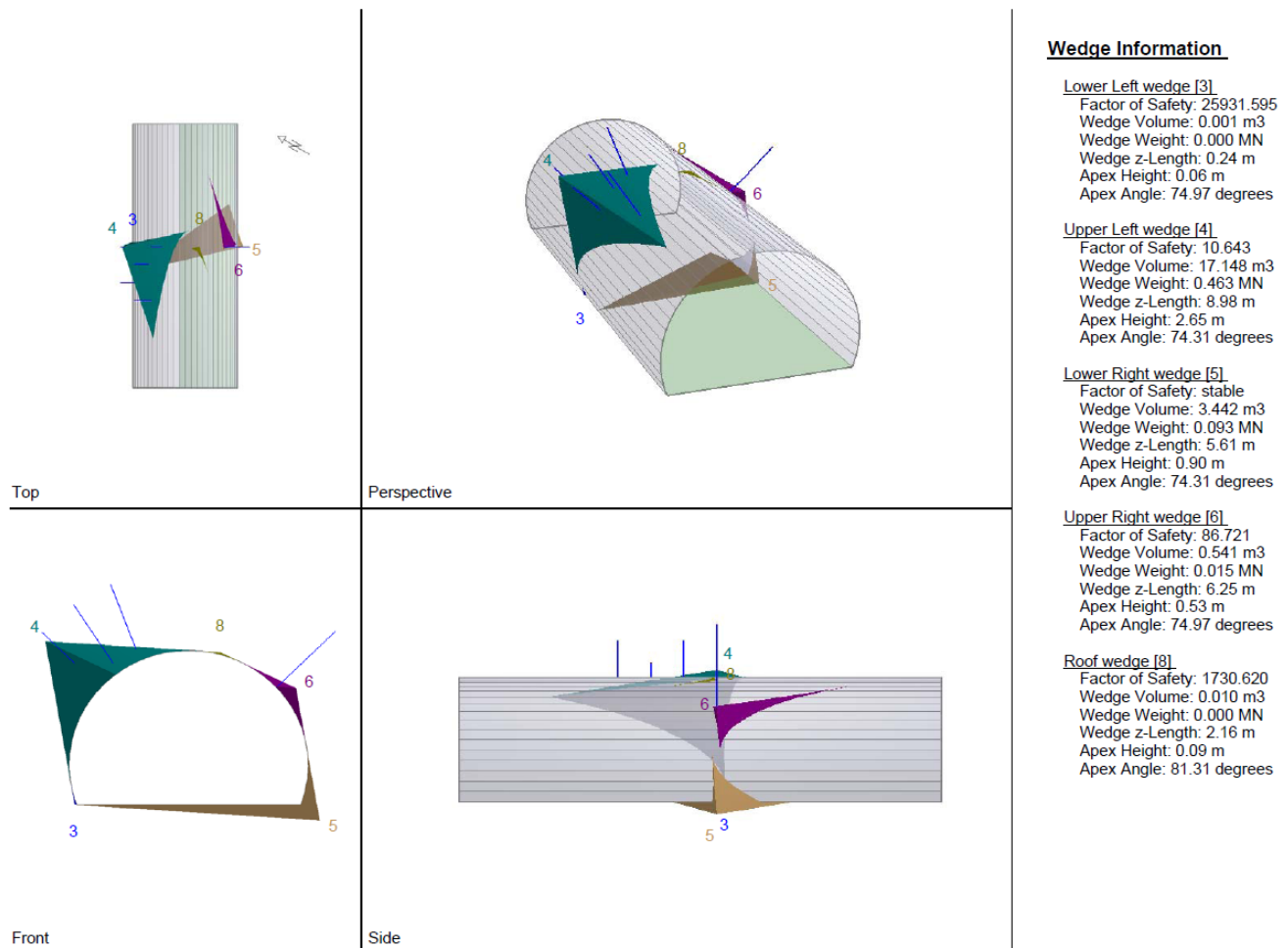


Abbildung 2: qualitative Darstellung der größeren Blocks (homogene Strecke GB-G-GA2)

Figura 2: Rappresentazione qualitativa del blocco di dimensioni maggiori (tratta omogenea GB-G-GA3)

## 5.2 ANALYSE DER AUSBRUCHPHASEN

Wie zuvor angedeutet, geht aus dem Kennlinienverfahren hervor, dass 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 (CT2-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.:

- Die Definition des geotechnischen Bezug Modells das ein Querschnitt zur Tunnelachse darstellt;

## 5.2 ANALISI DELLE FASI DI SCAVO

Come precedentemente accennato, dall'analisi delle linee caratteristiche, 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 (CT2-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 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.

### 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 Hohlraums 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  $F_u = F_e - F_i$ ).

- 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 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 quadrilatera, 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 CT2-T3 wurden der Ausbruchquerschnitt mit der höchsten Überdeckung (H=1305 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 8.76 m und 6.06 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 CT2-T3 si è considerata la sezione con la massima copertura (H=1305 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 8.76 m e 6.06 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.	$n^\circ$	Classe	Sp. nominale	Sp. Minimo
		[kN]	[m]	[m]	[m]	[-]		[cm]	[cm]
<b>CT2-T3</b>	Pm24	200	4.5	1.5	1.8	5+6	C30/37	15	10

Tabelle 11: Eigenschaften der Außenschale CT2-T3

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

Die ins Modell eingesteckten Niete 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 örtelrings 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 Abbildung 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:

	Chiodature						Betoncino		
	Tipo	$N_y$	L	Passo long.	Passo trasv.	$n^\circ$	Classe	Sp. nominale	Sp. Minimo
		[kN]	[m]	[m]	[m]	[-]		[cm]	[cm]
<b>CT2-T3</b>	Pm24	200	4.5	1.5	1.8	5+6	C30/37	15	10

Tabella 11: Caratteristiche rivestimenti di prima fase CT2-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 ( $S_{friction}=0$ ).

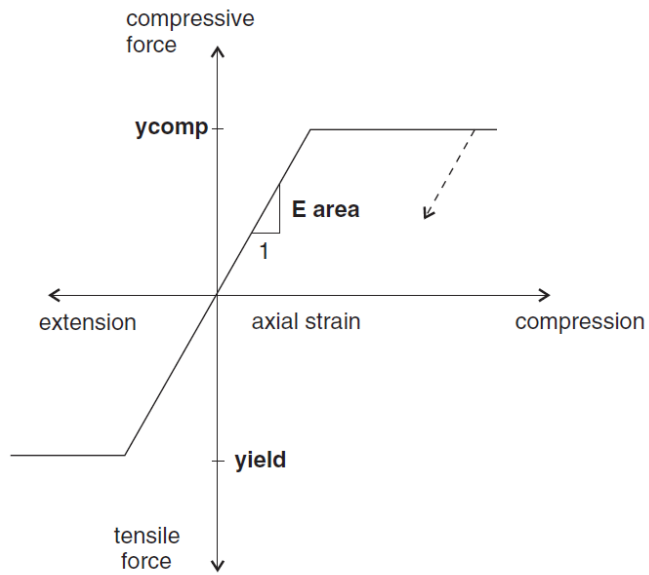


Abbildung 3: Kraft-Verformungsverhalten der Cable-Elemente

Figura 3: Comportamento sforzo-deformazione degli elementi cable

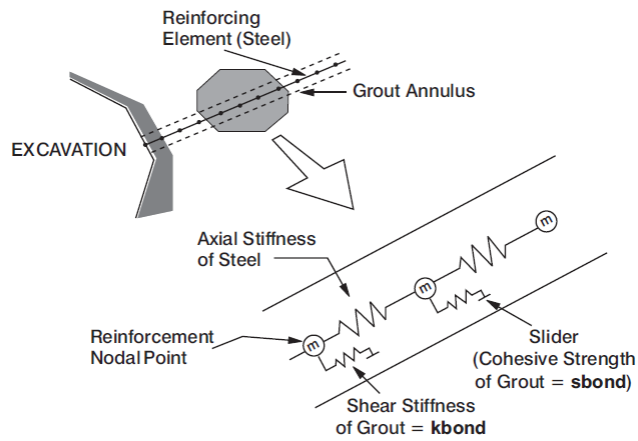
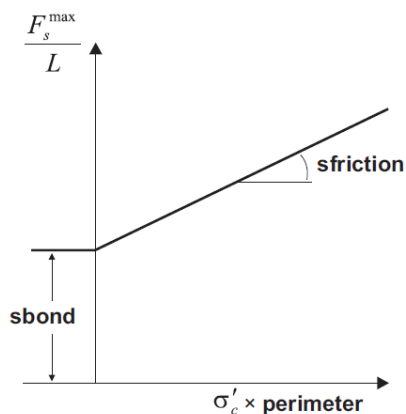
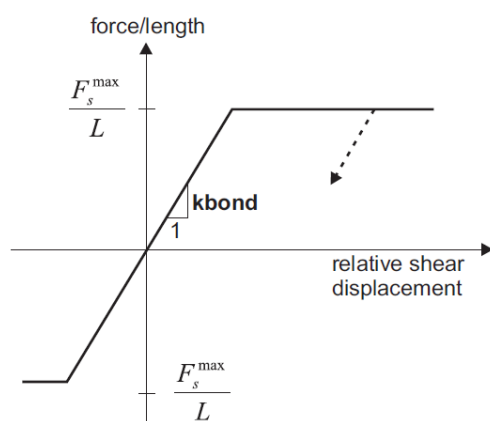


Abbildung 4: Konzeptdarstellung des Schubverhaltens des Mörtelrings rund um den Anker

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 <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[kPa]	[-]	[kN]	[kN/m]	[kN/m/m]
<b>Superswellex Pm24</b>	200	210000	481	54	3	48	950	0.7	174	100	1.0E+07

Tabelle 12: Nietungen-Input

Tabella 12: Input delle chiodature

Wobei:

Dove:

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

- $N_{yk}$  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

### 5.2.6 Step di carico

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 (38%) und vor Einsatz der Nietungen (9%) wurde aufgrund der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens bestimmt.

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 (38%) e prima dell'installazione delle chiodature (9%) è definita sulla base dei risultati delle Linee Caratteristiche.



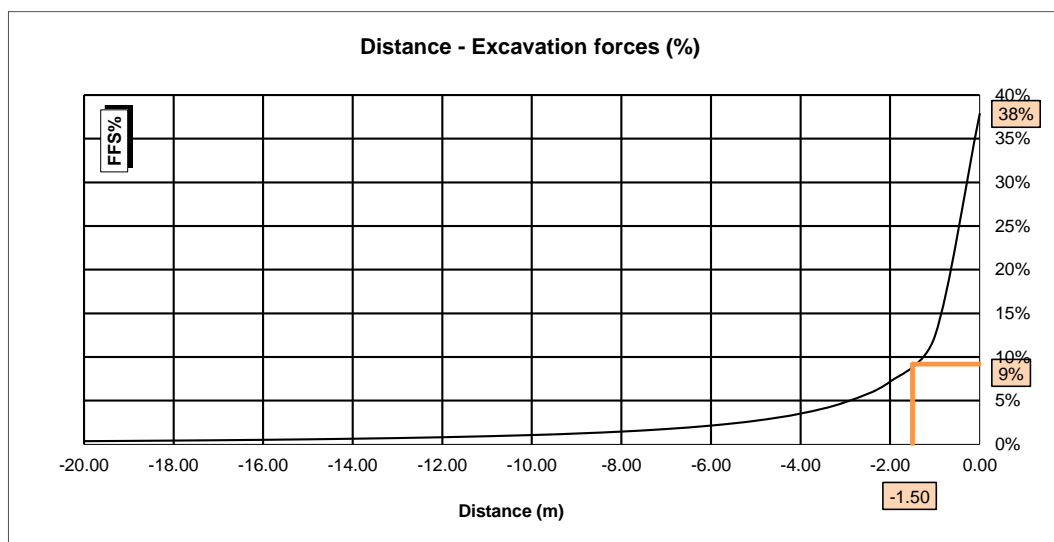


Abbildung 6: TKA an der Ortsbrust und bei Einsetzung der Nietungen

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 =38%);
- 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 tangentielle 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=38%);
- 3) Riduzione delle FFS fino al valore che assumono nel momento dell'installazione del rivestimento di I fase (1.5m dal fronte) (FFS=9%);
- 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  $Y_G = 1,30$  erhöht und die Widerstände des strukturellen Querschnitts um  $Y_c = 1,50$  reduziert, d.h.  $Y_s = 1,15$ .

### 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  $Y_G = 1,30$  e le resistenze della sezione strutturale sono ridotte di  $Y_c = 1,50$  ovvero  $Y_s = 1,15$ .

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

Le verifiche risultano soddisfatte se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Wobei:

- $R_d$  = 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 10 dargestellten Ergebnisse des Kennlinienverfahrens. Die relative Konvergenz bei der Kappe wird, dank der Nietungenwirkung, von 3.9 cm auf 2.8 cm reduziert, während die absolute Konvergenz von 5.6 cm auf 5.0 cm sinkt.

Die Plastizität ist in Höhe von 1.5 - 2 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 10. La convergenza relativa in calotta, grazie all'effetto delle chiodature si riduce da 3.9 cm a 2.8 cm mentre la convergenza assoluta si riduce da 5.6 cm a 5.0 cm.

Le plasticizzazioni sono dell'ordine di 1.5 - 2 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 <sup>a</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1.25
effektive Kohäsion / Coesione effettiva	$\gamma_c$	1.25
undrainierte Scherfestigkeit / Resistenza a taglio non drenata	$\gamma_{cu}$	1.4
einaxiale Druckfestigkeit / Resistenza a compressione monoassiale	$\gamma_{qu}$	1.6
Wichte / Peso specifico	$\gamma_{\gamma}$	1
<sup>a</sup> Dieser Faktor wird auf $\tan \phi'$ angewendet / valore applicato alla tangente dell'angolo		

Tabelle 13: Teilsicherheitsfaktoren Ortsbrustnachweis

Tabella 13: Fattori parziali di sicurezza per la verifica di stabilità del fronte di scavo

### 5.3.2 Ergebnisse

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

Im Fall eines verlängerten Aufenthalts der Aushubs Tätigkeiten wird zum Schutz der Ortsbrust eine faserverstärkte Spritzbetonschicht von 10 cm Stärke vorgesehen.

### 5.3.3 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.

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 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  $E'_c \times I_g$  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;
- $\nu$  = 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.

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

## 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 rigidità 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;
- $\nu$  = 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 ridistribuzione delle sollecitazioni in seguito alla perdita di rigidità 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 rigidità 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.

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

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  $0.5\text{cm}$ . Wenn diese Verschiebungen überwunden sind, wird die Schnittstellensteifigkeit die des Gebirges.

Die tangentielle Steifigkeit ist übergangen worden.

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  $0.5\text{cm}$ . Superati tali spostamenti, la rigidità dell'interfaccia diventa quella dell'ammasso.

La rigidità tangenziale è stata trascurata.

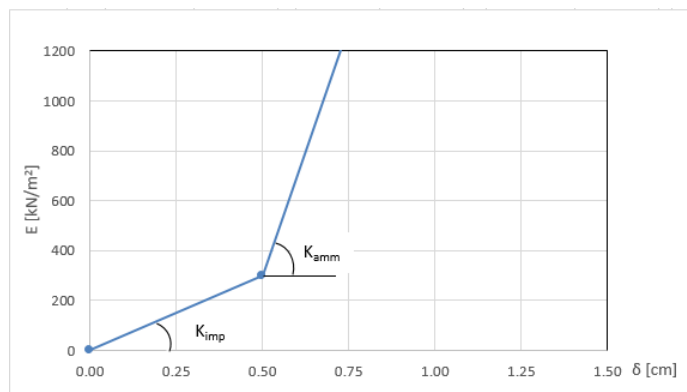


Abbildung 7: Schematisierung der Schnittstelle

Figura 7: Schematizzazione dell'interfaccia

### 6.2.1 Modellierung der Bettung

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

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

Wobei:

- $K_R$  = Steifigkeit der radialen Bettung Innenschale – Gebirge [ $\text{MN/m}^3$ ]
- $E$  = Elastizitätsmodul des Gebirges
- $E_s$  = Steifemodul des Gebirges
- $\nu$  = Poisson Beiwert des Gebirges
- $R$  = Tunnelradius - Systemlinie

### 6.2.1 Rigidezza radiale

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

Dove:

- $K_R$  = rigidità del letto di molle radiali a contatto con l'anello interno [ $\text{MN/m}^3$ ]
- $E$  = modulo elastico dell'ammasso roccioso
- $E_s$  = modulo edometrico dell'ammasso roccioso
- $\nu$  = 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

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

### 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 rigidità 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 verwendete Volumen basiert auf den Planmaßen der Konstruktion.

Das spezifische Eigengewicht des Stahlbetons 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  $\phi$  wird gemäß NTC 2008 Kap. 11.2.10.7 ermittelt.

Die Kriechzahl  $\phi$  wird gemäß dem NTC 2008 Kap. 11.2.10.7 unter Berücksichtigung des Spannungszustandes aus einer

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  $\phi$  si calcola secondo le NTC 2008, capitolo 11.2.10.7.

Il coefficiente di viscosità  $\phi$  si calcola ai sensi delle NTC 2008 par. 11.2.10.7, considerando la condizione tensionale

Einwirkungskombination ständiger Lasten (G1 (Eigengewicht) + G2 (Oberleitung) + G5 (Gebirge)) ermittelt.

Kriechen und Schwinden des Betons bewirkt eine Längenänderung  $\Delta l$ . 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, gemäß folgende Tabelle, die je nach Eingangsabstand, zwischen 3 und 10 km, sich ergebenden Temperatureinwirkungen.

Abstand Portal / Distanza dall'imbocco [km]	< 3,0		3,0 - 10,0		>10,0	
Temperaturgradient / gradiente della temperatura $\Delta T$ [°C]	5		2		2	
$\Delta T_{eff}$ [°C]	Winter / inverno	Sommer / estate	Winter / inverno	Sommer / estate	Winter / inverno	Sommer / estate
		-16	16	-10	10	-6

Tabelle 14: Temperatureinwirkung

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  $\Delta l$  (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 rivestimenti definitivi si considerano azioni termiche, in conformità alla seguente tabella, secondo la distanza dall'imbocco, compresa tra 3 e 10 km.

Tabella 14: Variazione termica

Der Gradient der Temperatur zeigt die Temperaturdifferenz zwischen der Innen- und Außenoberflächen der Betonquaderschalen.

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.

### 6.3.7 Erdbebeneinwirkung E1

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

Il gradiente della temperatura indica la differenza di temperatura tra le superfici interna ed esterna del rivestimento in conci.

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 Azione sismica E1

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

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 15) 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 Querstellen 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  $\psi$  berücksichtigt werden.

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

Nell'allegato 4 vengono comunque riportati i domini resistenti e i punti immagine dello stato tensionale nei rivestimenti nelle combinazioni SLU13 e SLU14 (Tabella 15) per mostrare comunque 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  $\psi$ .

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

Tabella 15: 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:

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

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

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

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

Angeichts 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 /	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
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 16: 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 16: Coefficienti di combinazione



### 6.5.1.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten  $\psi$  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 sind, wie mit BBT SE vereinbart, wie folgt zu betrachten, 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  $\alpha$  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  $\psi$ .

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  $\alpha$  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:

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

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:

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

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

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

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$$

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

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

Nelle sezioni prevalentemente compresse, lo sforzo medio di compressione  $\sigma_c$  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  $\sigma_c$  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  $\sigma_c$  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 16 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabelle 16 berücksichtigt.

### 6.5.2.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen, gemäß NTC 2008, mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten  $\psi$  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 Ermittlung 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  $\psi$  laut Tabelle 15 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 15 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 16.

### 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  $\psi$ .

### 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  $\psi$  secondo Tabella 15. 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	+10	+10
Bauliche Toleranz [mm]	+10	+10

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

Tabelle 17: 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  $0,0013 \times b \times d$ ,

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 17: 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  $0,0013 \times b \times d$ ,
- 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 3 plastische Scharniere auf: eine auf Höhe des Druckpeaks des Blocks, eine an der Kappe 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 ohne Bildung von plastischen Zonen.

Die Berechnungen in Anhang 4 zeigen, dass die Schalen der Ausbruchquerschnitte CT2-T3 keine Bewehrung in der Kappe und den Widerständen benötigen, sie aber bei den Tunnelbogenaufsätzen und der Sohlplatte erfordern. Diese Bewehrung wird aus  $\phi$  12mm, Abstand 15cm, mit  $\phi$ 10mm Verteilungsabstand 30cm bestehen. Eine Schubbewehrung ist nicht erforderlich.

Der Einfall von Sohlplatte und Tunnelbogenaufsätze ist von  $55\text{kg/m}^3$ .

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 3 cerniere plastiche: una in corrispondenza del picco di pressione del blocco, una in calotta 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 CT2-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  $\phi$  12mm a passo 15cm, con  $\phi$ 10mm a passo 30cm di ripartizione. Non è richiesta armatura a taglio.

L'incidenza della platea e delle murette è di  $55\text{kg/m}^3$ .

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 CT2-CT3-CT4 .....	6
Tabelle 2: Geomechanische homogene Zonen .....	10
Tabelle 3: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone und probabilistische Verteilung der unterschiedlichen Klassen	10
Tabelle 4: typische Parameter der Gebirges in den unterschiedlichen Zonen und Klassen .....	11
Tabelle 5: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA1 ....	11
Tabelle 6: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA3....	11
Tabelle 7: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA5....	12
Tabelle 8: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA6....	12
Tabelle 9: vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [26] [27]; $c_f$ = Ortsbrustkonvergenz; $F_{pf}$ = Umfang des plastischen Streifens an der Ortsbrust; $R_{scavo} = r_{eq}$ = entsprechender Ausbruchsradius.	14
Tabelle 10: Zusammenfassung der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens .....	15
Tabelle 11: Eigenschaften der Außenschale CT2-T3.....	21
Tabelle 12: Nietungen-Input.....	23
Tabelle 13: Teilsicherheitsfaktoren Ortsbrustnachweis .....	25
Tabelle 14: Temperatureinwirkung.....	29
Tabelle 15: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen) .....	31
Tabelle 16: Kombinationsbeiwerte .....	31
Tabelle 17: Mindestbetondeckung .....	35

### 7.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Qualitative Darstellung der Gebirgseinwirkung auf die Schale bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten	16
Abbildung 2: qualitative Darstellung der größeren Blocks (homogene Strecke GB-G-GA2) .....	18
Abbildung 3: Kraft-Verformungsverhalten der Cable-Elemente	22

## 7 ELENCHI

### 7.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Quadro sinottico dei cunicoli CT2-CT3-CT4 .....	6
Tabella 2: Zone geomeccaniche omogenee .....	10
Tabella 3: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea e distribuzione probabilistica delle diverse classi	10
Tabella 4: Parametri caratteristici dell'ammasso nelle diverse zone e classi	11
Tabella 5: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA1	11
Tabella 6: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA3	11
Tabella 7: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA5	12
Tabella 8: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA6	12
Tabella 9: 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. ....	14
Tabella 10: Sintesi dei risultati delle linee caratteristiche ...	15
Tabella 11: Caratteristiche rivestimenti di prima fase CT2-T3	21
Tabella 12: Input delle chiodature .....	23
Tabella 13: Fattori parziali di sicurezza per la verifica di stabilità del fronte di scavo .....	25
Tabella 14: Variazione termica.....	29
Tabella 15: Combinazioni di carico (in rosa le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE) .....	31
Tabella 16: Coefficienti di combinazione .....	31
Tabella 17: Copriferro minimo.....	35

### 7.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Rappresentazione qualitativa degli effetti dell'ammasso sul rivestimento, in caso di ammasso altamente fratturato .....	16
Figura 2: Rappresentazione qualitativa del blocco di dimensioni maggiori (tratta omogenea GB-G-GA3) .....	18
Figura 3: Comportamento sforzo-deformazione degli elementi cable	22

Abbildung 4: Konzeptdarstellung des Schubverhaltens des Mörtelrings rund um den Anker .....	22
Abbildung 5: Schnittstellenverhalten .....	22
Abbildung 6: TKA an der Ortsbrust und bei Einsetzung der Nietungen	24
Abbildung 7: Schematisierung der Schnittstelle .....	27

Figura 4: Rappresentazione concettuale del comportamento a taglio dell'anello malta intorno all'ancoraggio. ....	22
Figura 5: Comportamento dell'interfaccia.....	22
Figura 6: FFS al fronte e all'installazione delle chiodature .	24
Figura 7: Schematizzazione dell'interfaccia .....	27

### 7.3 ANLAGENVERZEICHNIS

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

### 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 REFERNZDOKUMENTE

### 7.4 BIBLIOGRAFIA E FONTI

#### 7.4.1 Eingangsdokumente

#### 7.4.1 Documenti in ingresso

- [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] 02\_H61\_GD\_090\_GLS\_D0700\_21006 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 -

- [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)
- [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)

- 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
- [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

- [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 Ovest (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 Ovest (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 Ovest (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 Normativa

- [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 "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



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

#### 7.4.3 Literatur

[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-roscience, 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

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 Letteratura

[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-roscience, 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).

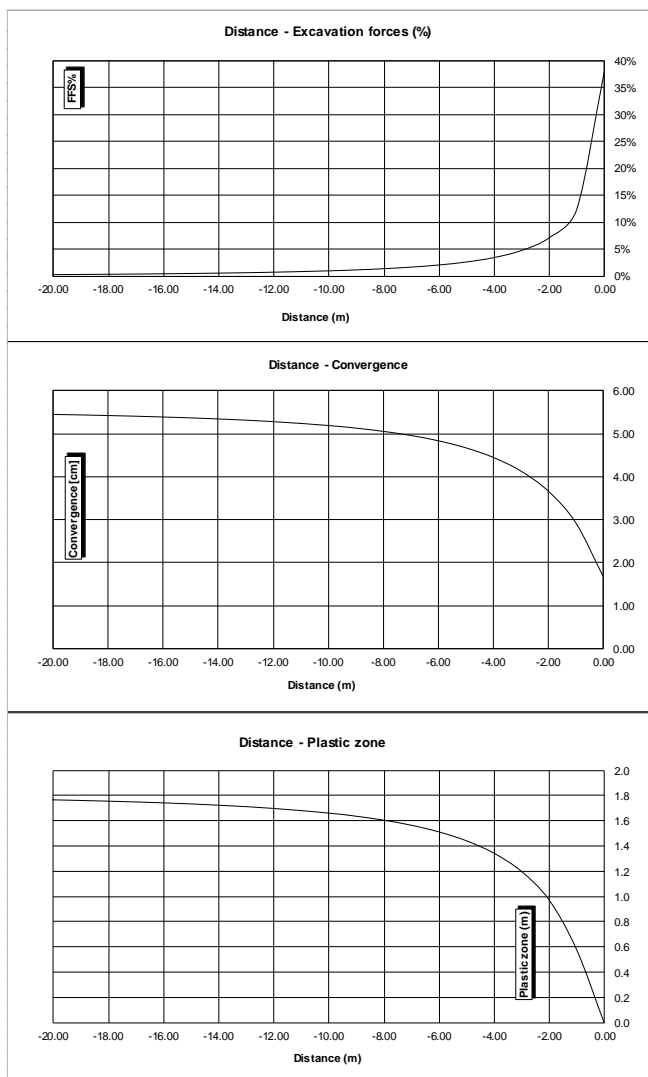


Abbildung 1: Zone 28 (GB-G-GA3) - Klasse III

## 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 = 1305m, C0 = 117.5MPa, mi = 22, Ei = 26450GPa

INPUT DATA		RESULTS	
Weight [N/mc]	26700	<b>At final equilibrium</b>	
Overburden [m]	1305	Total convergence [cm]	5.6
Excavation radius [m]	3.77	Convergence after excavation [cm]	3.9
		Plastic zone thickness [m]	1.8
Peak internal friction angle [°]	41.16	<b>Equilibrium at excavation face</b>	
Post peak internal friction angle [°]	34.56	Convergence [cm]	1.7
Peak cohesion [Pa]	4671647	1 - (deconfinement ratio) [%]	37.8%
Post peak cohesion [Pa]	3188243		
Deformation modulus [Pa]	6.32E+09		
Poisson's ratio [-]	0.3		
Dilation angle [°]	5.15		

c(face) / Radius	0.45 [%]
c(total) / Radius	1.49 [%]
c(after excav.) / Radius	1.04 [%]
Pl.thick. (face)/Radius	0.0 [%]
Pl.thick. (total)/Radius	48.4 [%]

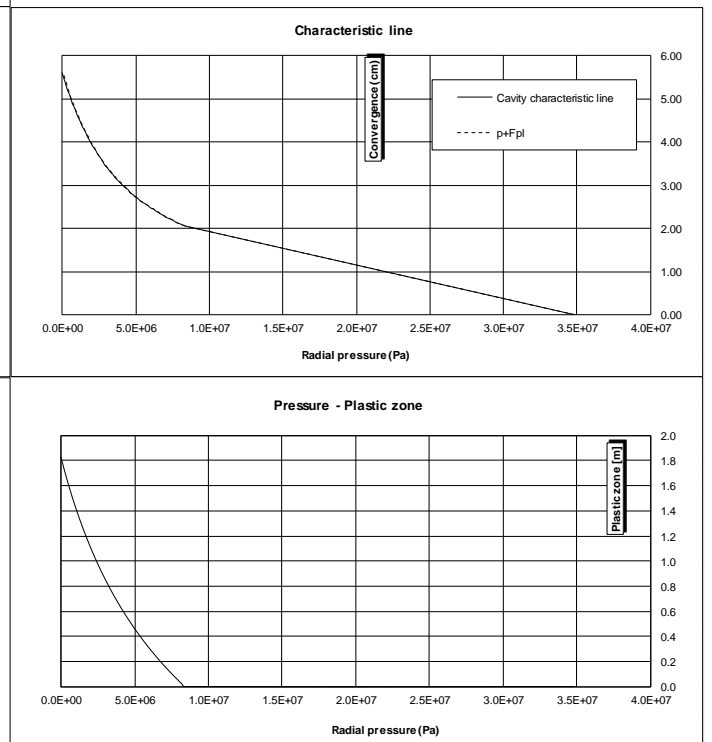


Illustrazione 1: Zona 28 (GB-G-GA3) - Classe III

## 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	2	3	4	3.564	0.002	0.84
2	1	2	4	4.553	0.026	
3	1	2	3	7.134	0.008	
4	1	3	4	63.235	0.002	

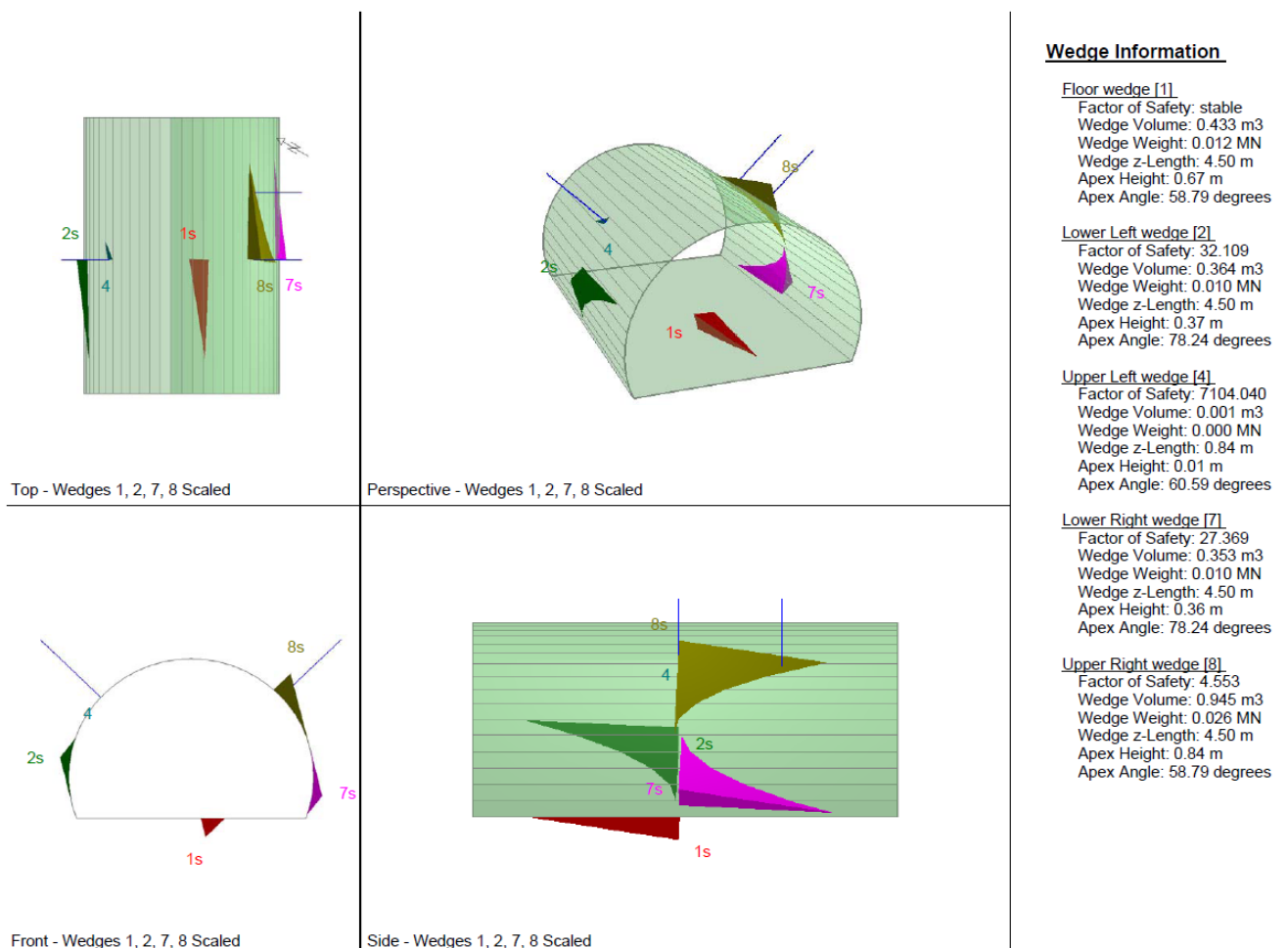
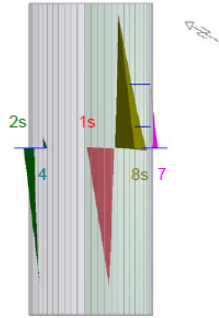


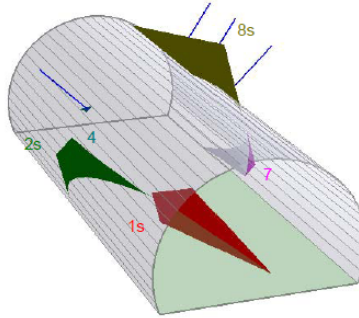
Abbildung 2: Ausbruchquerschnitt CT2-T2- Zone 26 (GB-G-GA1) - L1 - Komb3

Illustrazione 2: Sezione CT2-T2- Zona 26 (GB-G-GA1) - L1 - Comb3

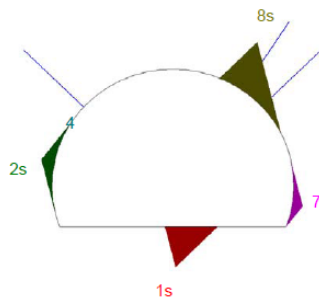
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	4	10.440	0.184	1.79
2	1	2	3	21.494	0.213	
3	2	3	4	108.351	0.037	
4	1	3	4	185.568	0.014	



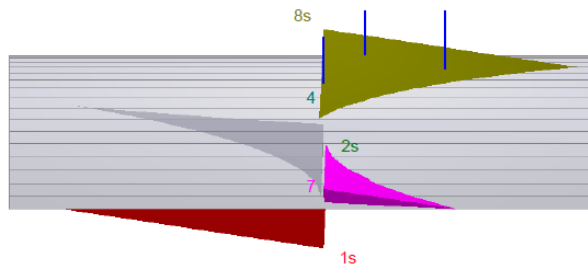
Top - Wedges 1, 2, 8 Scaled



Perspective - Wedges 1, 2, 8 Scaled



Front - Wedges 1, 2, 8 Scaled



Side - Wedges 1, 2, 8 Scaled

### Wedge Information

#### Floor wedge [1]

Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 4.576 m3  
Wedge Weight: 0.124 MN  
Wedge z-Length: 9.88 m  
Apex Height: 1.47 m  
Apex Angle: 58.79 degrees

#### Upper Left wedge [2]

Factor of Safety: 105.750  
Wedge Volume: 0.981 m3  
Wedge Weight: 0.026 MN  
Wedge z-Length: 9.47 m  
Apex Height: 0.48 m  
Apex Angle: 78.24 degrees

#### Upper Left wedge [4]

Factor of Safety: 20661.422  
Wedge Volume: 0.001 m3  
Wedge Weight: 0.000 MN  
Wedge z-Length: 0.84 m  
Apex Height: 0.01 m  
Apex Angle: 60.59 degrees

#### Lower Right wedge [7]

Factor of Safety: 170.179  
Wedge Volume: 0.434 m3  
Wedge Weight: 0.012 MN  
Wedge z-Length: 4.94 m  
Apex Height: 0.39 m  
Apex Angle: 78.24 degrees

#### Upper Right wedge [8]

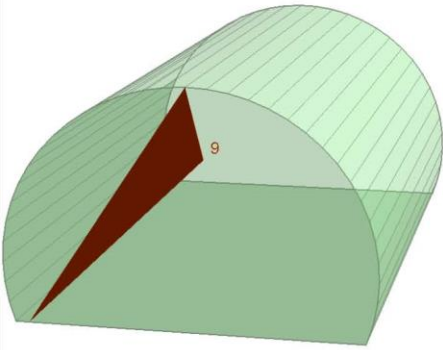
Factor of Safety: 10.440  
Wedge Volume: 6.821 m3  
Wedge Weight: 0.184 MN  
Wedge z-Length: 9.61 m  
Apex Height: 1.79 m  
Apex Angle: 58.79 degrees

Abbildung 3: Ausbruchquerschnitt CT2-T2- Zone 26 (GB-G-GA1) - L2 - Komb2

Illustrazione 3: Sezione CT2-T2- Zona 26 (GB-G-GA1) - L2 - Comb2

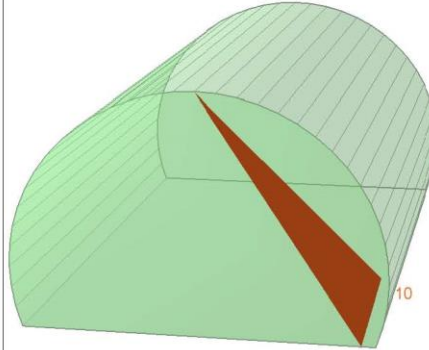
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety ( )	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	4	13.766	0.003	0.08
2	2	3	4	13.774	0.005	
3	1	2	3	56.567	0.027	
4	1	3	4	93.328	0.226	

Near End wedge [9]  
FS: 13.766



Volume: 0.111 m3, Weight: 0.003 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

Far End wedge [10]  
FS: 179.553



Volume: 0.111 m3, Weight: 0.003 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

#### Wedge Information

##### Near End wedge [9]

Factor of Safety: 13.766  
Wedge Volume: 0.111 m3  
Wedge Weight: 0.003 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 4.23 m2  
Apex Height: 0.08 m  
Apex Angle: 58.79 degrees

##### Far End wedge [10]

Factor of Safety: 179.553  
Wedge Volume: 0.111 m3  
Wedge Weight: 0.003 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 4.23 m2  
Apex Height: 0.08 m  
Apex Angle: 78.24 degrees

Abbildung 4: Ausbruchquerschnitt CT2-T2- Zone 26 (GB-G-GA1) - Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 4: Sezione CT2-T2- Zona 26 (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	3	0.000	0.000	1.5
2	1	3	4	0.000	0.000	
3	1	2	4	4.099	0.015	
4	2	3	4	7.390	0.014	

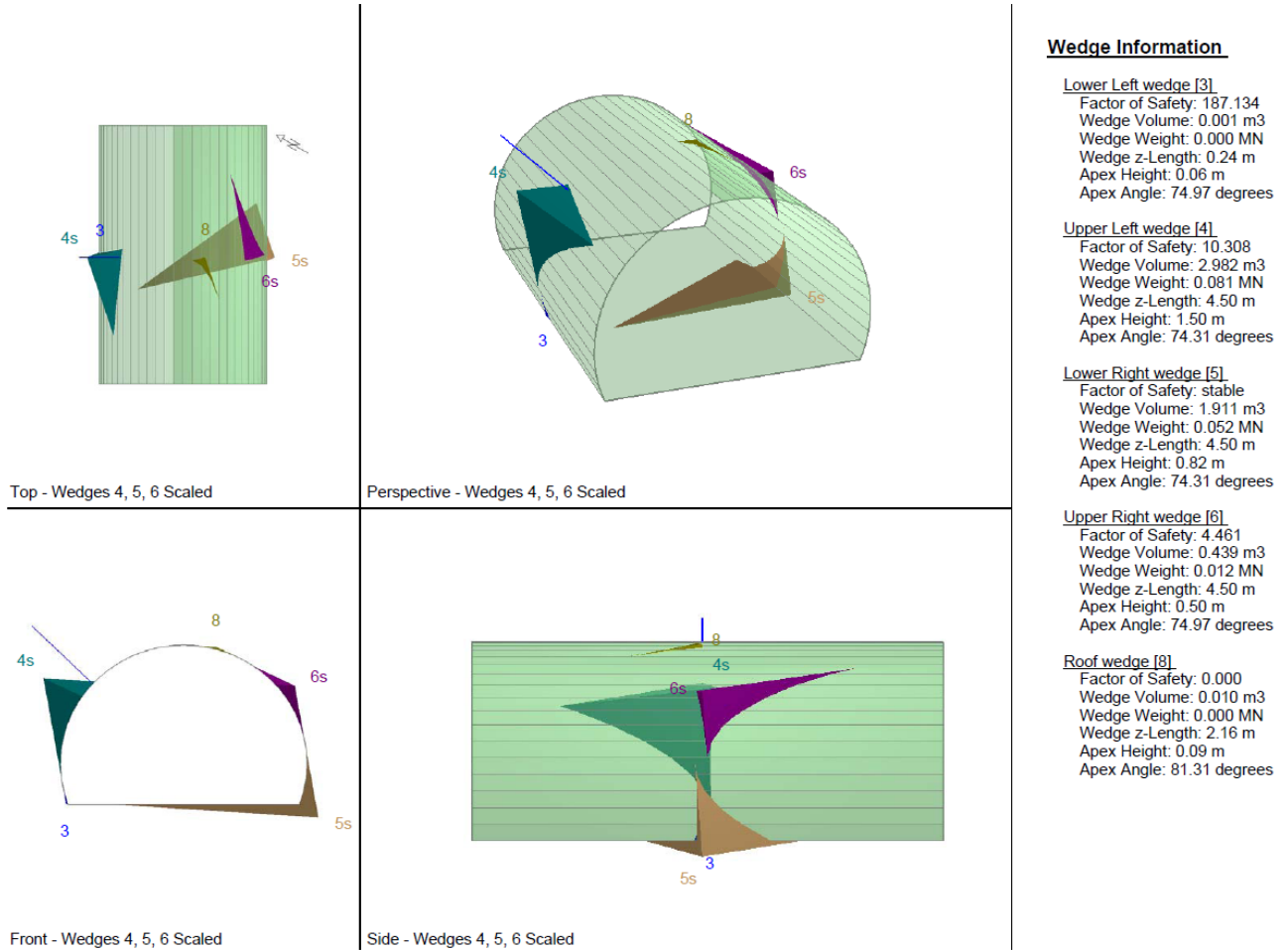


Abbildung 5: Ausbruchquerschnitt CT2-T2 - Zone 28 (GB-G-GA3) - L1 - Komb4  
Illustrazione 5: Sezione CT2-T2 - Zona 28 (GB-G-GA3) - L1 - Comb4

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	10.643	0.463	2.65
2	2	3	4	43.643	0.118	
3	1	2	4	61.106	0.029	
4	1	3	4	265.031	0.025	

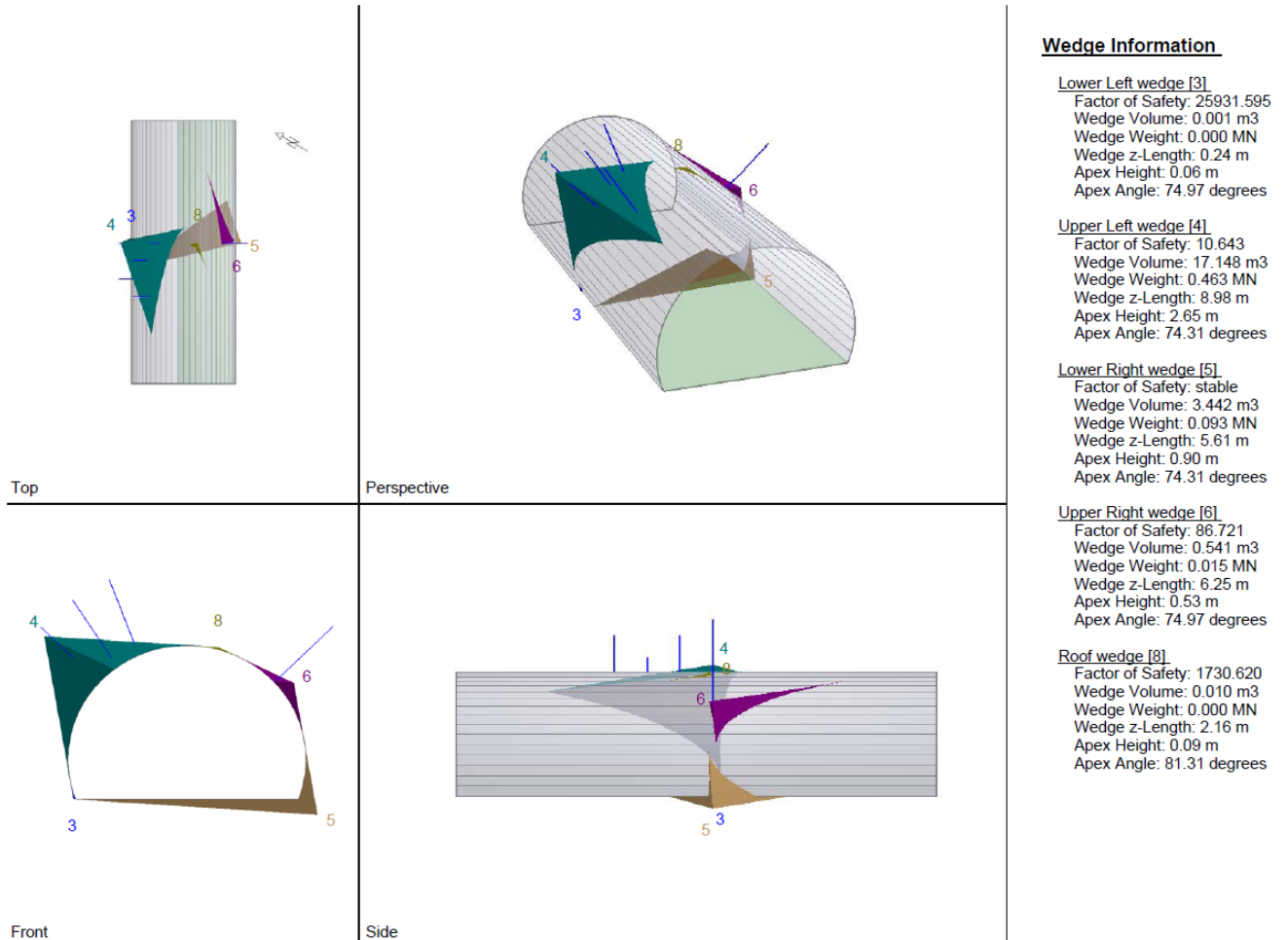
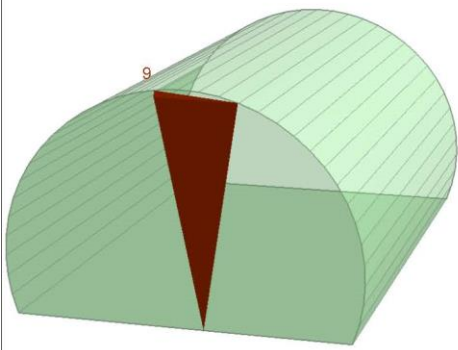


Abbildung 6: Ausbruchquerschnitt CT2-T2- Zone 28 (GB-G-GA3) - L2 - Komb1

Illustrazione 6: Sezione CT2-T2- Zona 28 (GB-G-GA3) - L2 - Comb1

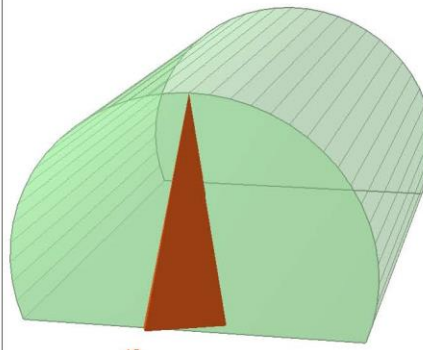
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety ( )	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	37.477	0.021	0.43
2	1	2	4	50.692	0.011	
3	2	3	4	285.701	0.091	
4	1	3	4	3.4E+38	0.031	

Near End wedge [9]  
FS: 37.477



Volume: 0.787 m3, Weight: 0.021 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

Far End wedge [10]  
FS: 68.271



Volume: 0.805 m3, Weight: 0.022 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

#### Wedge Information

##### Near End wedge [9]

Factor of Safety: 37.477  
Wedge Volume: 0.787 m3  
Wedge Weight: 0.021 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 5.49 m2  
Apex Height: 0.43 m  
Apex Angle: 74.31 degrees

##### Far End wedge [10]

Factor of Safety: 68.271  
Wedge Volume: 0.805 m3  
Wedge Weight: 0.022 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 5.57 m2  
Apex Height: 0.43 m  
Apex Angle: 74.97 degrees

Abbildung 7: Ausbruchquerschnitt CT2-T2- Zone 28 (GB-G-GA3) - Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 7: Sezione CT2-T2- 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	3.582	0.031	0.89

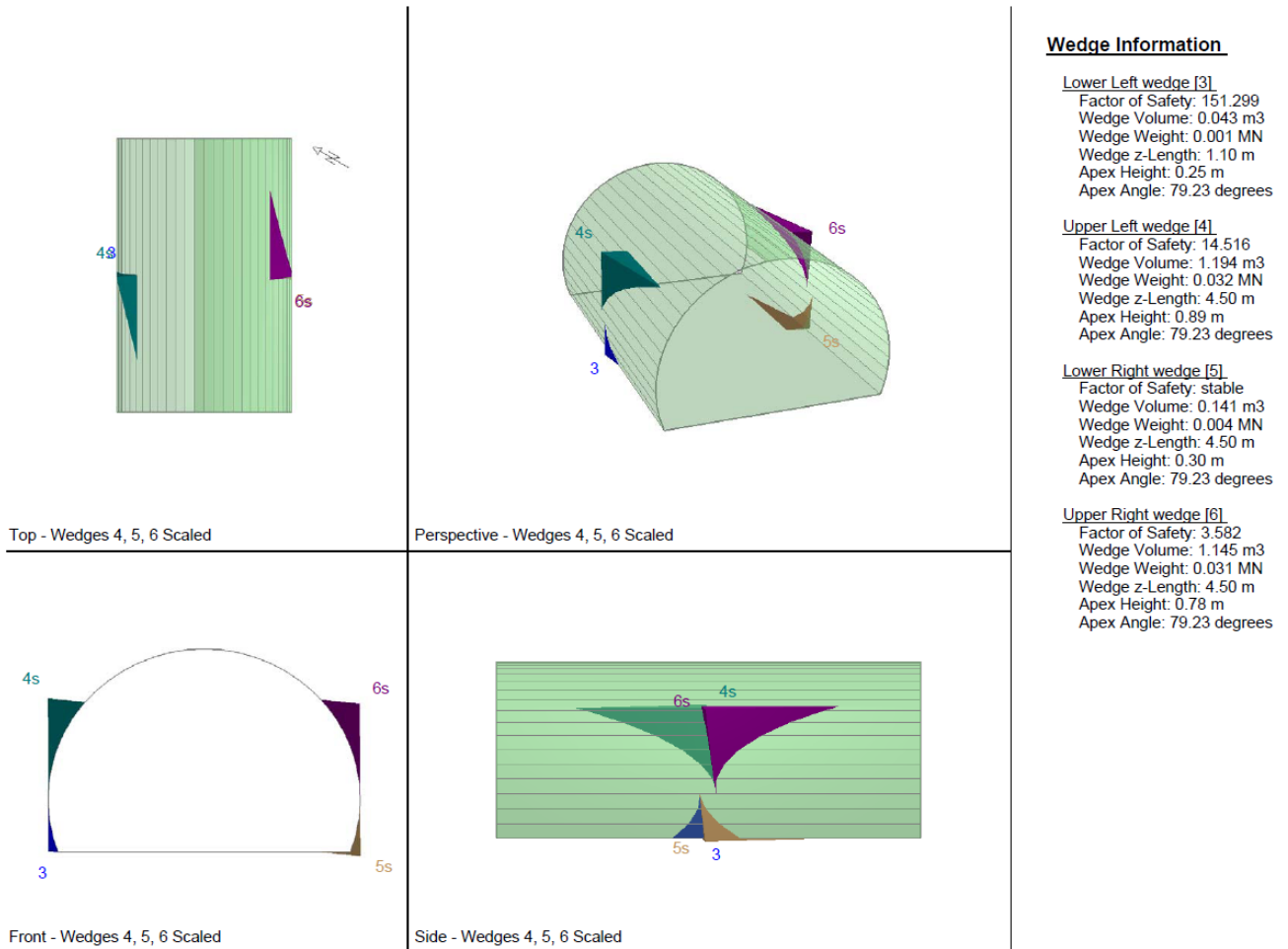
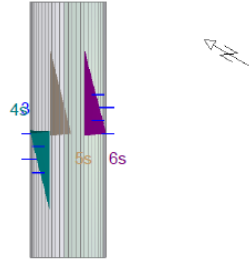


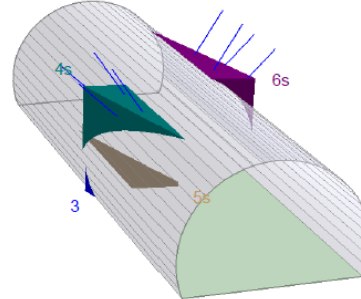
Abbildung 8: Ausbruchquerschnitt CT2-T2 - Zone 30 (GB-G-GA5) - L1 - Komb1

Illustrazione 8: Sezione CT2-T2- 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	14.050	0.157	1.55



Top - Wedges 4, 5, 6 Scaled



Perspective - Wedges 4, 5, 6 Scaled

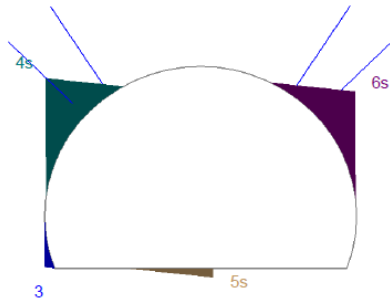
**Wedge Information**

Lower Left wedge [3]  
 Factor of Safety: 3834.119  
 Wedge Volume: 0.043 m3  
 Wedge Weight: 0.001 MN  
 Wedge z-Length: 1.10 m  
 Apex Height: 0.25 m  
 Apex Angle: 79.23 degrees

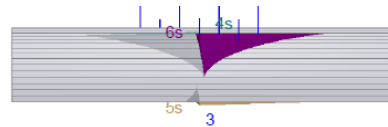
Upper Left wedge [4]  
 Factor of Safety: 21.784  
 Wedge Volume: 6.587 m3  
 Wedge Weight: 0.178 MN  
 Wedge z-Length: 9.23 m  
 Apex Height: 1.55 m  
 Apex Angle: 79.23 degrees

Floor wedge [5]  
 Factor of Safety: stable  
 Wedge Volume: 1.021 m3  
 Wedge Weight: 0.028 MN  
 Wedge z-Length: 9.96 m  
 Apex Height: 0.25 m  
 Apex Angle: 79.23 degrees

Upper Right wedge [6]  
 Factor of Safety: 14.050  
 Wedge Volume: 5.803 m3  
 Wedge Weight: 0.157 MN  
 Wedge z-Length: 9.79 m  
 Apex Height: 1.27 m  
 Apex Angle: 79.23 degrees



Front - Wedges 4, 5, 6 Scaled



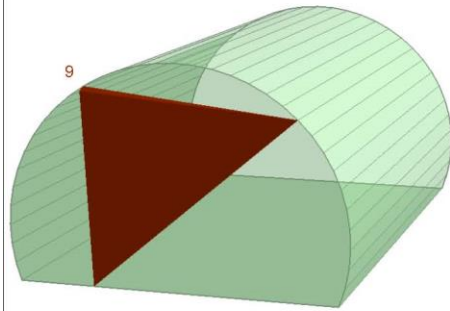
Side - Wedges 4, 5, 6 Scaled

Abbildung 9: Ausbruchquerschnitt CT2-T2- Zone 30 (GB-G-GA5) - L2 - Komb1

Illustrazione 9: Sezione CT2-T2- Zona 30 (GB-G-GA5) - L2 - Comb1

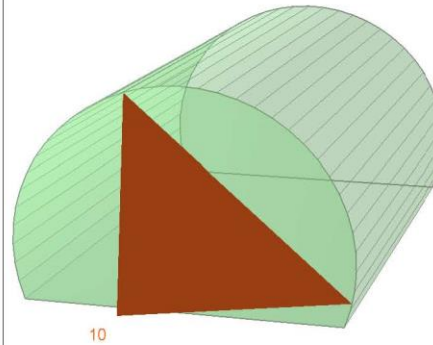
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety ( )	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	23.954	0.076	0.62

Near End wedge [9]  
FS: 23.954



Volume: 2.797 m3, Weight: 0.076 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

Far End wedge [10]  
FS: 212.132



Volume: 3.577 m3, Weight: 0.097 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

#### Wedge Information

##### Near End wedge [9]

Factor of Safety: 23.954  
Wedge Volume: 2.797 m3  
Wedge Weight: 0.076 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 13.53 m2  
Apex Height: 0.62 m  
Apex Angle: 80.25 degrees

##### Far End wedge [10]

Factor of Safety: 212.132  
Wedge Volume: 3.577 m3  
Wedge Weight: 0.097 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 15.93 m2  
Apex Height: 0.67 m  
Apex Angle: 79.23 degrees

Abbildung 10: Ausbruchquerschnitt CT2-T2- Zone 30 (GB-G-GA5) - L2 - Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 10: Sezione CT2-T2- Zona 30 (GB-G-GA5) - L2 - Analisi di stabilità del fronte scavo.

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	2	3	4	0.000	0.000	2.13
2	1	3	4	6.902	0.005	
3	1	2	4	8.168	0.121	
4	1	2	3	13.524	0.067	

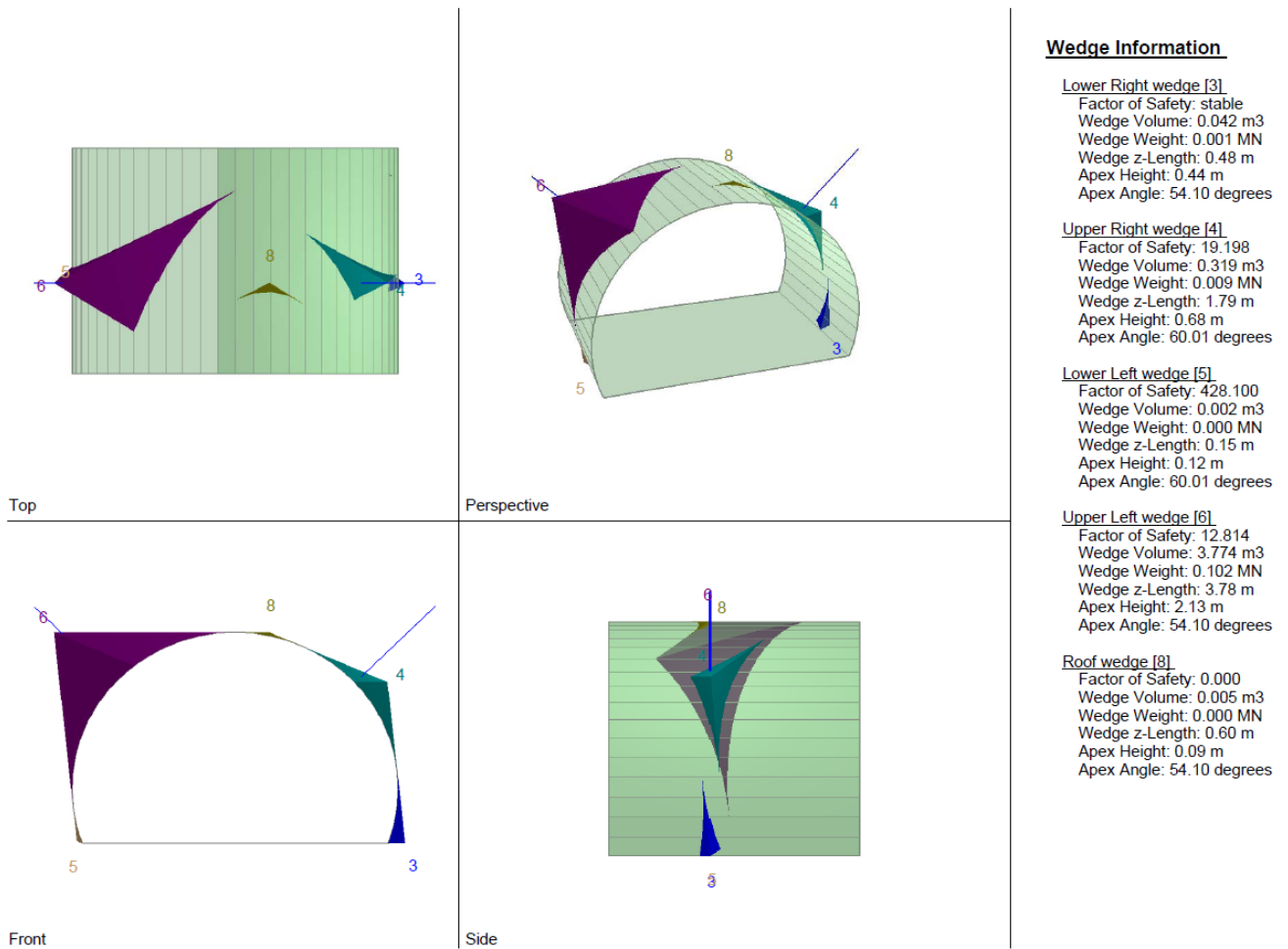


Abbildung 11: Ausbruchquerschnitt CT2-T2- Zone 31 (GB-G-GA6) - L1 - Komb3

Illustrazione 11: Sezione CT2-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	18.979	0.067	2.13
2	1	2	4	20.909	0.121	
3	2	3	4	32.872	0.102	
4	1	3	4	57.178	0.025	

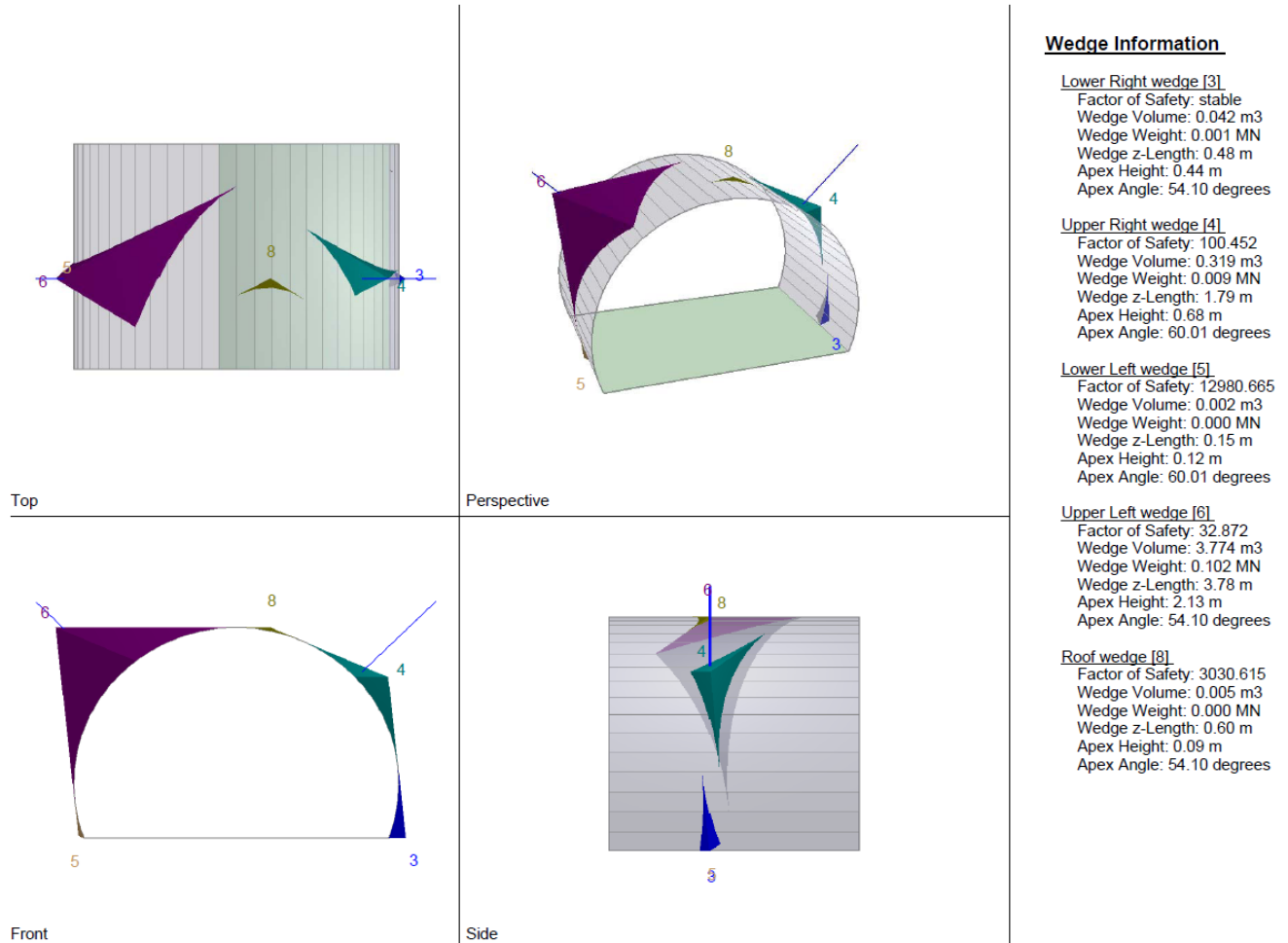
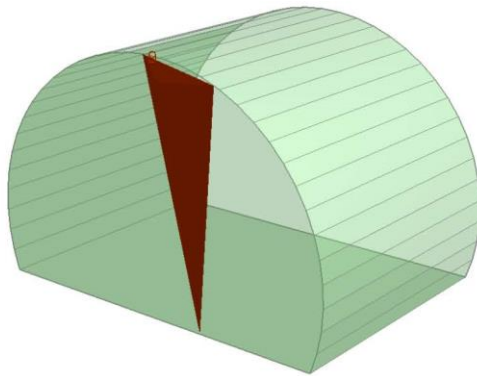


Abbildung 12: Ausbruchquerschnitt CT2-T2- Zone 31 (GB-G-GA6) - L2 - Komb2

Illustrazione 12: Sezione CT2-T2- Zona 31 (GB-G-GA6) - L2 - Comb2

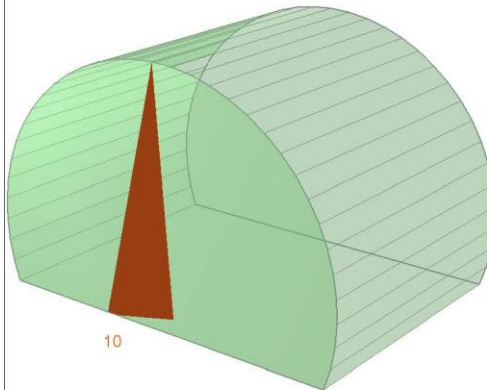
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety ( )	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	2	3	4	8.122	0.023	0.51
2	1	3	4	8.122	0.032	
3	1	2	4	129.000	0.001	
4	1	2	3	129.000	0.001	

Near End wedge [9]  
FS: 14.017



Volume: 0.834 m3, Weight: 0.023 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

Far End wedge [10]  
FS: 8.122



Volume: 0.836 m3, Weight: 0.023 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

#### Wedge Information

##### Near End wedge [9]

Factor of Safety: 14.017  
Wedge Volume: 0.834 m3  
Wedge Weight: 0.023 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 4.94 m2  
Apex Height: 0.51 m  
Apex Angle: 67.58 degrees

##### Far End wedge [10]

Factor of Safety: 8.122  
Wedge Volume: 0.836 m3  
Wedge Weight: 0.023 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 4.95 m2  
Apex Height: 0.51 m  
Apex Angle: 60.01 degrees

Abbildung 13: Ausbruchquerschnitt CT2-T2- Zone 31 (GB-G-GA6) - Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 13: Sezione CT2-T2- 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 CT2-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 CT2-T3 effettuate con il programma di calcolo FLAC7.0.

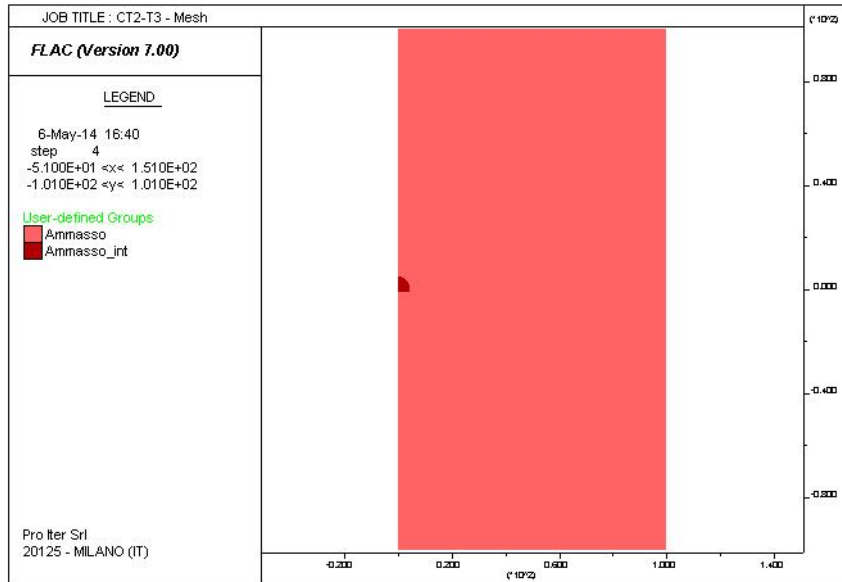


Abbildung 14: CT2-T3 - Modell

Illustrazione 14: CT2-T3 - Modello

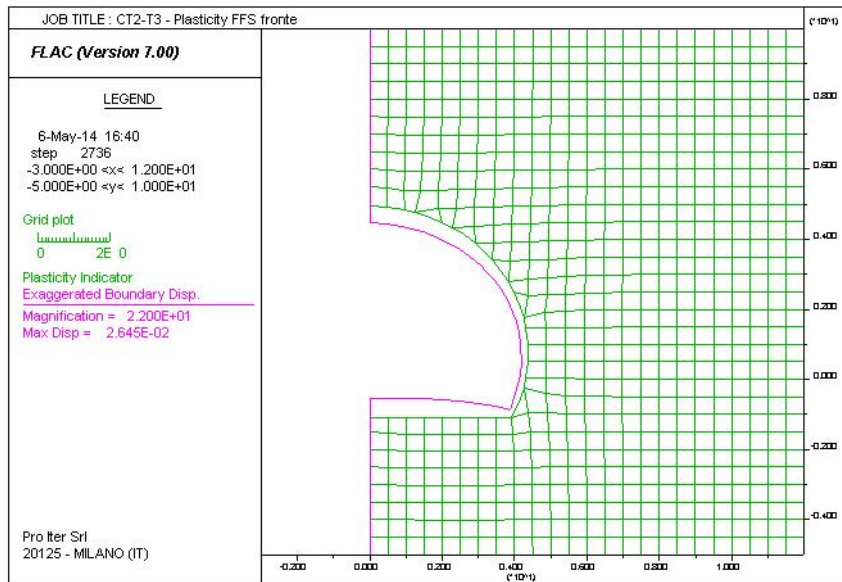


Abbildung 15: CT2-T3 - Ortsbrust Plastizität und Konvergenzen

Illustrazione 15: CT2-T3 - Plasticizzazioni e convergenze al fronte

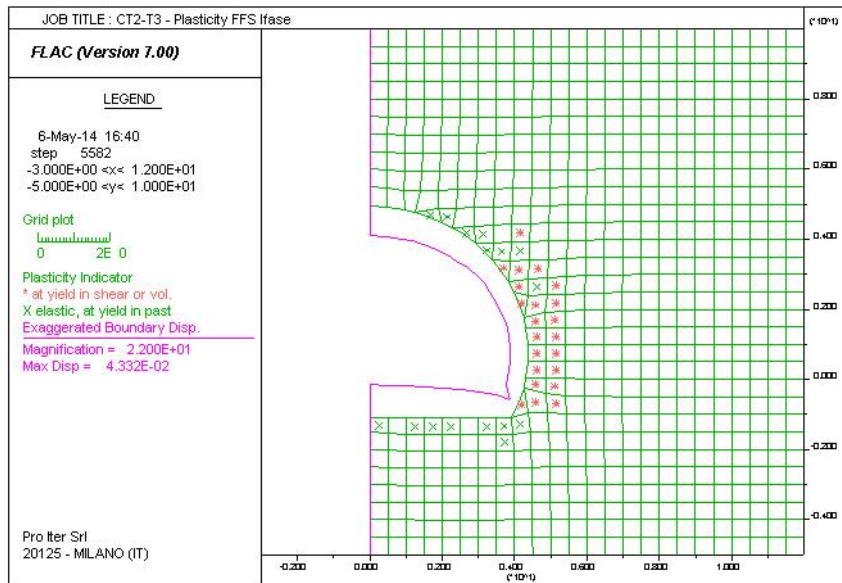


Abbildung 16: CT2-T3 - Plastizität und Konvergenzen in 1.5m Entfernung von der Ortsbrust (TKA=9%)

Illustrazione 16: CT2-T3 - Plasticizzazioni e convergenze a 1.5m dal fronte (FFS=9%)

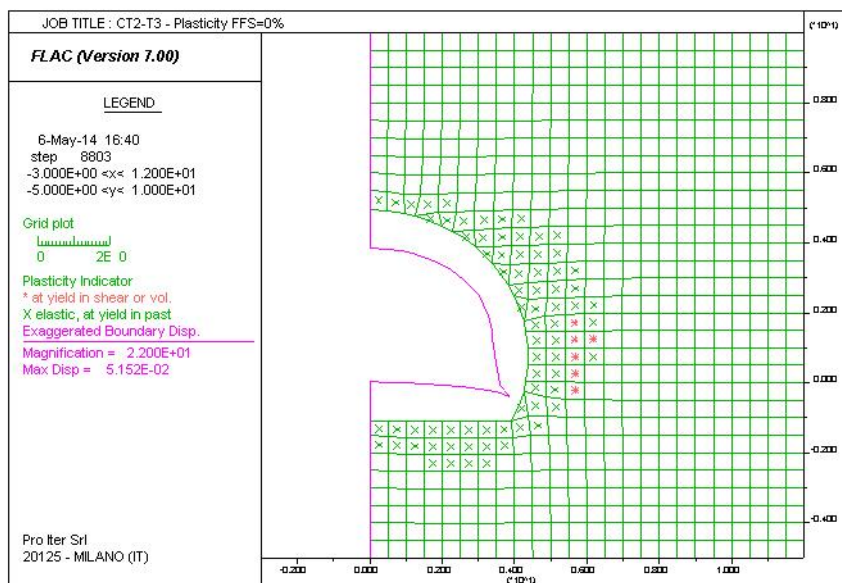


Abbildung 17: CT2-T3 - Plastizität und Konvergenzen in Endphase (TKA=0%)

Illustrazione 17: CT2-T3 - Plasticizzazioni e convergenze in fase definitiva (FFS=0%)



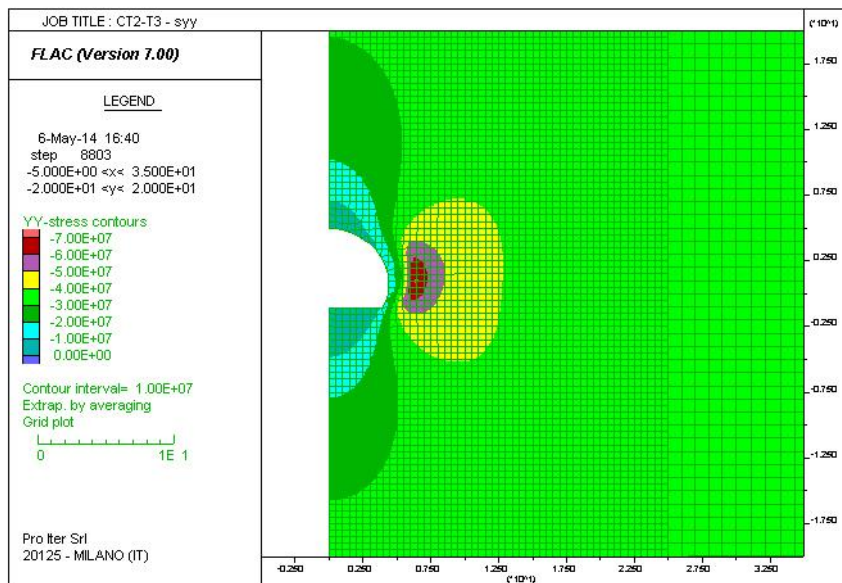


Abbildung 18: CT2-T3 - Vertikale Kräfte (TKA=0%)

Illustrazione 18: CT2-T3 - Sforzi verticali (FFS=0%)

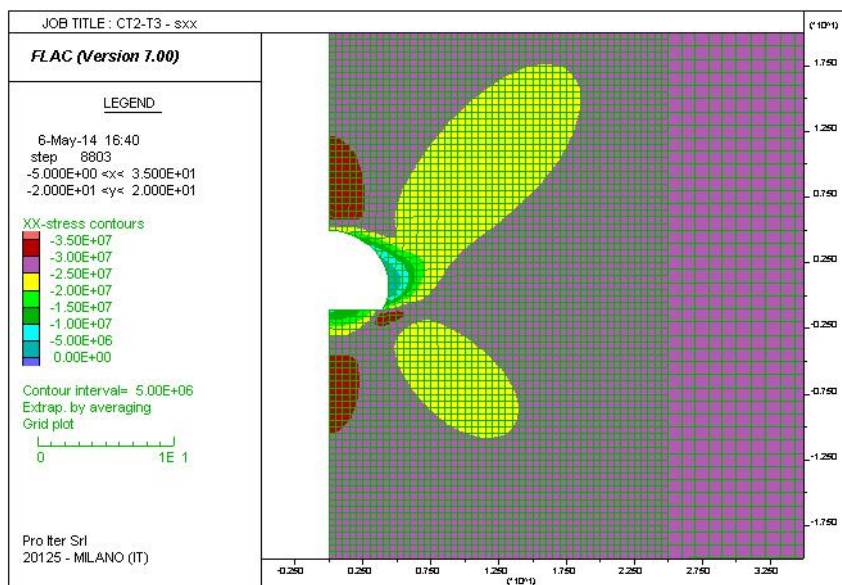


Abbildung 19: CT2-T3 - Horizontale Kräfte (TKA=0%)

Illustrazione 19: CT2-T3 - Sforzi orizzontali (FFS=0%)

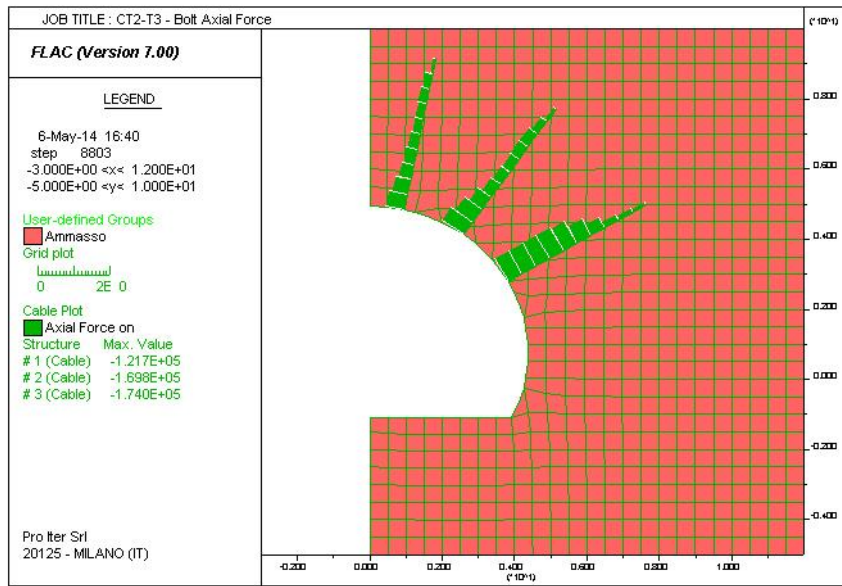


Abbildung 20: CT2-T3 - Axialwirkung der Nieten (TKA=0%)

Illustrazione 20: CT2-T3 - Azione assiale nei chiodi (FFS=0%)

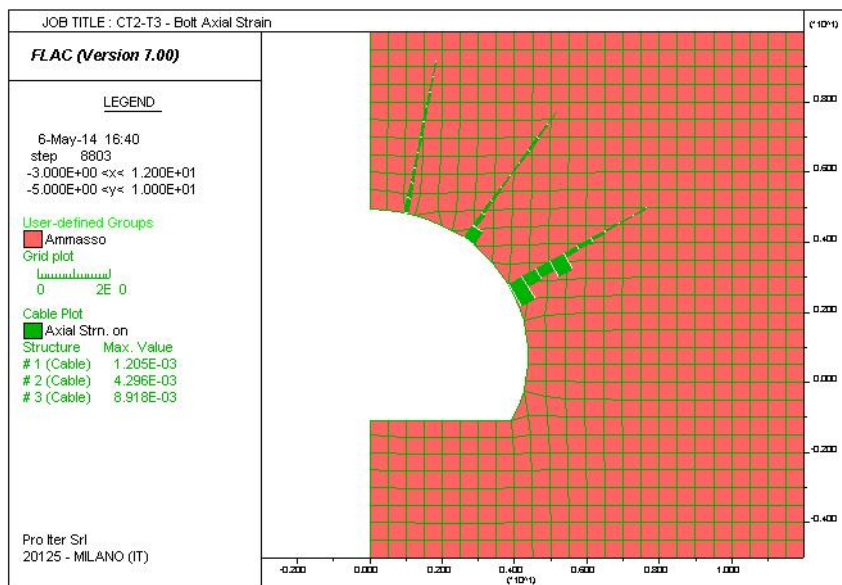


Abbildung 21: CT2-T3 - Axialverformung der Nieten (TKA=0%)

Illustrazione 21: CT2-T3 - Deformazione assiale nei chiodi (FFS=0%)

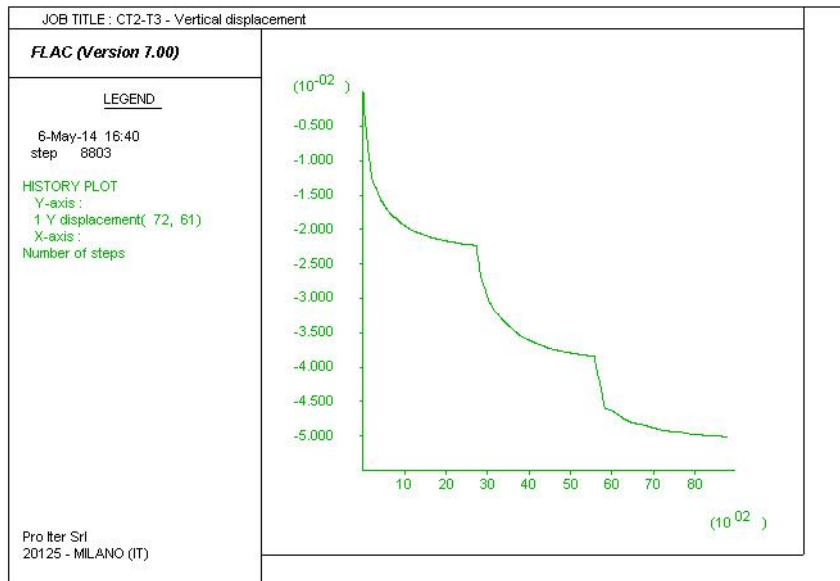


Abbildung 22: CT2-T3 - Vertikalverschiebung des Kontrollpunkts der Kappe (TKA=0%)

Illustrazione 22: CT2-T3 - Spostamento verticale del punto di controllo in calotta (FFS=0%)

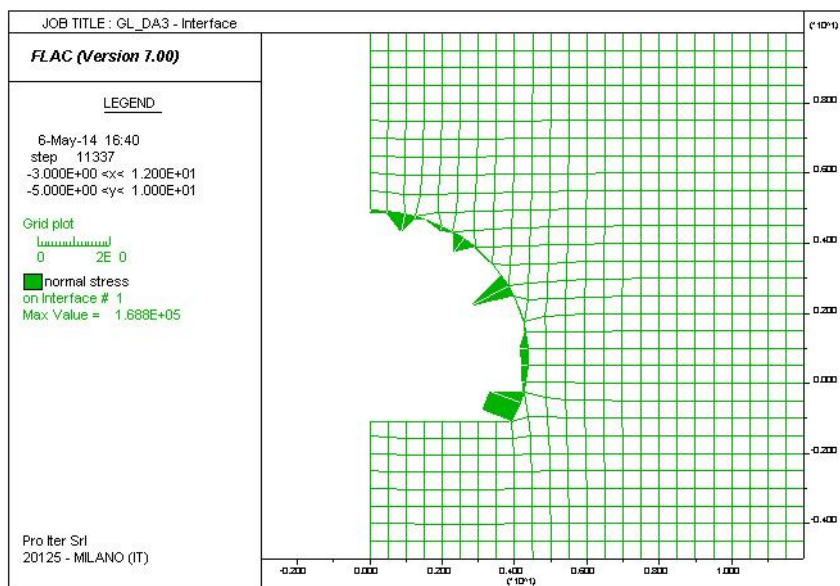


Abbildung 23: CT2-T3 - Normaldrucke auf die Innenschale

Illustrazione 23: CT2-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.

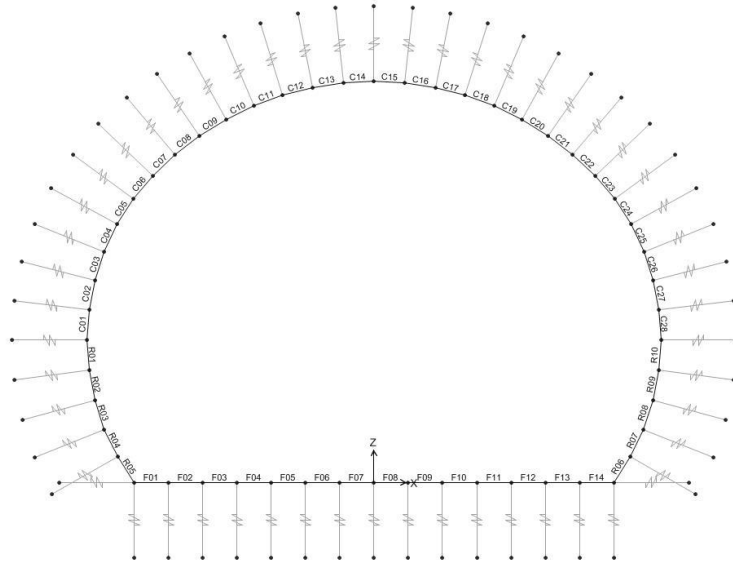


Abbildung 24: Modell CT2-T3

Illustrazione 24: Modello CT2-T3

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
C01	C30/37	Rectangular	0.39
C02	C30/37	Rectangular	0.36
C03	C30/37	Rectangular	0.33
C04	C30/37	Rectangular	0.31
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	0.3
C18	C30/37	Rectangular	0.3
C19	C30/37	Rectangular	0.3
C20	C30/37	Rectangular	0.3
C21	C30/37	Rectangular	0.3
C22	C30/37	Rectangular	0.3
C23	C30/37	Rectangular	0.3
C24	C30/37	Rectangular	0.3
C25	C30/37	Rectangular	0.31
C26	C30/37	Rectangular	0.33
C27	C30/37	Rectangular	0.36
C28	C30/37	Rectangular	0.39

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
F09	C30/37	Rectangular	0.35
F10	C30/37	Rectangular	0.35
F11	C30/37	Rectangular	0.35
F12	C30/37	Rectangular	0.35
F13	C30/37	Rectangular	0.35
F14	C30/37	Rectangular	0.35
R01	C30/37	Rectangular	0.43
R02	C30/37	Rectangular	0.47
R03	C30/37	Rectangular	0.47
R04	C30/37	Rectangular	0.47
R05	C30/37	Rectangular	0.35
R06	C30/37	Rectangular	0.35
R07	C30/37	Rectangular	0.47
R08	C30/37	Rectangular	0.47
R09	C30/37	Rectangular	0.47
R10	C30/37	Rectangular	0.43

Abbildung 25: Stärke der Ausbruchquerschnitte

Illustrazione 25: Spessore delle sezioni

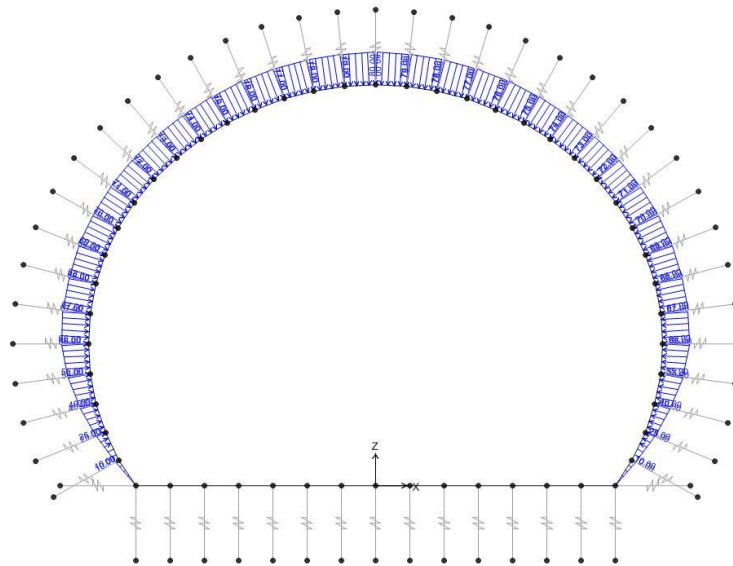


Abbildung 26: Gebirgslast (G5) aus FDM-Analyse

Illustrazione 26: Carico dell'ammasso (G5) da analisi FDM

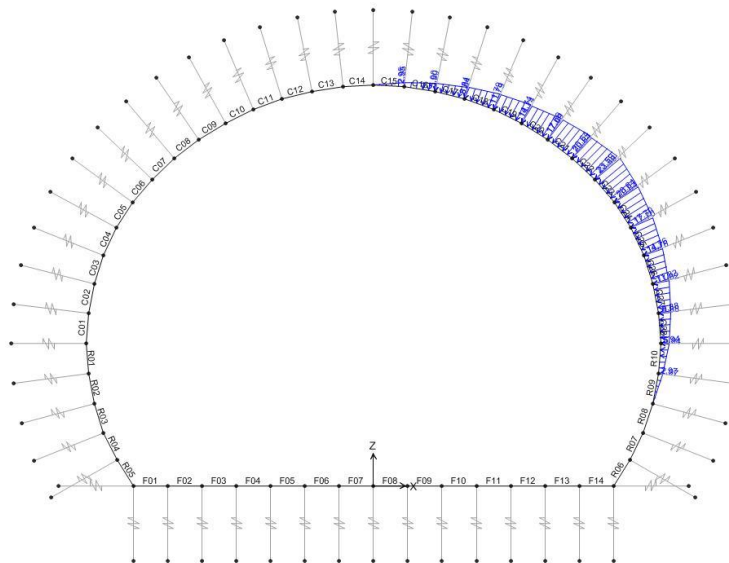


Abbildung 27: Gebirgslast (G5) aus der Bruchkörperanalyse

Illustrazione 27: Carico dell'ammasso (G5) da analisi a blocchi

Im Folgenden wird der Belastungsverlauf im Ausbruchquerschnitt bei der gravierendste 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

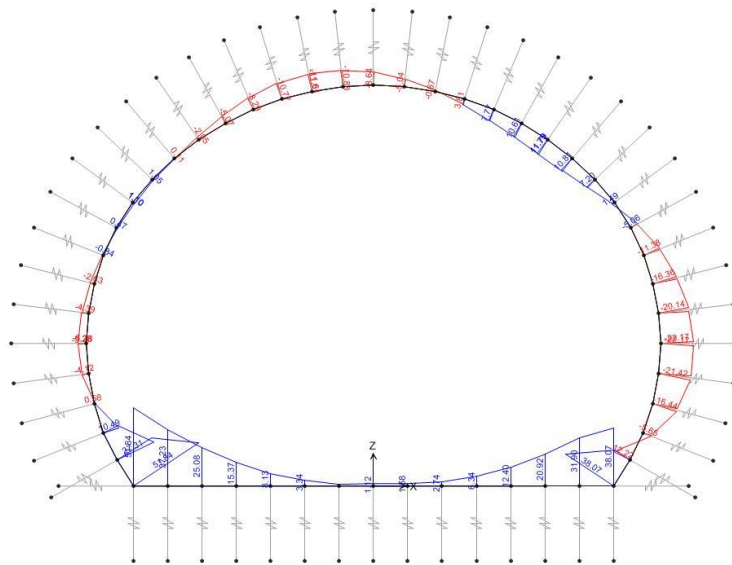


Abbildung 28: GZT06 - Biegemoment (G5 aus der Bruchkörperanalyse)

Illustrazione 28: SLU06 - Momento flettente (G5 da analisi a blocchi)

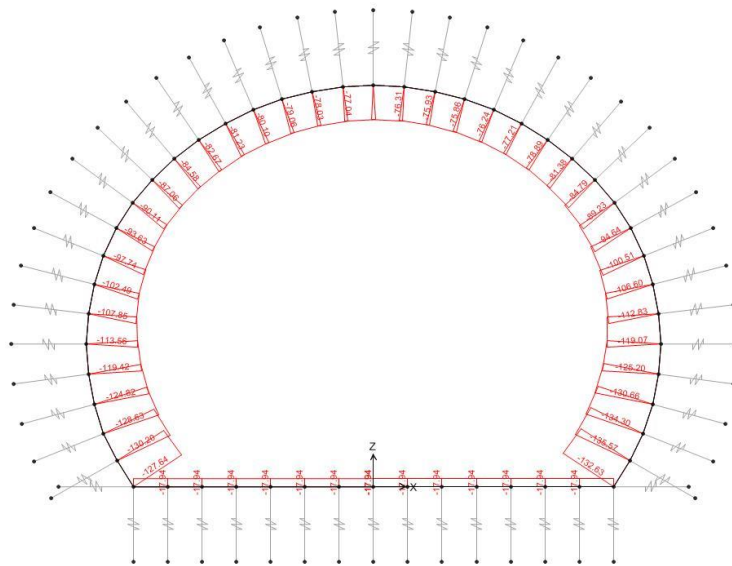


Abbildung 29: GZT06 - Axialwirkung (G5 aus der Bruchkörperanalyse)

Illustrazione 29: SLU06 - Azione assiale (G5 da analisi a blocchi)

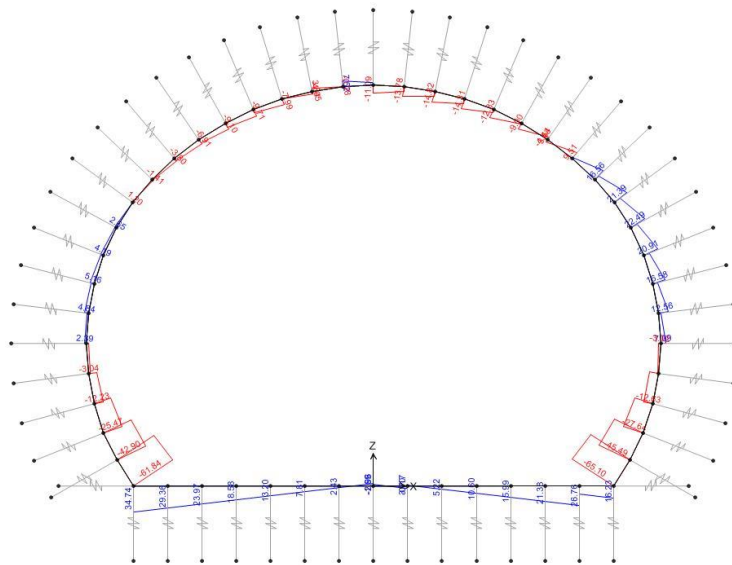


Abbildung 30: GZT06 - Schub (G5 aus der Bruchkörperanalyse)

Illustrazione 30: SLU06 - Taglio (G5 da analisi FDM)

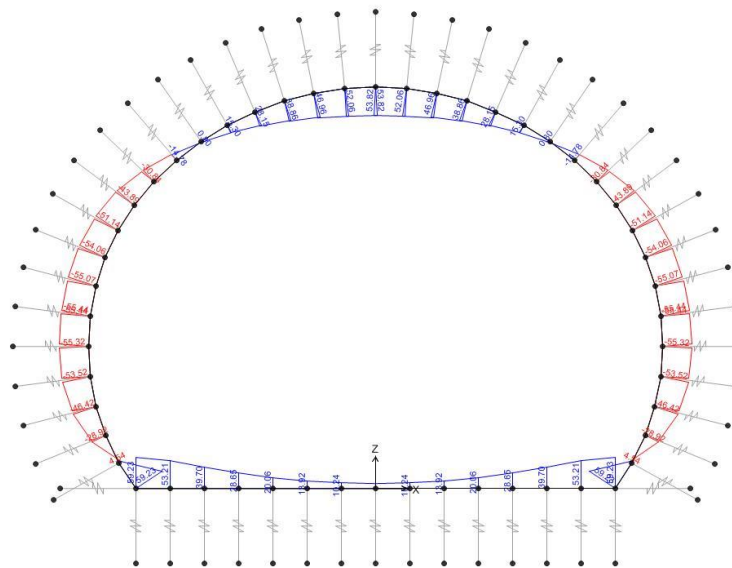


Abbildung 31: GZT06 - Biegemoment (G5 aus der FLAC-Analyse)

Illustrazione 31: SLU06 - Momento flettente (G5 da analisi FLAC)

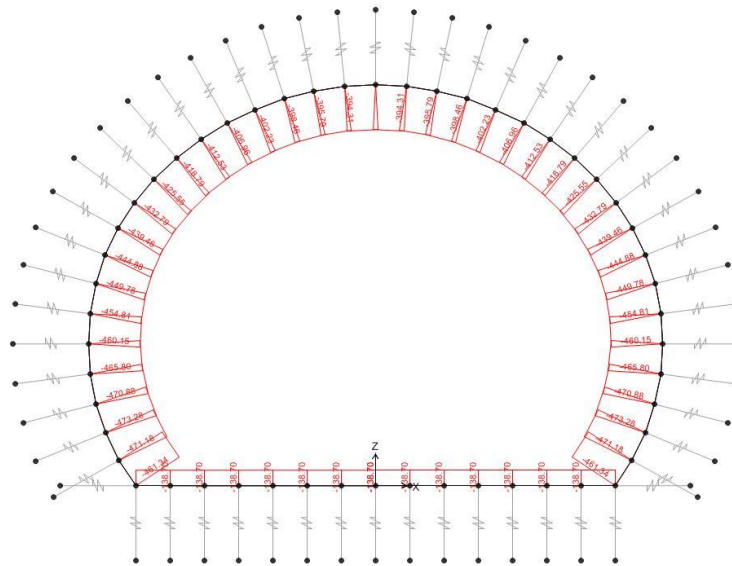


Abbildung 32: GZT06 - Axialwirkung (G5 aus der FLAC-Analyse)

Illustrazione 32: SLU06 - Azione assiale (G5 da analisi FLAC)

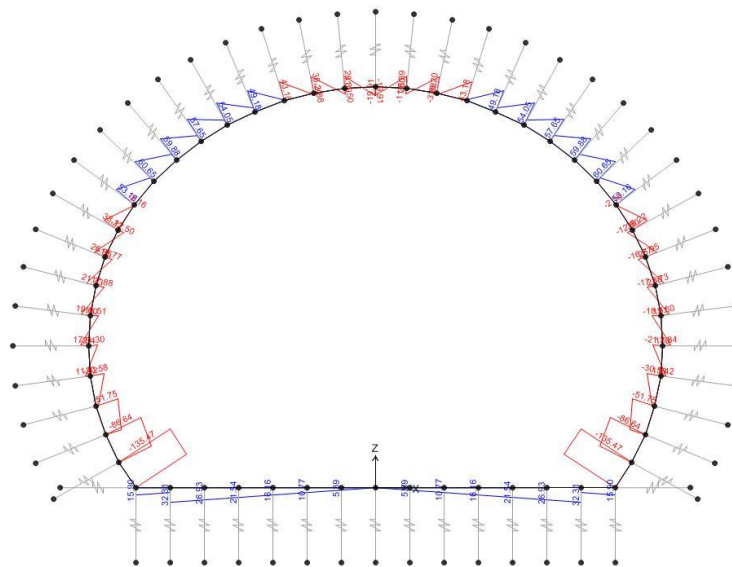


Abbildung 33: GZT06 - Schub (G5 aus der FLAC-Analyse)

Illustrazione 33: 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.

Inbesondere:

Abbildung 34 - 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 34 - Verifiche tensionali agli SLE con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da blocco.



Abbildung 35 - GZG Spannungsnachweis mit den vom Modell mit FLAC-Last entnommenen Belastungen. Die einzigen Lastkombinationen die vom vorhergehenden Modell abweichen, und deshalb aufgezeigt werden, sind die GZG05 und GZG06.

Abbildung 36 - GZT Spannungsnachweis mit den vom Modell mit Blocklast entnommenen Belastungen. In dieser Tabelle sind die Kombinationen aufgeführt die ohne Bildung von plastischen Scharniere festgestellt wurden.

Abbildung 37 - 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 38 - GZT Spannungsnachweis mit den vom Modell mit FLAC-Last entnommenen Belastungen.

Illustrazione 35 - 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 36 - 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 37 - 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 3 cerniere plastiche (SLU02-SLU06).

Illustrazione 38 - Verifiche tensionali agli SLU con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da FLAC.









Abbildung 36: Belastungen und Beul Spannungs- und Schubnachweis der unbewehrten Ausbruchquerschnitte (GZT) - G5 aus Bruchkörperanalyse

Illustrazione 36: Sollecitazioni e verifica a pressoflessione e taglio delle sezioni non armate (SLU) - G5 da analisi a blocchi

VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO $F_{d1} = 0$																VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO IL CALCESTRUZZO RESISTENTE A TRAZIONE $F_{ctd}$															
Positive (in compression)												Positive (in compression)				Positive (in compression)				Positive (in compression)											
VERIFICA A PRESSIONE				VERIFICA A TAGLIO				VERIFICA A PRESSIONE				VERIFICA A TAGLIO (Eccl 10)																			
Frame	Chiusura	Spost.	P	V3	V2	T	M3	M2	h	h <sub>ef</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	f <sub>yk</sub>	f <sub>yk</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	f <sub>yk</sub>	f <sub>yk</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	f <sub>yk</sub>	f <sub>yk</sub>									
Test F	Test F	Test F	KN	KN	KN	KN	KN	KN	[m]	[m]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]								
SLU-21	Man	Man	0.00	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.134	0.12	2509	OK	0.67	9.52	8.85	167	435	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								
SLU-22	Man	Man	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.154	0.12	2624	OK	0.43	9.52	9.09	157	315	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								
SLU-23	Man	Man	0.00	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.174	0.12	2739	OK	0.28	9.52	9.24	151	301	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								
SLU-24	Man	Man	0.00	4.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.194	0.12	2854	OK	0.26	9.52	9.26	150	299	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								
SLU-25	Man	Man	0.00	5.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.214	0.12	2969	OK	0.24	9.52	9.24	151	301	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								
SLU-26	Man	Man	0.00	6.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.234	0.12	3084	OK	0.22	9.52	9.26	150	299	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								
SLU-27	Man	Man	0.00	7.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.254	0.12	3200	OK	0.19	9.52	9.26	150	299	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								
SLU-28	Man	Man	0.00	8.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.274	0.12	3315	OK	0.17	9.52	9.26	150	299	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								
SLU-29	Man	Man	0.00	9.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.294	0.12	3431	OK	0.15	9.52	9.26	150	299	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								
SLU-30	Man	Man	0.00	10.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.314	0.12	3546	OK	0.13	9.52	9.26	150	299	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								
SLU-31	Man	Man	0.00	11.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.334	0.12	3662	OK	0.11	9.52	9.26	150	299	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								
SLU-32	Man	Man	0.00	12.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.354	0.12	3777	OK	0.09	9.52	9.26	150	299	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								
SLU-33	Man	Man	0.00	12.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.374	0.12	3893	OK	0.07	9.52	9.26	150	299	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								
SLU-34	Man	Man	0.00	13.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.394	0.12	4008	OK	0.05	9.52	9.26	150	299	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								
SLU-35	Man	Man	0.00	14.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.414	0.12	4124	OK	0.03	9.52	9.26	150	299	OK	-	-	-	-								
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...								









aufgezeigt. Insbesondere in der Sohle ist der Höchsts Schub im Ausbruchquerschnitt R05 in Kombination GZT06 des Modells mit FLAC-last ( $V=135\text{kN}$ ) erreicht.

Die Querkraftbemessungen sind für GZT- und außergewöhnliches GZT-Kombinationen nicht abgeleitet worden, da die Ausbruchquerschnitte schon bei Widerstandsfaktoren 1.6 und 1.2 auf Beton und Stahl ohne Bewehrung als Querkraftwiderstandsfähig bewiesen sind.

Schließlich, in Illustrazione 42 sind die GZG Rissnachweise von Tunnelbogenaufsätze und Sohle aufgezeigt.

combinazione SLU06 del modello con carico da FLAC ( $V=135\text{kN}$ ).

Le verifiche a taglio non sono state differenziate per le combinazioni SLU e SLU eccezionali in quanto, già con i coefficienti sulle resistenze di 1.6 e 1.2 sul cls e sull'acciaio, le sezioni risultano verificate senza armatura resistente a taglio.

Infine, nell'Illustrazione 42 sono riportate le verifiche SLE a fessurazione delle murette e della fondazione.

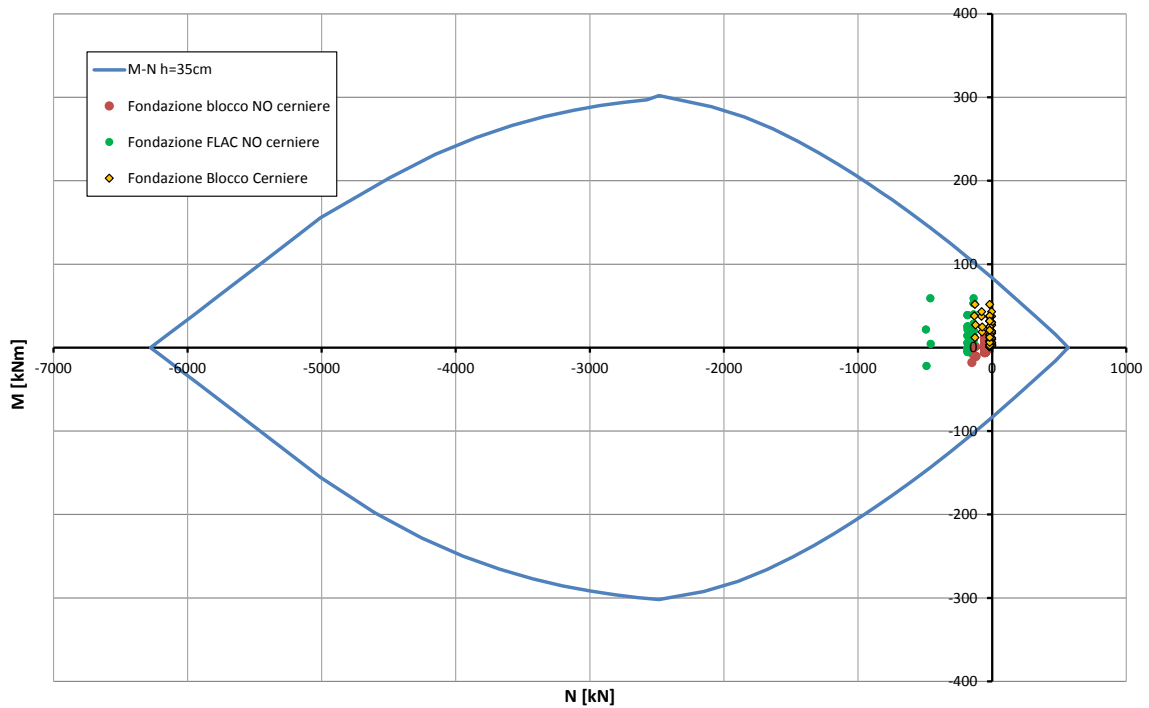


Abbildung 39: Überprüfungen auf Beulspannung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 39: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU)

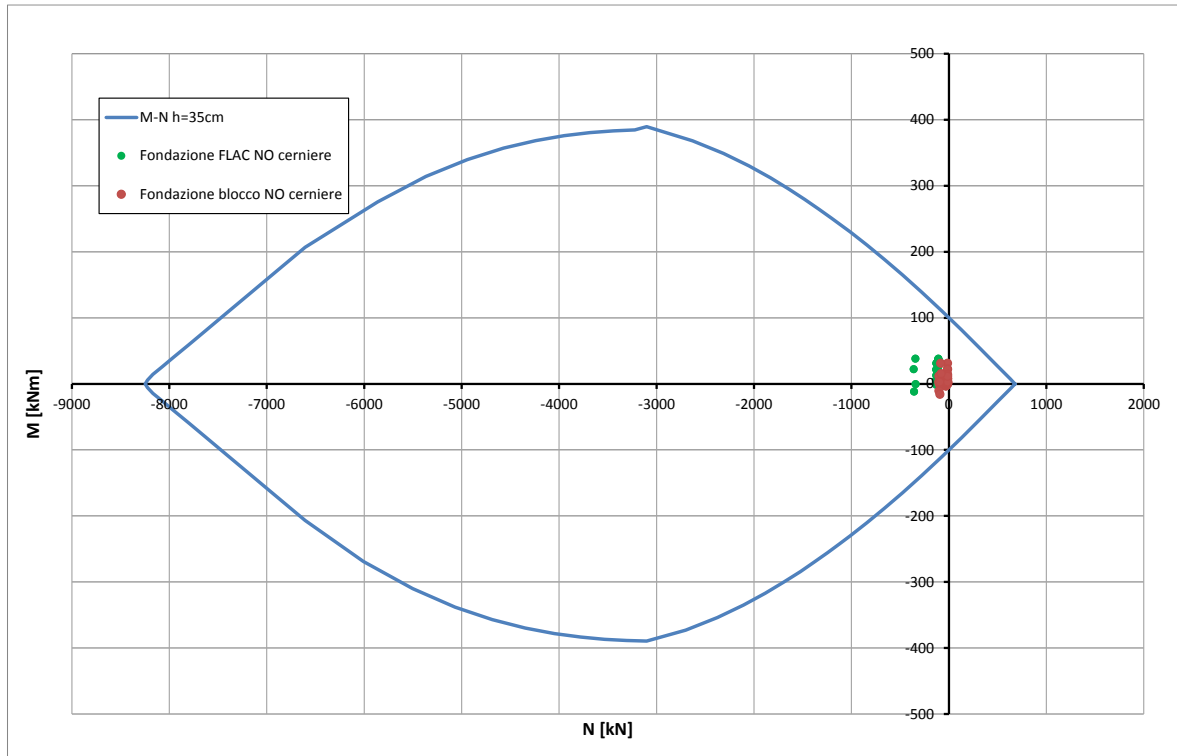


Abbildung 40: Überprüfungen auf Beulspannung der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 40: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU Eccezionale)

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls  
 Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls  
 Resistenza di calcolo a compressione del cls  
 Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio

$R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{ck} = 31 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{cd} = 16.31 \text{ N/mm}^2$   
 $f_{yd} = 375.00 \text{ N/mm}^2$

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

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente  
 Valore di calcolo della forza assiale associata a  $V_{Ed}$   
 Valore di calcolo del momento flettente associato a  $V_{Ed}$

$V_{Ed} = 135.00 \text{ kN}$   
 $N(V_{Ed}) = 400.00 \text{ kN}$   
 $M(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kNm}$

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione  
 Larghezza minima della sezione

$d = 284 \text{ mm}$   
 $b_w = 1000 \text{ mm}$

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali  
 Numero tondini longitudinali utilizzati  
 Area totale di armatura longitudinale in zona tesa  
 Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )

$\varnothing = 12 \text{ mm}$   
 $n = 6.7$   
 $A_{sl} = 753 \text{ mm}^2$   
 $\rho_l = 0.0027$

**VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)**

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )  
 Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls  
 Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )  
 Resistenza ultima a taglio minima  
**Resistenza ultima a taglio ( $V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$ )**

$k = 1.84$   
 $v_{min} = 0.48 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_{cp} = 1.41 \text{ N/mm}^2$   
 $V_{Rd,min} = 197.39 \text{ kN}$   
 $V_{Rd} = 197.39 \text{ kN}$

**VERIFICA SODDISFATTA:**

*non occorre armatura trasversale resistente a taglio.*

Abbildung 41: Querkraftbemessung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 41: Verifica a taglio della platea di fondazione e delle murette (SLU)

			FLAC	Blocco
			SLE06 - F01	SLE06 - F01
<b>STRESS CHARACTERISTICS SLS</b>			<b>CT2-T3</b>	<b>CT2-T3</b>
Design value of Axial Force	$N_{sd}$	[kN]	-98	-10
Design value of Bending Moment	$M_{sd}$	[kNm]	47	43
Design value of Shear Force	$T_{sd}$	[kN]	0.00	0.00
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>			<b>CT2-T3</b>	<b>CT2-T3</b>
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	350	350
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	1000	1000
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	282.0	282.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	85.6	241.1
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-5.10	-4.73
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	175.50	211.50
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-18.43	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>	<b>OK</b>
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>			<b>CT2-T3</b>	<b>CT2-T3</b>
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	2.942	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ( $=0.7f_{ctm}$ )	$f_{ctk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059	2.059
Partial factor of concrete	$\gamma_c$	[-]	1.000	1.000
Design tensile resistance of concrete	$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ( $f_{ct,eff}$ )	$f_{ct,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete	$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	32000	32000
= $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	[-]	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
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	88127	36300
Number of rebar in tension area	$n_l$	[-]	6.7	6.7
Rebar main diameter	$\phi_l$	[mm]	12	12
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	754	754
= $A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0086	0.0208
Main strain	$\epsilon_{sm} \cdot \epsilon_{cm}$	‰	0.501	0.701
Rebar cover	$c$	[mm]	60	60
Rebar spacing	$s$	[mm]	150	150
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	$k_1$	[-]	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
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_3$	[-]	3.40	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_4$	[-]	0.425	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	442.44	302.21
Crack width	$w_k$	[mm]	0.222	0.212
Crack width limit	$w_{lim}$	[mm]	0.300	0.300
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>	<b>OK</b>

Abbildung 42: Überprüfung des Tunnelbogenaufsatzes und der Sohlplatte (GZG)

Illustrazione 42: Verifica della muretta e della platea di fondazione (SLE)