



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>
Haupttunnel	Gallerie principali
<b>Dokumentenart</b>	<b>Tipo Documento</b>
Statische Berechnung	Calcolo statico
<b>Titel</b>	<b>Titolo</b>
Statische Berechnung GL-MA2/MARb/MA3	Relazione di calcolo GL-MA2/MARb/MA3

 <b>RTI 4P</b> Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P Via Pio Iler S.r.l., Via G.B. Sannarini 5, 20125 Milano, Tel.: +39 026767911, Fax: +39 0287152612	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 49.0+83 bis / a 52.6+22 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	250	KST	D0700	21022	21

## Bearbeitungsstand Stato di elaborazione

Revision Revisione	Änderungen / Modifiche	Verantwortlicher Änderung Responsabile modifica	Datum Data
21	Abgabe für Ausschreibung / Emissione per Appalto	Rivoltini	30.01.2015
20	Überarbeitung infolge Dienstanweisung Nr. 1 vom 17.10.2014 / Revisione a seguito ODS n°1 del 17.10.14	Rivoltini	04.12.2014
11	Projektvervollständigung und Umsetzung der Verbesserungen aus dem Prüfverfahren / Completamento progetto e recepimento istruttoria	Rivoltini	09.10.2014
10	Endabgabe / Consegna definitiva	Rivoltini	31.07.2014
00	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 GEBIRGSVERHALTENS	
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 AUSHEBUNGSPHASEN	
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	
5.3.2	Risultati.....	25
<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	Oberleitung G2	
6.3.2	Catenaria G2.....	28
6.3.3	Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3	
6.3.3	Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3.....	29
6.3.4	Wasserdruck G4	
6.3.4	Pressione idraulica G4.....	29
6.3.5	Gebirgslast G5	
6.3.5	Carico dell'ammasso G5.....	29
6.3.6	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
6.3.6	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	29
6.3.7	Temperatur Q1	
6.3.7	Temperatura Q1.....	30
6.3.8	Erdbebeneinwirkung E1	
6.3.8	Azione sismica E1.....	30
6.3.9	Aerodynamischer Druck A1	
6.3.9	Pressione aerodinamica A1.....	30
6.3.10	Aufprall A2	
6.3.10	Urto A2.....	30
6.3.11	Brand A3	
6.3.11	Incendio A3.....	31
6.4	EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
6.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	31
6.5	NACHWEISE	
6.5	VERIFICHE.....	32
6.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
6.5.1	Stati Limite Ultimi (SLU).....	32

6.5.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni .....	32
6.5.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
6.5.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni .....	32
6.5.1.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.1.3	Combinazione delle azioni.....	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.....	33
6.5.1.6	Querkraftüberprüfung	
6.5.1.6	Verifica a taglio.....	34
6.5.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
6.5.2	Stati Limite Esercizio (SLE).....	35
6.5.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni.....	35
6.5.2.2	Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen	
6.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni .....	35
6.5.2.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.2.3	Combinazioni delle azioni.....	35
6.5.2.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze .....	35
6.5.2.5	Berechnung der Verformungen	
6.5.2.5	Calcolo delle deformazioni .....	35
6.5.2.6	Begrenzung der Rissbreiten	
6.5.2.6	Limitazione dello spessore delle fessure .....	35
6.6	BAULICHE DURCHBILDUNG	
6.6	STRUTTURA COSTRUTTIVA .....	35
6.6.1	Expositionsklasse und Mindestbetondeckung	
6.6.1	Classe di esposizione e copriferro minimo .....	35
6.6.2	Mindestbewehrung	
6.6.2	Armatura minima .....	36
6.7	ERGEBNISSE	
6.7	RISULTATI .....	36
<b>7</b>	<b>VERZEICHNISSE</b>	
<b>7</b>	<b>ELENCHI.....</b>	<b>38</b>
7.1	TABELLENVERZEICHNIS	
7.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	38
7.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
7.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	38
7.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
7.3	ELENCO APPENDICI .....	39
7.4	REFERENZDOKUMENTE	
7.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	39
7.4.1	Eingangsdokumente	
7.4.1	Documenti in ingresso .....	39
7.4.2	Normen und Richtlinien	
7.4.2	Normative e linee guida.....	40
7.4.3	Bibliografie	
7.4.3	Bibliografia.....	40

<b>ANHANG 1 - KENNLINIENVERFAHREN</b>	
<b>APPENDICE 1 - LINEE CARATTERISTICHE.....</b>	<b>42</b>
<b>ANHANG 2 - BRUCHKÖRPERANALYSE</b>	
<b>APPENDICE 2 - ANALISI DEI BLOCCHI .....</b>	<b>43</b>
<b>ANHANG 3 - FDM-ANALYSE</b>	
<b>APPENDICE 3 - ANALISI FDM.....</b>	<b>57</b>
<b>ANHANG 4 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE</b>	
<b>APPENDICE 4 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO .....</b>	<b>62</b>

## 1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht beinhaltet eine Erläuterung zur Bemessung der Außen- und Innenschalen der Haupttunnel, der Strecke zwischen Kilometrierung Km 49+117.867 und 52+622.466 (Oströhre) und zwischen Kilometrierung Km 49+241.000 und 52+844.554 (Weströhre), die mit offener TBM vorgetrieben wird.

Die Tunnel verlaufen gänzlich innerhalb des Brixener Granits mit Überdeckungen die von 860 m bis 1355 m reichen.

Der Ausbruchquerschnitt der zur Aushebung in Klasse II vorgesehen ist (GL-MA2), mit einem Radius von 4.86 m (inkl. 5 cm Extraaushub), sieht radiale Nietungen vor mit Superswellex Pm24, 4.5 m lang, mit Querabstand 1.8 m und Längsabstand 1.5 m. Die Nietung verteilt sich auf 90° in der Kappe.

Auf der Rückseite des Back-ups der Fräse ist eine Schicht von 10 cm (nominal) Spritzbeton, Festigkeitsklasse C30/37 vorgesehen.

Die Innenschale besteht aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit unterschiedlicher Stärke, die von 46 cm in Nähe der Kappe bis zu 60 cm an der Sohlplatte reicht. Diese Stärken sind als nominal zu verstehen, sie entsprechen also mindestens 40 und 53 cm ohne Bau- und Trassierungstoleranz, respektive an der Kappe und an der Sohlplatte.

Beim Ausbruch der Strecke in Klasse III (Ausbruchquerschnitt GL-MA3) wird vorgesehen die Nietung an der Kappe von 90° auf 120°, bei Erhaltung der restlichen Geometrien, zu erweitern.

Bei den Strecken in Klasse II mit Überdeckungen über 1000m, ist ein verstärkter Ausbruchquerschnitt vorgesehen (GL-MARb), mit Nietungen des SN28-Typs, 5.5 m lang und auf die Widerlager erstreckt. Dieser Ausbruchquerschnitt erlaubt es eventuelle Rockburst-Phänomene zu begrenzen. Die Schalen-Geometrie ändert sich nicht im Vergleich zu GL-MA2 und GL-MA3.

Um mögliche Zonen mit einer höheren Veränderungsstufe des Gebirges entgegenzutreten, ist auch ein Ausbruchquerschnitt in Klasse IV (GL-MA4) geplant, mit einem Durchmesser von 4.96 m (inkl. 10 cm Extraaushub). Der Ausbruchquerschnitt sieht radiale Nietungen vor, die aus Stäbe SN28, 5.5 m lang, mit Querabstand 1.8 m und Längsabstand 1.5 m, und 2 Lehrgerüste IPN160, mit Abstand von 0.5 bis 1.5 m bestehen, plus 20 cm nominal Spritzbeton der Festigkeitsklasse C30/37. Die Innenschale dieser Strecke weist eine Stärke von 35 und 53 cm ohne Toleranzen auf, respektive an der Kappe und an der Sohlplatte.

Gegenstand dieses Berichts ist die Bemessung der Ausbruchquerschnitte GL-MA2, GL-MA3 und GL-MARb.

## 1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivi delle Gallerie di Linea, nella tratta scavata con TBM aperta tra le progr. Km 49+117.867 e 52+622.466 (Canna Est) e tra le progr. Km 49+241.000 e 52+844.554 (Canna Ovest).

Le gallerie si sviluppano per la loro totalità all'interno del Granito di Bressanone con coperture variabili da 860 m a 1355 m.

La sezione prevista per affrontare lo scavo in classe II (GL-MA2), avente raggio (compreso 5 cm di extrascavo) di 4.86 m, prevede chiodature radiali costituite da Superswellex Pm24, lunghezza 4.5 m, con passo trasversale 1.8 m e longitudinale 1.5 m. La chiodatura è estesa su 90° in calotta.

A tergo del back-up della fresa è prevista la realizzazione di uno strato di 10 cm (nominali) di betoncino proiettato, classe di resistenza C30/37.

Il rivestimento definitivo è costituito da calcestruzzo C30/37 con spessore variabile da 46 cm in corrispondenza della calotta fino a 60 cm in platea. Tali spessori sono da intendersi come spessori nominali che, al netto delle tolleranze di costruzione e di tracciamento, si traducono in 40 e 53 cm minimi, rispettivamente in calotta e platea.

Nelle tratte di scavo in classe III (sezione GL-MA3) si prevede di estendere la chiodatura in calotta da 90° a 120° mantenendo invariate tutte le altre geometrie.

Nelle tratte in classe II con coperture maggiori di 1000m è prevista una sezione di scavo (GL-MARb) rinforzata con chiodature tipo SN28 lunghe 5.5 m ed estese sui piedritti. Tale sezione consente di limitare i possibili fenomeni di rockburst. Le geometrie dei rivestimenti non variano rispetto alla GL-MA2 e GL-MA3.

Per affrontare possibili zone con un maggior livello di alterazione dell'ammasso è prevista anche una sezione di scavo in classe IV (GL-MA4) avente diametro (compreso 10 cm di extrascavo) di 4.96 m. La sezione prevede chiodature radiali costituite da barre SN28, lunghezza 5.5 m, con passo trasversale 1.8 m e longitudinale 1.5 m, e 2 centine IPN160 a passo variabile da 0.5 a 1.5 m più 20 cm nominali di betoncino proiettato C30/37. Il rivestimento definitivo di questa tratta, al netto delle tolleranze, presenta una spessore di 35 e 53 cm rispettivamente in calotta e platea.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento delle sezioni GL-MA2, GL-MA3 e GL-MARb.

Per il dimensionamento dei rivestimenti della GL-MA4 si rimanda alla relazione specifica.

Zur Schalenbemessung von GL-MA4 wird auf den entsprechenden Bericht verwiesen.



## 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 werden Anker des Typs Superswellex Pm24 mit folgenden Eigenschaften vorgesehen:

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

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

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 Pm24 aventi le seguenti caratteristiche:

Dove:

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

### 2.3 CALCESTRUZZO

Per il dimensionamento del rivestimento definitivo si considera un calcestruzzo con classe di resistenza 30/37 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

Die Haupttunnel die mit offener TBM vorgetrieben werden verlaufen gänzlich im Brixener Granit.

Die Haupttunnel durchqueren, gemäß den geomechanischen und Detailplanungsprofilen [3] [4], zwischen den Kilometrierungen km 49+117 und 52+622 (Oströhre), 6 geomechanisch homogene Zonen, mit variablen Überdeckungen, die von 860 m bis 1355 m reichen.

Zone number	Zone initial pk (approx.)	Zone final pk (approx.)	Zone length	Zone max overburden	Zone min overburden	Rock mass name
	[km]	[km]	[m]	[m]	[m]	
26	49.0	50.3	1255	1265	1090	GB-G-GA-1
27	50.3	50.4	72	1290	1265	GB-G-GA-2
28	50.4	51.5	1170	1355	1115	GB-G-GA-3
29	51.5	51.6	142	1150	1130	GB-G-GA-4
30	51.6	52.4	668	1145	970	GB-G-GA-5
31	52.4	52.6	233	970	860	GB-G-GA-6

Tabelle 1: Geomechanische homogene Zonen

### 3 MODELLO GEOTECNICO

#### 3.1 GEOLOGIA E GEOMECCANICA

Le Gallerie di Linea scavate con la TBM aperta si sviluppano per la loro totalità all'interno del Granito di Bressanone.

In accordo con i profili geomeccanici e progettuali di dettaglio [3] [4] le Gallerie di Linea tra la progressive km 49+117 e 52+622 (canna est) attraversano 6 zone geomeccanicamente omogenee con coperture variabili da 860 m a 1355 m.

Tabella 1: Zone geomeccaniche omogenee

Folgende Tabellen zeigen die geomechanischen Grundparameter für die Definition jeder geomechanischen homogenen Zone und die Wahrscheinlichkeitsverteilung nach Bieniawskis der unterschiedlichen Klassen.

Le seguenti tabelle riportano i parametri geomeccanici di base che caratterizzano ciascuna zona geomeccanicamente omogenea e la distribuzione probabilistica delle diverse classi secondo la classificazione di Bieniawski.

Zone number	26	27	28	29	30	31
Rock mass name	GB-G-GA-1	GB-G-GA-2	GB-G-GA-3	GB-G-GA-4	GB-G-GA-5	GB-G-GA-6
$\gamma$ (m) [kN/m <sup>3</sup> ]	26.7	26.7	26.7	26.7	26.7	26.7
$\gamma$ ( $\sigma$ ) [kN/m <sup>3</sup> ]	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
$\sigma_{ci}$ (m) [MPa]	115	89	131	90	122	122
$\sigma_{ci}$ ( $\sigma$ ) [MPa]	19	18	27	18	28	28
$m_i$ (m)	24	22	24	22	24	24
$m_i$ ( $\sigma$ )	4	4	4	4	4	4
$E_i$ (m) [GPa]	34	28	29	29	30	30
$E_i$ ( $\sigma$ ) [GPa]	6.1	5	5.1	5	6	6
RMR(m)	73	52	72	59	66	60
RMR( $\sigma$ )	11	14	13	8	11	10
GSI(m)	77	54	77	57	72	65
GSI( $\sigma$ )	13	11	14	11	11	10

Tabelle 2: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone und Wahrscheinlichkeitsverteilung der unterschiedlichen Klassen

Wobei:

- $\gamma$  = spezifisches Gewicht des Gebirges

Zone number	26	27	28	29	30	31
Rock mass name	GB-G-GA-1	GB-G-GA-2	GB-G-GA-3	GB-G-GA-4	GB-G-GA-5	GB-G-GA-6
p(class I)	25%	-	20%	-	10%	-
p(class II)	60%	25%	55%	45%	60%	50%
p(class III)	15%	55%	25%	55%	30%	50%
p(class IV)	-	20%	-	-	-	-
p(class V)	-	-	-	-	-	-

Tabella 2: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea e distribuzione probabilistica delle diverse classi

Dove:

- $\gamma$  è il peso di volume naturale dell'ammasso roccioso.

- $\sigma_{ci}$  = einaxiale Druckfestigkeit der Gesteinsmatrix
- $m_i$  = Krümmungsparameter aus triaxialem Druckversuch des Gebirgsmaterial
- $E_i$  = Verformungsmodul der Gesteinsmatrix
- RMR = *Rock Mass Rating 1989*
- GSI = *Geological Strength Index*
- $\sigma_{ci}$  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.
- RMR è il *Rock Mass Rating 1989*.
- GSI è il *Geological Strength Index*.

Die typischen Verformungs- und Festigkeitsparameter jeder Strecke wurden gemäß dem Bruchkriterium nach Hoek & Brown [22] berechnet, welches und im geomechanischem Hauptbericht [1] näher beschrieben wird.

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 [22] e esplicitato nella relazione geomeccanica generale [1].

Zone number	Rock mass name	Class	Zone max overburden	$\gamma$	$\phi_{picco}$	$\phi_{res}$	$c_{picco}$	$c_{res}$	$E_{rm}$	$\psi$
		[-]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[°]
26	GB-G-GA-1	I	1265	26.7	51.0	34.8	9.3	3.2	28678	12.7
		II		26.7	46.0	34.8	5.9	3.2	19552	10.1
		III		26.7	40.3	33.9	4.3	3.0	6922	5.0
27	GB-G-GA-2	III	1290	26.7	39.7	31.4	4.4	2.8	9866	6.0
28	GB-G-GA-3	I	1355	26.7	51.4	35.0	10.5	3.4	24705	12.9
		II		26.7	46.5	35.1	6.6	3.4	17274	10.5
		III		26.7	40.9	34.3	4.8	3.3	6316	5.1
29	GB-G-GA-4	II	1150	26.7	42.2	32.5	4.5	2.6	13178	7.6
		III		26.7	36.3	31.3	3.3	2.4	3951	4.5
30	GB-G-GA-5	I	1145	26.7	52.2	35.7	9.6	3.0	25404	13.0
		II		26.7	47.4	35.7	5.9	3.0	18196	11.0
		III		26.7	41.8	35.0	4.2	2.9	6878	5.2
31	GB-G-GA-6	II	970	26.7	48.4	37.0	5.2	2.7	17633	10.9
		III		26.7	42.8	36.2	3.7	2.5	6447	5.4

Tabelle 3: typische Parameter der Gebirges in den unterschiedlichen Zonen und Klassen

Tabella 3: 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 TRENFLÄCHENORIENTIERUNG

Auf Grund der verfügbaren Daten der Regelplanung, die im geologischen Profil zusammengefasst werden, sind Trennflächenfamilien ermittelt worden 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 4: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA1

Tabella 4: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA1

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

Tabelle 5: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA2

Tabella 5: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA2

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

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

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

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

Tabelle 7: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA4

Tabella 7: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA4

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

Tabelle 8: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA5

Tabella 8: 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 9: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA6

Tabella 9: 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 numerische Modellierung der Interaktion zwischen Gebirge und Schale 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 GEBIRGSVERHALTENS

Zur Abschätzung des Gebirgsverhalten ist das Kennlinienverfahren eingesetzt worden.

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

Diese Linien sind hier trassiert worden durch eine elastisch-plastisch bildendes Models, mit softening und nicht-assoziiertem Gebirgsmaterialfluss, nach Mohr-Coulomb, in ihrer von Ribacchi vorgeschlagenen Formulierung [18].

Die analysierten Kurven, zur Ermittlung des Verhaltens Gebirge-Ausbruch, 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 [19]):

## 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 [18].

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 [19]):

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

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

wobei:

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

dove:

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

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

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 10 ist ein Maßstab [20] [21] aufgezeigt zur Abschätzung der Ortsbrust abhängig von den Berechnungsergebnissen mit dem Kennlinienverfahren (Ortsbrustkonvergenz und Ausdehnung der plastischen Zone an der Ortsbrust).

In Tabella 10 si riporta un criterio [20] [21] 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 Kurzzeitige 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 10: vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [20] [21];  $c_f$  = Ortsbrustkonvergenz;  $F_{pl f}$  = Umfang des plastischen Streifens an der Ortsbrust;  $R_{scavo} = r_{eq}$  = entsprechender Ausbruchradius.

Tabella 10: Criteri di stabilità proposti in [20] [21];  $c_f$  = 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 4,86 m.

Le analisi con le Linee Caratteristiche sono state eseguite considerando un raggio di scavo di 4.86 m.

In Folge ist die Tabelle mit den Hauptergebnissen aufgezeigt:

Di seguito è riportata una tabella con i principali risultati:

Zone number	Rock mass name	Class	Zone max overburden	$c_f$	$c_a$	$c_r$	$F_{plf}$	$F_{pla}$	$c_f/R$	$F_{plf}/R$	$c_r/R$	$F_{pla}/R$
		[-]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[%]
26	GB-G-GA-1	I	1265	0.31	1.03	0.72	0.00	0.61	0.06%	0.00	0.15%	0.13
		II		0.63	2.10	1.47	0.00	1.65	0.13%	0.00	0.30%	0.34
		III		2.03	6.77	4.74	0.00	2.59	0.42%	0.00	0.98%	0.53
27	GB-G-GA-2	III	1290	1.79	5.96	4.17	0.19	3.19	0.37%	0.04	0.86%	0.66
28	GB-G-GA-3	I	1355	0.36	1.19	0.83	0.00	0.46	0.07%	0.00	0.17%	0.09
		II		0.74	2.46	1.72	0.00	1.53	0.15%	0.00	0.35%	0.32
		III		2.30	7.67	5.37	0.00	2.44	0.47%	0.00	1.11%	0.50
29	GB-G-GA-4	II	1150	1.06	3.52	2.47	0.00	2.54	0.22%	0.00	0.51%	0.52
		III		4.22	14.05	9.84	0.50	3.82	0.87%	0.10	2.02%	0.79
30	GB-G-GA-5	I	1145	0.26	0.86	0.60	0.00	0.21	0.05%	0.00	0.12%	0.04
		II		0.56	1.86	1.30	0.00	1.34	0.11%	0.00	0.27%	0.28
		III		1.68	5.60	3.92	0.00	2.20	0.35%	0.00	0.81%	0.45
31	GB-G-GA-6	II	970	0.44	1.48	1.04	0.00	1.11	0.09%	0.00	0.21%	0.23
		III		1.40	4.65	3.26	0.00	1.90	0.29%	0.00	0.67%	0.39

Tabelle 11: Zusammenfassung der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens

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

Nur bei Zone 29 in Klasse III heben die durchgeführten Überprüfungen ein Zuwachs der plastischen Zone hervor, die jedenfalls unter dem Ausbruchradius liegt, und eine Erhöhung der Konvergenzen; die relative Konvergenz ist in Höhe von 10 cm.

Die Parameter dieser letzten Strecke wurden für die Prüfung des Ausbruchquerschnitts GL-MA4, welches nicht Gegenstand dieses Berichts ist, als repräsentativ betrachtet, während die Parameter der Zone 28 in Klasse III für die Berechnung des Ausbruchquerschnitts GL-MA3 angewandt wurden. Für diesen Ausbruchquerschnitt wurde, zusätzlich zur Lockerungslast des Gebirges, auch die Last eines abbrechenden möglich instabilen Felsens ausgewertet.

Tabella 11: Sintesi dei risultati delle linee caratteristiche

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

Solo in corrispondenza della zona 29 in classe III le verifiche condotte evidenziano un incremento della fascia plastica, comunque inferiore del raggio di scavo, ed un incremento delle convergenze; la convergenza relativa è dell'ordine dei 10cm.

I parametri di quest'ultima tratta sono stati considerati rappresentativi per la verifica della sezione di scavo GL-MA4, non oggetto della presente relazione, mentre i parametri della zona 28 in classe III sono stati adottati per il calcolo della sezione GL-MA3. 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.

Bei der Berechnung der Lasten auf den Stützelementen (Anker Superswellex Pm24), aufgrund des hohen Abstands von der Ortsbrust, an der Spritzbeton eingesetzt wird, werden die Maße der Blöcke nicht begrenzt (Zone L1) und die Last wird den bloßen Ankern übertragen.

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.

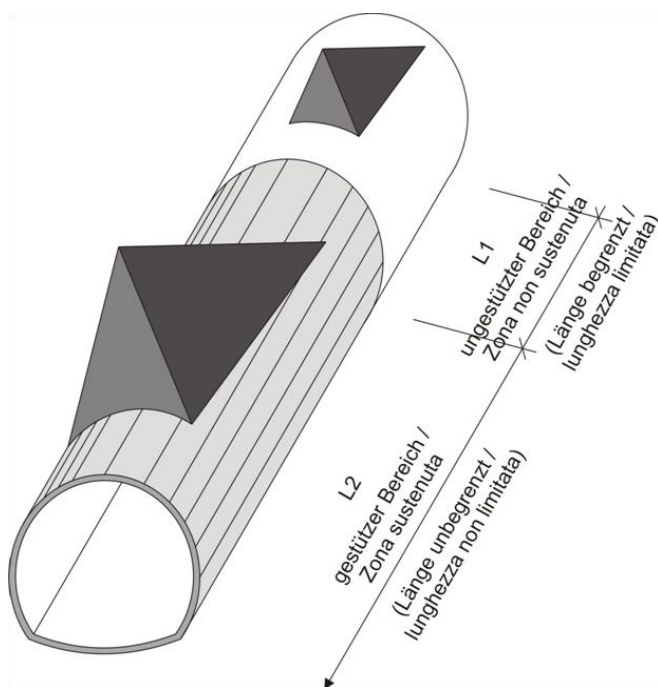


Abbildung 1: Qualitative Darstellung der Gebirgsbelastung auf die Schale bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten

#### 5.1.2 Nachweisverfahren

Gemäß NTC 2008 [6] wurden die Teilsicherheitsfaktoren berücksichtigt. Demnach werden die Einwirkungen um  $\gamma_G = 1,30$  erhöht und die Widerstände um  $\gamma_c = 1,50$  bzw.  $\gamma_s = 1,15$

## 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.

Nel calcolo dei carichi sugli elementi di sostegno (ancoraggi Superswellex Pm24), in virtù della elevata distanza dal fronte a cui si realizza il betoncino proiettato, la dimensione dei blocchi non viene limitata (area L1) e il carico viene affidato ai soli ancoraggi.

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.

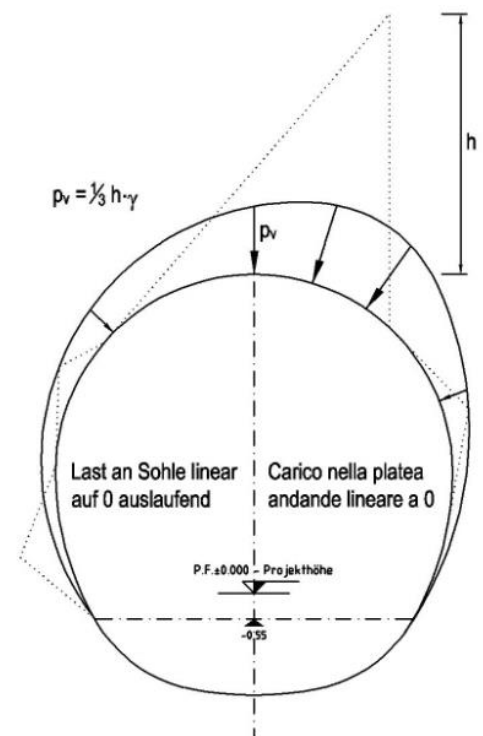


Figura 1: Rappresentazione qualitativa degli effetti dell'ammasso sul rivestimento, in caso di ammasso altamente fratturato

#### 5.1.2 Procedura di verifica

In conformità alle NTC 2008 [6] sono stati considerati i fattori parziali di sicurezza secondo i quali le azioni vengono aumentate di  $\gamma_G = 1,30$  e le resistenze ridotte di  $\gamma_c = 1,50$  ovvero

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.

Für die Überprüfung mittels Bruchkörperanalyse wird folgendes Sicherheitskonzept berücksichtigt.

$\gamma_s = 1,15$ . Il valore caratteristico di aderenza tra incluso e ammasso è stato fattorizzato per il coefficiente 1.3.

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

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 Ausbruchquerschnitt GL-MA3 ist in allen homogenen Strecken der Tabelle 1 geprüft worden. Indessen wurde Ausbruchquerschnitt GL-MA2 nur in der homogenen Zone 31 (GB-G-GA6) geprüft, da, den Überdeckungen zufolge, bei den anderen Strecken in Klasse II die Anwendung des Ausbruchquerschnitts GL-MARb, der sich eignet RockBurst-Phänomene vorzusehen, geplant ist.

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.

Alle Überprüfungen haben gezeigt, dass die Nietungen in der Lage sind immer ein Sicherheitsfaktor über 1.3, gleich  $\gamma_G$ , zu sichern.

Nur auf Höhe der Zone 26 (GB-G-GA1) ist eine zusätzliche Nietung auf dem linken Teil der Kappe (nach Norden) vorgesehen, mit einer Niete für jeden Abschlag (1.5 m). Dadurch ergibt sich, dass die zweite und dritte Nietereihe, beginnend beim Widerlager sx des GL-MA3, mit einem Längsabstand von 1.5 m statt 3 m zu realisieren ist.

Die maximale Höhe eines gravitatischen Abbrechens zeigt sich in der Zone GB-G-GA2 und beträgt 3.63 m. Das Blockabbrechen entspricht einer Last auf der Spritzbetonschale von

$$P_v = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h = 32.3kPa$$

### 5.1.3 Casi analizzati e risultati

La sezione GL-MA3 è stata verificata in tutte le tratte omogenee riportate in Tabella 1 mentre la sezione GL-MA2 è stata verificata solo nella zona omogenea 31 (GB-G-GA6) in quanto nelle altre tratte, in virtù delle alte coperture, in classe II si prevede l'applicazione della sezione GL-MARb, atta a prevedere fenomeni di RockBurst.

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

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

Solo in corrispondenza delle zona 26 (GB-G-GA1) è prevista una chiodatura aggiuntiva sulla porzione sinistra della calotta (in direzione nord) costituita da un chiodo ogni sfondo (1.5 m). Ne risulta che la seconda e la terza fila di chiodi a partire dal piedritto sx della GL-MA3 dovranno essere realizzate con passo longitudinale 1.5 m invece che 3 m.

L'altezza massima di un distacco gravitativo si presenta nella zona GB-G-GA2 ed è pari a 3.63 m. Il distacco del blocco si traduce in un carico sul rivestimento di entità pari a

$$P_v = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h = 32.3kPa$$

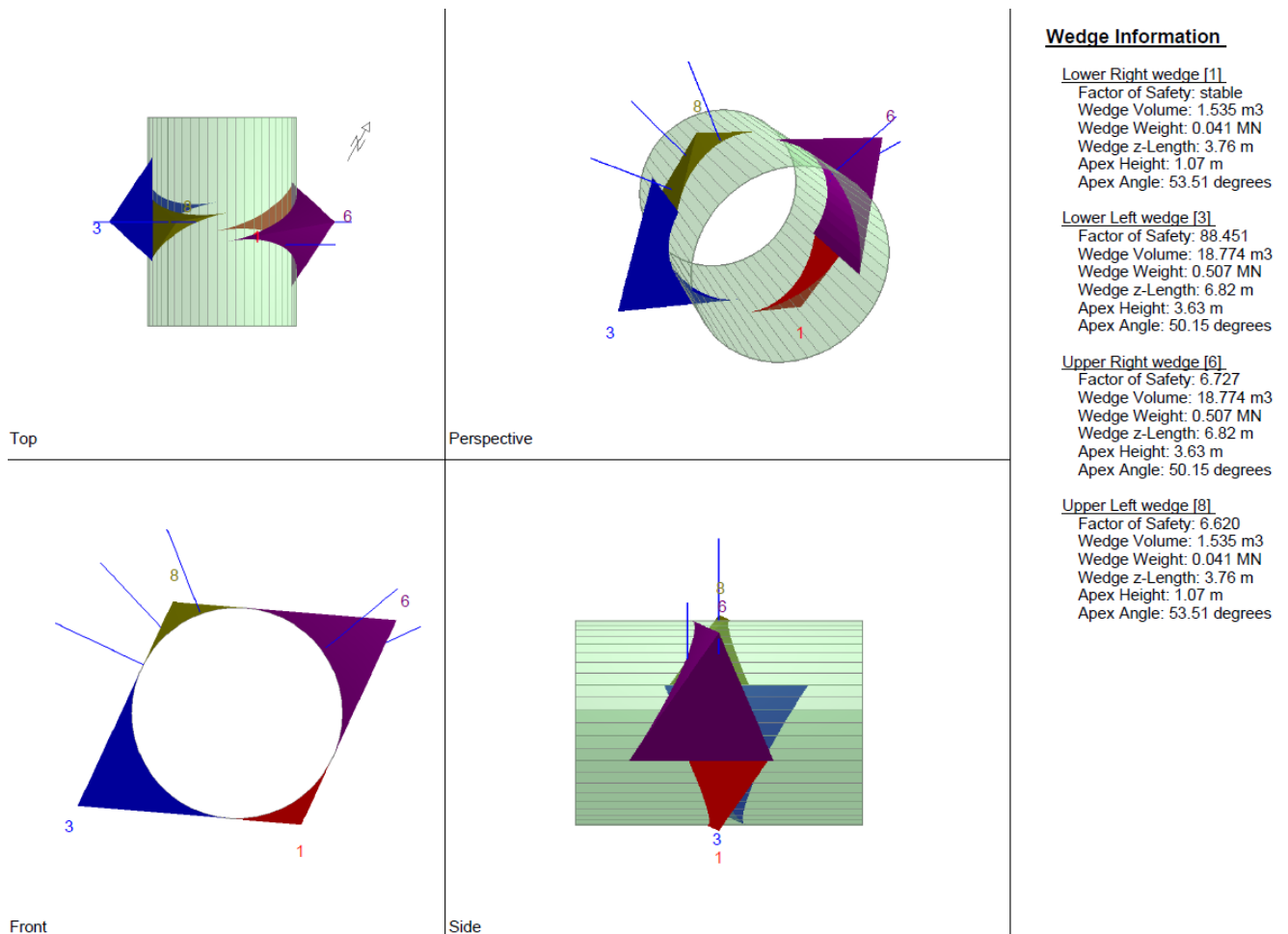


Abbildung 2: qualitative Darstellung des größeren Blocks (homogene Strecke GB-G-GA2)

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

## 5.2 ANALYSE DER AUSHEBUNGSPHASEN

Wie vorhergehend angedeutet, entnimmt man aus der Analyse des Kennlinienverfahrens, mit Ausnahme der Berechnung in Klasse III der Zone 29, die bei der Dimensionierung des Ausbruchquerschnitts GL-MA4 analysiert wird (Gegenstand eines eigenen Berichts), dass in Klasse III das Verhalten des Gebirges durch Konvergenzen, im Zentimeterbereich, und Bildung einer plastischen Zone, immer unter dem Ausbruchradius, charakterisiert ist.

Um abzuschätzen welcher Lastfall, der Gebirgsdruck oder das Loslösen eines Bruchkörpers (Absatz 5.1), maßgebend ist, wurden das Ausbruchverhalten und die Gebirgslastanalyse auf die Außen- und Innenschalen des Ausbruchquerschnitts in Klasse III (GL-MA3) auch mittels den Finite-Differenzen-Programm FLAC durchgeführt. Das letztere ermöglicht den Verlauf einer Last und das spannungs-verformende Verhalten des Gebirges durch alle Schritte der Baurealisierung zu verfolgen.

Modellierung im ebenen Verformungszustand, d.h.:

## 5.2 ANALISI DELLE FASI DI SCAVO

Come precedentemente accennato, dall'analisi delle linee caratteristiche, esclusa l'analisi in classe III della zona 29 che verrà analizzata per il dimensionamento della sezione GL-MA4 (oggetto di una relazione specifica), si evince che in classe III il comportamento dell'ammasso è caratterizzato da convergenze ridotte, dell'ordine centimetrico, e dalla formazione di una fascia plastica sempre inferiore al raggio di scavo.

Al fine di valutare se il carico d'ammasso è più o meno gravoso del carico dovuto al distacco di un blocco (paragrafo 5.1), il comportamento allo scavo e l'analisi del carico d'ammasso sui rivestimenti, anche definitivi, della sezione tipo in classe III (GL-MA3) 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:

- Das geotechnische Bezugsmodell stellt einen Querschnitt orthogonal zur Tunnelachse dar;
- 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 Hohlräume 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 der Ausbruchquerschnitte GL-MA3 wurde der Ausbruchquerschnitt mit der höchsten Überdeckung (H=1355 m) in der homogenen Strecke 28 (GB-G-GA-3) und den Gebirgsparametern in Klasse III (Tabelle 3) 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 einen Berechnungsradius, inkl. des Extraausbruchs, von 4.86 m.

Die Kraftlage vor Ort wurde gemäß folgenden Verhältnissen ausgewertet:

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

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

#### 5.2.2 Sezioni analizzate

Per il dimensionamento della sezione GL-MA3 si è considerata la sezione con la massima copertura (H=1355 m) nella tratta omogenea 28 (GB-G-GA-3) e i parametri d'ammasso in classe III (Tabella 3).

#### 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 i 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 un raggio di calcolo, considerando l'extrascavo, di 4.86 m.

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

Wobei:

- $Z$  = Abstand des allgemeinen Elements von der Geländeoberkante
- $K_0$  = Beiwert des waagrecht Schubs das gleich 0.75 angenommen ist.

Dove

- $Z$  rappresenta la distanza del generico elemento dal piano campagna
- $K_0$  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 dar:

### 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>GL-MA3</b>	Pm24	200	4.5	1.5	1.8	6+7	C30/37	10	7.5

Tabelle 12: Charakteristika der Außenschale GL-MA3

Es wird klargestellt, dass der Spritzbeton nicht im Modell schematisiert wird, da dieser auf der Rückseite des Back-ups der TBM aufgetragen wird, wo die TKA ingenieurtechnisch gleich null sind. 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 Mörtelrings rundum der Niete als ein Feder- und Schiebersystem in den Knoten der Elemente dargestellt (Abbildung 4). Das Schubverhalten des Mörtels, während der relativen Verschiebung zwischen Schnittstellenverstärkung und Mörtel und zwischen Mörtel und Felsen, ist von der Schubsteifigkeit des Mörtels numerisch beschrieben ( $k_{bond}$  in Figura 5). Die maximale Schubkraft die im Mörtel per Längeneinheit entwickelt werden kann ist dagegen eine Funktion der Reibungskraft zwischen Mörtel und Anker und Mörtel und Erde ( $S_{bond}$ ); in den Berechnungen wurde die Reibungsfestigkeit ( $S_{friction}=0$ ) nicht berücksichtigt.

Tabella 12: Caratteristiche rivestimenti di prima fase GL-MA3

Si precisa che il betoncino proiettato non viene schematizzato nel modello in quanto viene messo in opera a tergo del back-up della TBM, ove le FFS sono ingegneristicamente nulle. 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 ( $S_{friction}=0$ ).

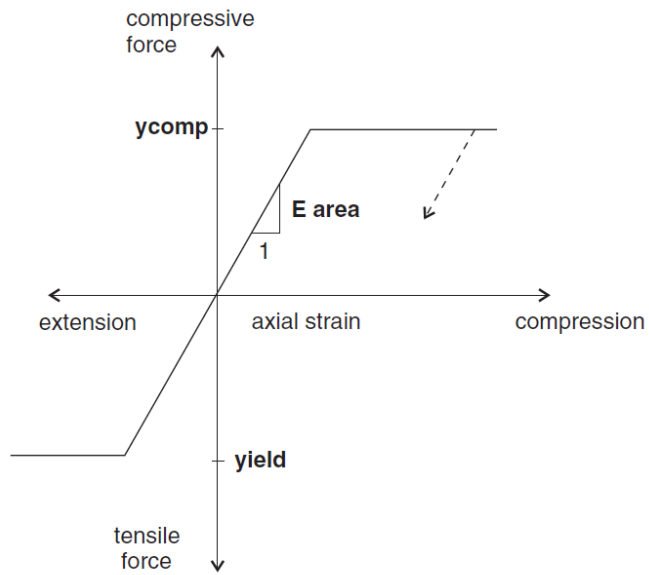


Abbildung 3: Kraft-Verformungsverhalten der Cable-Elemente

Figura 3: Comportamento sforzo-deformazione degli elementi cable

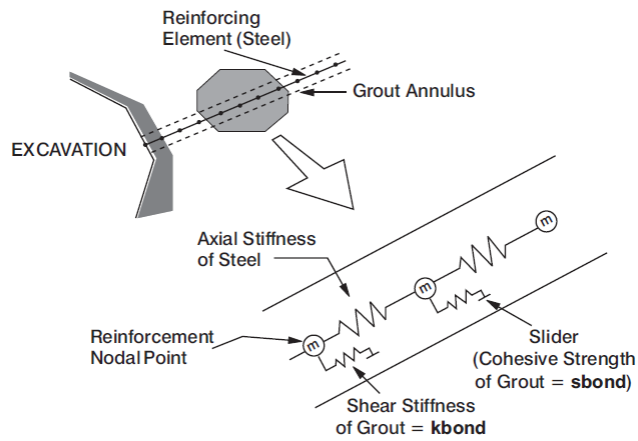
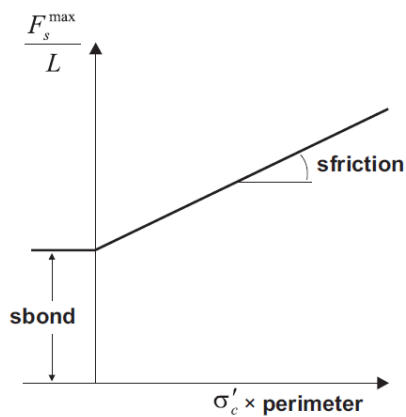
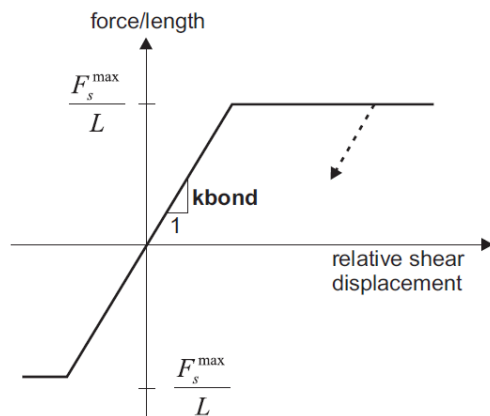


Abbildung 4: Konzeptdarstellung des Schubverhaltens des Mörtelrings rundum dem Anker

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  $k_{bond}$  wird grundsätzlich mittels folgendem Verhältnis geschätzt:

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 vorliegenden Fall, da kein Zementierungsmörtel zwischen Einlage und Gebirge vorhanden ist, sind den Reibungs- und Steifigkeitswerten der Schnittstelle 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 rigidità 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 13: Nietungen-Input

Wobei:

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

Tabella 13: Input delle chiodature

Dove:

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

### 5.2.6 Laststufe

Nach einer ersten Phase der Modellinitialisierung, zur Berechnung des Ausgangsgleichgewichts, wird die Tunnelausbruch mittels Trägheits-Kräften des Ausbruchs simuliert (späterhin TKA). Der Prozentsatz dieser Kräfte an der Ortsbrust (36%) und vor Einsatz der Nietungen (9%) wurde aufgrund der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens bestimmt.

### 5.2.6 Step di carico

Dopo una prima fase di inizializzazione del modello, necessaria per calcolare l'equilibrio iniziale, lo scavo della galleria viene simulato mediante l'utilizzo delle Forze Fittizie di Scavo, di seguito denominate FFS. La percentuale di tali forze al fronte (36%) e prima dell'installazione delle chiodature (9%) è definita sulla base dei risultati delle Linee Caratteristiche.



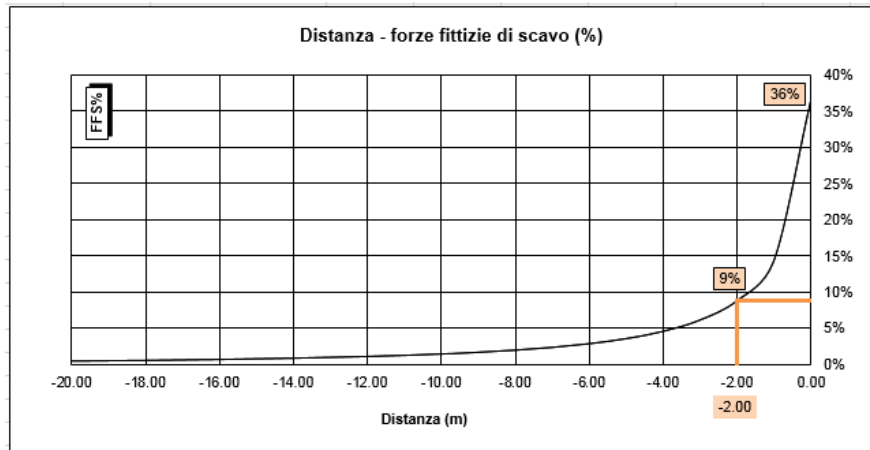


Abbildung 6: TKA an der Ortsbrust und bei Einsetzung der Nietungen

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 des Ausbruchs und Reduktion der TKA bis zum Wert den sie an der Ortsbrust einnehmen (TKA =36%);
- 3) Reduktion der TKA bis zum Wert den sie bei der Einsetzung der Außenschale einnehmen (auf 2 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=36%);
- 3) Riduzione delle FFS fino al valore che assumono nel momento dell'installazione del rivestimento di I fase (2 m 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 wurden die vom 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, das heißt  $Y_s = 1,15$ .

### 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 der Tabelle 11 dargestellten Ergebnisse des Kennlinienverfahrens. Die relative Konvergenz bei der Kappe wird reduziert, dank der Nietungswirkung, von 5.37 cm auf 3.6 cm, während die absolute Konvergenz von 7.67 cm auf 6.2 cm reduziert wird.

Die Plastizität ist in Höhe von 2-2.5 m.

Der vom Gebirge ausgeübter Druck auf die Innenschale, bei Verfall der Nietungen, ist in Höhe von 40 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 um folgende Faktoren reduziert:

### 5.2.8 Risultati

Le analisi riportate nell'allegato 3 confermano di fatto i risultati delle Linee Caratteristiche esposti in Tabella 11. La convergenza relativa in calotta, grazie all'effetto delle chiodature si riduce da 5.37 cm a 3.6 cm mentre la convergenza assoluta si riduce da 7.67 cm a 6.2 cm.

Le plasticizzazioni sono dell'ordine dei 2-2.5 m.

La pressione esercitata dall'ammasso sul rivestimento definitivo, al decadimento delle chiodature, è dell'ordine dei 40 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 14: Teilsicherheitsfaktoren Stabilitätsüberprüfung der Ortsbrust

Tabella 14: Fattori parziali di sicurezza per la verifica di stabilità del fronte di scavo

### 5.3.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse des Kennlinienverfahrens und der mit Unwedge Software durchgeführten Stabilitätsanalysen der Blöcke, schließen Instabilitätsphänomene der Ortsbrust für die Gebirge in Klasse II und III aus.

### 5.3.2 Risultati

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

## 6 INNENSCHALE

### 6.1 STABWERKSMODELLE

Die Beanspruchungen der Innenschale sind mit dem Berechnungsprogramm MIDAS Gen2013, welches auf die Finite-Elementen-Methode (FEM) stützt, berechnet worden.

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 Berechnung des unbewehrten Betons wird ein formendes Modell des elastisch-linearen Materials verwendet. Infolge des Verlusts an Querschnittssteifigkeit, welche durch die Öffnung von Spalten verursacht ist, dort wo die Betonzugfestigkeit überwunden wird (Ausformung von plastischen Scharnieren), wird, laut Kapitel 12.5 des EC2, die Neuverteilung der Belastungen berechnet. Die Modellierung der plastischen Scharniere erfolgt durch den Einsatz von Torsionsfedern dessen Steifigkeit mit der Pöttler-Methode [26][27] 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 redistribuzione 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 [26][27].

### 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 60'000kN/m<sup>3</sup> angenommen worden. Letztere hat eine Verschiebungswertigkeit unter 0.5cm. Wenn diese Verschiebungen überwunden sind, wird die Schnittstellensteifigkeit die des Gebirges.

Die tangentielle Steifigkeit ist übergangen worden.

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

La rigidità tangenziale è stata trascurata.

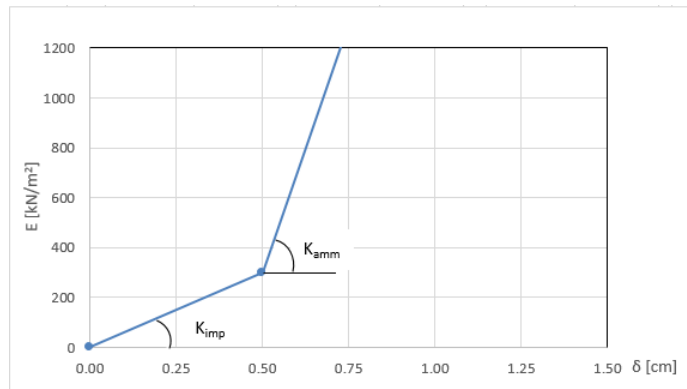


Abbildung 7: Schematisierung der Schnittstelle

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 [MN/m<sup>3</sup>]
- $E$  = Elastizitätsmodul des Gebirges
- $E_S$  = Steifemodul des Gebirges
- $\nu$  = Poisson Beiwert des Gebirges
- $R$  = Tunnelradius - Systemlinie

### 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

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

### 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 [MN/m<sup>3</sup>]
- $E$  = 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 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

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

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 Betons ist mit  $\gamma = 25\text{kN/m}^3$  angenommen.

#### 6.3.2 Oberleitung G2

Die Oberleitungslasten werden, laut Abbildung, aus Sicherheitsgründen auf eine maximale Spannweite von 50 m angesetzt. Aus diesen Lasten ergeben sich die am Aufhängepunkt anzusetzenden Lasten:

- Moment von 3,80 kNm
- Horizontallast von 0,70 kN
- Vertikallast von 2,50kN

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 Catenaria G2

Le catenarie vengono applicate per sicurezza su una distanza massima di 50 m, come nella seguente illustrazione. Da questi carichi derivano quelli da applicare al punto di sospensione:

- Momento di 3,80 kNm
- Carico orizzontale di 0,70 kN
- Carico verticale di 2,50kN

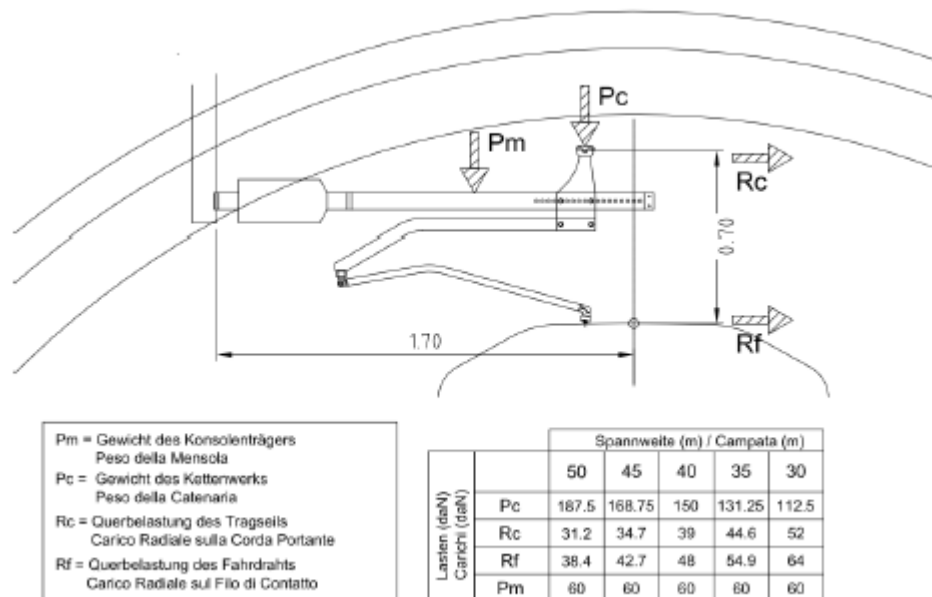


Abbildung 8: Lasten der Oberleitung

Figura 8: Carichi della catenaria

### 6.3.3 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  $Y_{c,na} = 24 \text{ kN/m}^3$  angenommen.

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

Im behandelten Ausbruchquerschnitt ist keine Betonauffüllung vorhanden.

### 6.3.4 Wasserdruck G4

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

### 6.3.5 Gebirgslast G5

Die Gebirgslast entspricht der höheren Last unter denen die aus der Bruchkörperanalyse hervorgegangen ist und aus der Last, 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.

### 6.3.6 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 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.

### 6.3.3 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  $Y_{c,na} = 24 \text{ kN/m}^3$ .

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

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

### 6.3.4 Pressione idraulica G4

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

### 6.3.5 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.

### 6.3.6 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 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.

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.

### 6.3.7 Temperatur Q1

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

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

Tabelle 15: Temperatureinwirkung

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.

### 6.3.7 Temperatura Q1

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

Tabella 15: Variazione termica

In einer Entfernung von 2 km vom Eingang entnimmt man:

- eine gleichmäßige Veränderung der Temperatur von  $\pm 12^{\circ}\text{C}$
- ein Gradient der Temperatur  $\Delta T$ , Temperaturunterschied zwischen interne und externe Schalenoberfläche von  $3^{\circ}\text{C}$ .

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

Die aufgrund der Temperatur ausgehenden Einwirkungen in Folge eines Brands sind Gegenstand des Kapitels 6.3.11.

### 6.3.8 Erdbebeneinwirkung E1

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

### 6.3.9 Aerodynamischer Druck A1

Die Verdichtungs- und Druckentlastungsvorgänge in Folge der Zugsdurchfahrt sind in Dokument D0118-064 „Aerodynamik – Klima – Lüftung“ festgelegt. Dem Dokument kann man entnehmen, dass im Extremfall (außergewöhnliche Einwirkung) im Tunnel aerodynamische Einwirkungen von  $\Delta p_{Druck} = + 11 \text{ kN/m}^2$  und  $\Delta p_{Sog} = - 9 \text{ kN/m}^2$  vorkommen. Da diese Einwirkungen, auch angesichts der entsprechend angepassten Teilsicherheitsfaktoren, die maßgebende Einwirkung darstellen, werden die aerodynamischen Einwirkungen nur in Kombination mit den Einwirkungen bei außergewöhnlicher Bemessungssituation erfasst.

### 6.3.10 Aufprall A2

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

A 2 km dall'imbocco si ricava:

- una variazione uniforme di temperatura di  $\pm 12^{\circ}\text{C}$
- un gradiente della temperatura  $\Delta T$ , differenza di temperatura tra le superfici interna ed esterna del rivestimento, pari a  $3^{\circ}\text{C}$ .

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

Le azioni derivanti dalle alte temperatura a seguito di incendio sono oggetto del paragrafo 6.3.11.

### 6.3.8 Azione sismica E1

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

### 6.3.9 Pressione aerodinamica A1

I processi di carico e scarico tensionale a seguito del passaggio dei treni sono definiti nel documento D0118-00064 „Aerodinamica – clima – ventilazione“. Dal documento si deduce che in casi estremi (azioni eccezionali) si presentano in galleria azioni aerodinamiche di  $\Delta p_{Druck} = + 11 \text{ kN/m}^2$  e  $\Delta p_{Sog} = - 9 \text{ kN/m}^2$ . Poiché si tratta di azioni rilevanti, anche in considerazione dei relativi coefficienti parziali di sicurezza adottati, le azioni aerodinamiche si considerano solo associate in combinazione con le azioni derivanti dalla situazione di dimensionamento eccezionale.

### 6.3.10 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.

### 6.3.11 Brand A3

Die Dimensionierung im Brandfall wird gemäß den Vorschriften der EN 1992-1-2 ausgeführt.

Gemäß den Vorschriften des MD 28/10/2005 Sicherheit in den Eisenbahntunnels, wird die Stabilität aller Bauwerke in Hinblick auf der Temperatur-Zeit Kurve laut UNI 11076 gemäß D0118-04326 "Sicherheit gegen die Brandexplosionen" gewährleistet.

Die bewehrten und unbewehrten Ausbruchquerschnitte wurden hinsichtlich eines Brandes gemäß den Kriterien des spezifischen Berichts [5] geprüft. Die Ergebnisse sind im Anhang 4 aufgezeigt. 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:

### 6.3.11 Incendio A3

Il dimensionamento in caso di incendio si esegue in conformità alle prescrizioni della EN 1992-1-2.

In accordo con le prescrizioni del DM 28/10/2005 Sicurezza gallerie ferroviarie viene garantita la stabilità di tutte le opere in considerazione della curva temperatura-tempo secondo la UNI 11076 in conformità a D0118-04326 "Sicurezza contro le esplosioni di incendio".

Le sezioni, armate e non, sono state verificate nei confronti dell'incendio secondo i criteri esposti nella relazione specifica [5]. I risultati sono riportati nell'Appendice 4. 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	Oberleitung	Sohibeton	Wasserdruck	Gebirgslast ohne Auftrieb	Kriechen und Schwinden	Quell-druck	Temperatur (Sommer)	Temperatur (Winter)	Verkehrslast (Zugfahrt)	Erdbeben	Anprall	Brand	Druck infolge Zugfahrt	Sog infolge Zugfahrt
	Peso proprio	Catenaria	Carichi permanenti sull'arco rovescio	Carico idraulico	Carichi della roccia in condizioni asciutte	Ritiro e rilassamento	Swelling-Squeezing	Temperatura (Estate)	Temperatura (Inverno)	Carico ferroviario	Sisma	Impatto	Fuoco	Carico aerodinamico (pressione)	Carico aerodinamico (aspirazione)
Einwirkungskombination / Combinazioni	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	Q1	Q1	Q2	E1	A2	A3	A1	A1
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						
	3	1.35	1.35	1.00					1.50						
		1.00	1.00	1.00					1.00						
	4	1.35	1.35	1.00			1.00		1.50						
		1.00	1.00	1.00			1.00		1.00						
	5	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35			1.50						
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00						
	6	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00		1.50						
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00						
11	1.00	1.00	1.00					0.60					1.00		
12	1.00	1.00	1.00			1.00		0.60	0.60					1.00	
13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60			1.00				
14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.60	0.60		1.00				
21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60					1.00		
22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00							1.00		

Tabelle 16: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen)

Tabella 16: 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:

$$\begin{aligned} \gamma_{Gj,inf} \text{ günstig/favorevole} &= 1,00 / 1,00 / 1,00 \\ \gamma_{Gj,sup} \text{ ungünstig/sfavorevole} &= 1,35 / 1,20 / 1,00 \\ \gamma_{Q,1,sup} / \gamma_{Q,i,sup} \text{ günstig/favorevole} &= 0,00 / 0,00 / 0,00 \\ \gamma_{Q,1,sup} / \gamma_{Q,i,sup} \text{ ungünstig/sfavorevole} &= 1,50 / 1,30 / 1,00 \end{aligned}$$

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

#### 6.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

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

Einwirkung /	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
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 17: Kombinationsbeiwerte

#### 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 werden, wie mit BBT SE vereinbart, wie folgt betrachtet, unter Berücksichtigung einer Bauwerklebensdauer von 200 Jahren:

## 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 17: Coefficienti di combinazione

#### 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:

### 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 Überprüfung folgender Ungleichung:

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

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

Wobei:

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

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:

### 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:

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.

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. 4.1.2.1.3.

Die Bemessung 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:

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

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

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

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

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

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 17 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabelle 17 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 Berechnung der Verformungen

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

### 6.5.2.6 Begrenzung der Rissbreiten

Unter Berücksichtigung der NTC2008, wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die maximale Rissweite  $w_{\text{kai}}$  für die maßgebenden Einwirkungskombinationen, unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren und Minderungsfaktoren  $\psi$  laut Tabelle 16 nachgewiesen. Die zulässige Rissbreite für Normalbeton ohne besondere Stärkeanforderung oder bei Abdichtungsvorkommen wird auf  $w_{\text{kai}} \leq 0,3$  mm begrenzt.

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

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

### 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  $w_{\text{kai}}$  per le combinazioni di carico rilevanti, in considerazione dei fattori parziali di sicurezza e dei coefficienti di riduzione  $\psi$  secondo Tabella 16. La larghezza delle fessure ammessa per il cls normale senza particolari requisiti di spessore o in presenza di impermeabilizzazione è limitata a  $w_{\text{kai}} \leq 0,3$  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  $w_{\text{kai}} \leq 0,2$  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.

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

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

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

Tabelle 18: 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;
- $f_{ctm}$  = Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons;
- $f_{yk}$  = charakteristische Wert der Streckengrenze des Betonstahls.

#### 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 in der Kappe, eine auf Höhe des Druckpeaks des Blocks und eine auf dem rechten Widerlager. Diese plastischen Scharniere ermöglichen auf jeden Fall die Gewährleistung der Strukturstatik und ihre langzeitliche Funktionsfähigkeit.

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 18: 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;
- $f_{ctm}$  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 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 calotta, una in corrispondenza del picco di pressione del blocco ed una sul piedritto destro. Tali cerniere plastiche consentono comunque di garantire la statica della struttura e la sua funzionalità nel tempo.

Das Modell mit der Gebirgslast aus der FDM konvergiert mit der Bildung eines plastischen Scharniers in der Kappe.

Die Berechnungen in Anhang 4 zeigen, dass die Schalen der Ausbruchquerschnitte GL-MA2, GL-MA3 und GL-MARb keine Bewehrung in der Kappe und den Widerständen benötigen, hingegen sie die bei den Tunnelbogenaufsätzen und der Sohlplatte benötigen. Diese Bewehrung wird aus  $\phi$  16mm Abstand 15cm, mit  $\phi$ 10mm Abstand 25cm als Teilung geformt sein. Es ist keine Querkraftbewehrung nötig.

Der Einfall der Sohlplatte und der Tunnelbogenaufsätze ist von  $60\text{kg/m}^3$ .

Il modello con il carico dell'ammasso derivante dall'analisi FDM converge con la formazione di una cerniera plastica in calotta.

Le analisi riportate in Appendice 4 mostrano che i rivestimenti delle sezioni GL-MA2, GL-MA3 e GL-MARb non necessitano di armata in calotta e nei piedritti mentre richiedono un'armatura in corrispondenza delle murette e della platea di fondazione. Tale armatura sarà costituita da  $\phi$  16mm a passo 15cm, con  $\phi$ 10mm a passo 25cm di ripartizione. Non è richiesta armatura a taglio.

L'incidenza della platea e delle murette è di  $60\text{kg/m}^3$ .

## 7 VERZEICHNISSE

### 7.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Geomechanische homogene Zonen .....	10
Tabelle 2: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone und Wahrscheinlichkeitsverteilung der unterschiedlichen Klassen	10
Tabelle 3: typische Parameter der Gebirges in den unterschiedlichen Zonen und Klassen .....	11
Tabelle 4: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA1....	12
Tabelle 5: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA2....	12
Tabelle 6: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA3....	12
Tabelle 7: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA4....	12
Tabelle 8: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA5....	12
Tabelle 9: Lage der Trennflächen im Sektor GB-G-GA6....	12
Tabelle 10: vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [20] [21]; $c_f$ = Ortsbrustkonvergenz; $F_{pf}$ = Umfang des plastischen Streifens an der Ortsbrust; $R_{scavo} = r_{eq}$ = entsprechender Ausbruchsradius.	14
Tabelle 11: Zusammenfassung der Ergebnisse des Kennlinienverfahrens .....	15
Tabelle 12: Charakteristika der Außenschale GL-MA3 .....	21
Tabelle 13: Nietungen-Input.....	23
Tabelle 14: Teilsicherheitsfaktoren Stabilitätsüberprüfung der Ortsbrust	25
Tabelle 15: Temperatureinwirkung.....	30
Tabelle 16: Einwirkungskombinationen (in rosa die GZT-Kombinationen und in weiß die GZG-Kombinationen) .....	31
Tabelle 17: Kombinationsbeiwerte .....	32
Tabelle 18: Mindestbetondeckung .....	36

### 7.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Qualitative Darstellung der Gebirgseinwirkung auf die Schale bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten	16
--	----

## 7 ELENCHI

### 7.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Zone geomeccaniche omogenee .....	10
Tabella 2: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea e distribuzione probabilistica delle diverse classi	10
Tabella 3: Parametri caratteristici dell'ammasso nelle diverse zone e classi	11
Tabella 4: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA1	12
Tabella 5: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA2	12
Tabella 6: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA3	12
Tabella 7: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA4	12
Tabella 8: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA5	12
Tabella 9: Giacitura delle discontinuità nel settore GB-G-GA6	12
Tabella 10: Criteri di stabilità proposti in[20] [21]; $c_f$ = convergenza al fronte; $F_{pf}$ = estensione della fascia plastica al fronte; $R_{scavo} = r_{eq}$ = raggio equivalente di scavo. ....	14
Tabella 11: Sintesi dei risultati delle linee caratteristiche ...	15
Tabella 12: Caratteristiche rivestimenti di prima fase GL-MA3	21
Tabella 13: Input delle chiodature .....	23
Tabella 14: Fattori parziali di sicurezza per la verifica di stabilità del fronte di scavo .....	25
Tabella 15: Variazione termica.....	30
Tabella 16: Combinazioni di carico (in rosa le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE) .....	31
Tabella 17: Coefficienti di combinazione .....	32
Tabella 18: Copriferro minimo.....	36

### 7.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Rappresentazione qualitativa degli effetti dell'ammasso sul rivestimento, in caso di ammasso altamente fratturato .....	16
---	----

Abbildung 2: qualitative Darstellung des größeren Blocks (homogene Strecke GB-G-GA2) .....	18
Abbildung 3: Kraft-Verformungsverhalten der Cable-Elemente 22	
Abbildung 4: Konzeptdarstellung des Schubverhaltens des Mörtelrings rundum dem Anker .....	22
Abbildung 5: Schnittstellenverhalten .....	22
Abbildung 6: TKA an der Ortsbrust und bei Einsetzung der Nietungen 24	
Abbildung 7: Schematisierung der Schnittstelle .....	27
Abbildung 8: Lasten der Oberleitung.....	28

Figura 2: Rappresentazione qualitativa del blocco di dimensioni maggiori (tratta omogenea GB-G-GA2) .....	18
Figura 3: Comportamento sforzo-deformazione degli elementi cable 22	
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
Figura 8: Carichi della catenaria .....	28

### 7.3 ANLAGENVERZEICHNIS

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

### 7.4 REFERENZDOKUMENTE

#### 7.4.1 Eingangsdokumente

- [1] 02\_H61\_GD\_992\_GTB\_D0700\_13018 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke - Technischer Bericht - Allgemeiner geomechanischer Bericht
- [2] 02\_H61\_GD\_090\_GTB\_D0700\_21001 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanischer Detailbericht
- [3] 02\_H61\_GD\_090\_GLS\_D0700\_21003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Oströhre (Blatt 2/7)
- [4] 02\_H61\_GD\_090\_GLS\_D0700\_21007 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil GL-MA West von km 49+241 bis 52+844.5
- [5] 02\_H61\_EG\_995\_KTB\_D0700\_15003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke - Sicherheit gegen Feuereinwirkung

### 7.3 ELENCO APPENDICI

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

### 7.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 7.4.1 Documenti in ingresso

- [1] 02\_H61\_GD\_992\_GTB\_D0700\_13018 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali - Relazione tecnica - Relazione geomeccanica generale
- [2] 02\_H61\_GD\_090\_GTB\_D0700\_21001 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Relazione geomeccanica di dettaglio
- [3] 02\_H61\_GD\_090\_GLS\_D0700\_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)
- [4] 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)
- [5] 02\_H61\_EG\_995\_KTB\_D0700\_15003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali - Sicurezza nei riguardi di esposizione al fuoco



#### 7.4.2 Normen und Richtlinien

- [6] Technische Konstruktionsnormen 2008 – NTC 2008;
- [7] Leitfaden N.617, Vorgehensweise zur Anwendung der "Neue technische Konstruktionsnormen", laut MD 14.Januar 2008
- [8] DM 28/10/2005 Sicherheit für Bahntunnel
- [9] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Grundlage für Konstruktion und Dokumentation zur nationalen Umsetzung ;
- [10] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [11] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Planung von für Stahlbetonbauwerke und Dokumente zur nationalen Umsetzung;
- [12] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Geotechnik und Dokumente zur nationalen Umsetzung
- [13] UNI EN 1992-1-2:2005 "Planung von Stahlbetonbauwerke Teil 1-2: Allgemeinregelung – Brandschutz Strukturplanung"
- [14] UNI 11076: 2003, "Testmodalitäten zur Bewertung des Benehmens der an den Decken von Untertagebauten angebrachten Schutzmaßnahmen in Brandfall".
- [15] D.M. 16.02.2007 "Feuerwiderstandsklassifizierung von Erzeugnisse und Bauelemente für Bauwerke"
- [16] UNI 11104:2004
- [17] UNI EN 206-1:2006

#### 7.4.3 Bibliografie

- [18] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.
- [19] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method”, Eurock '96, pagg. 855-860.
- [20] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [21] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [22] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002

#### 7.4.2 Normative e linee guida

- [6] Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 – NTC 2008;
- [7] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [8] DM 28/10/2005, Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.
- [9] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Basi per la progettazione strutturale e documento di applicazione nazionale<sup>3</sup>
- [10] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [11] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale
- [12] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica e documento di applicazione nazionale
- [13] UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"
- [14] UNI 11076 del 1 luglio 2003, "Modalità di prova per la valutazione del comportamento di protettivi applicati a soffitti di opere sotterranee, in condizioni di incendi".
- [15] D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"
- [16] UNI 11104:2004
- [17] UNI EN 206-1:2006

#### 7.4.3 Bibliografia

- [18] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.
- [19] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method”, Eurock '96, pagg. 855-860.
- [20] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [21] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [22] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002

- [23] UNWEDGE-roscience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [24] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design
- [25] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [26] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993
- [27] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter Innenschalen, Bautechnik 67, 1990

- [23] UNWEDGE-roscience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [24] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design
- [25] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [26] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993
- [27] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter Innenschalen, Bautechnik 67, 1990

## ANHANG 1 - KENNLINIENVERFAHREN

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 gravierendste Strecke in Klasse III (Strecke 28).

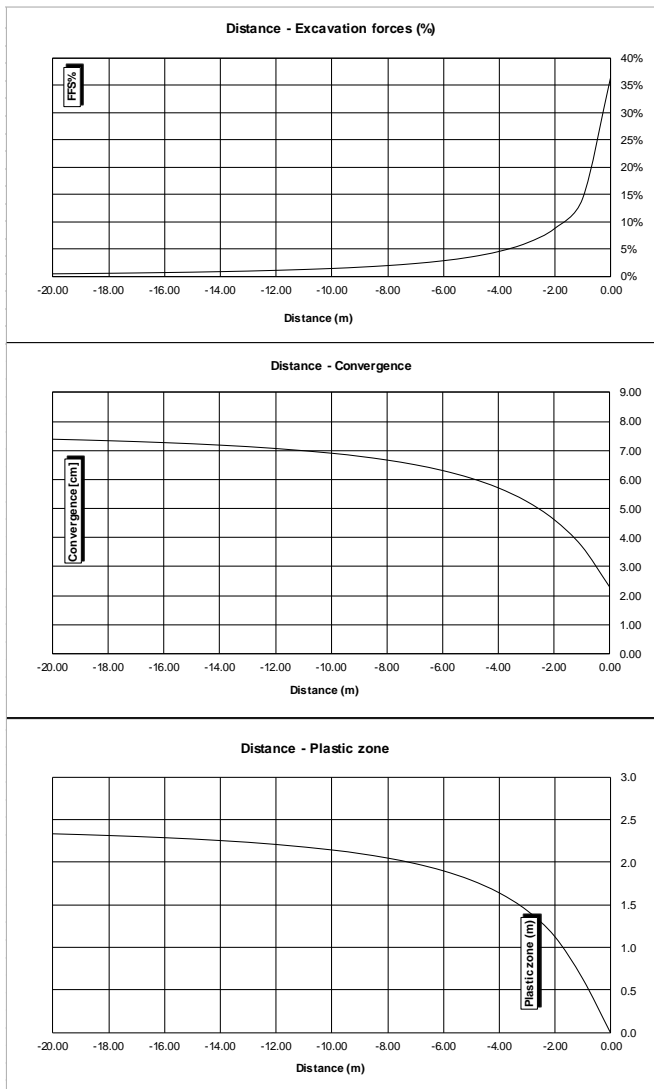


Abbildung 1: Zone 28 (GB-G-GA3) - Klasse III

## 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).

7 - LC GSI = 46, H = 1355m, C0 = 117.5MPa, mi = 22, Ei = 26450GPa

INPUT DATA		RESULTS	
Weight [N/mc]	26700	<b>At final equilibrium</b>	
Overburden [m]	1355	Total convergence [cm]	7.7
Excavation radius [m]	4.86	Convergence after excavation [cm]	5.4
Peak internal friction angle [°]	40.86	Plastic zone thickness [m]	2.4
Post peak internal friction angle [°]	34.27	<b>Equilibrium at excavation face</b>	
Peak cohesion [Pa]	4785641	Convergence [cm]	2.3
Post peak cohesion [Pa]	3267644	1 - (deconfinement ratio) [%]	36.4%
Deformation modulus [Pa]	6.32E+09		
Poisson's ratio [-]	0.3		
Dilation angle [°]	5.11		

c(face) / Radius	0.47 [%]
c(total) / Radius	1.58 [%]
c(after excav.) / Radius	1.11 [%]
Pl.thick. (face)/Radius	0.0 [%]
Pl.thick. (total)/Radius	50.2 [%]

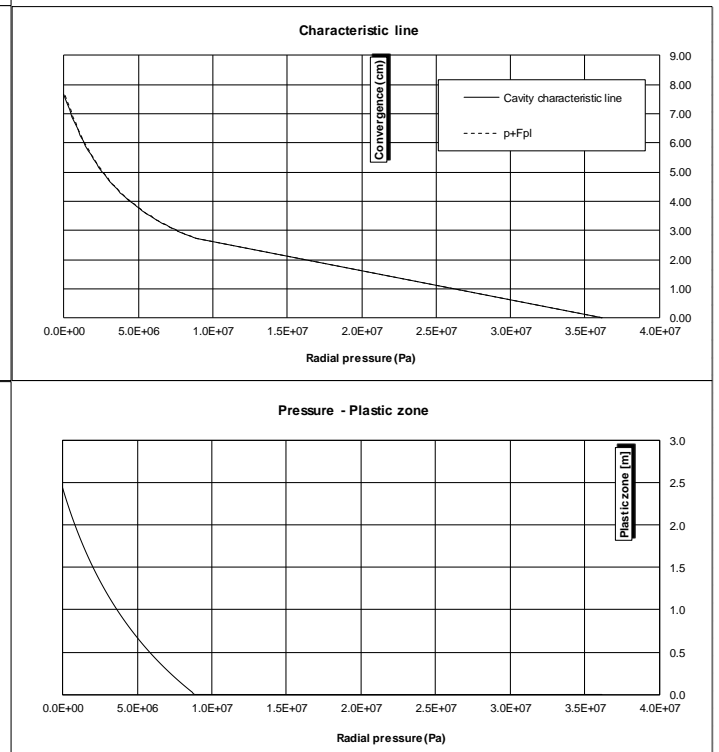


Illustrazione 1: Zona 28 (GB-G-GA3) - Classe III

## ANHANG 2 - BRUCHKÖRPERANALYSE

## APPENDICE 2 - ANALISI DEI BLOCCHI

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

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

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	4	0.000	0.000	(9.92) 3.63
2	2	3	4	1.359	0.166	
3	1	3	4	3.039	0.283	
4	1	2	3	13.568	0.068	

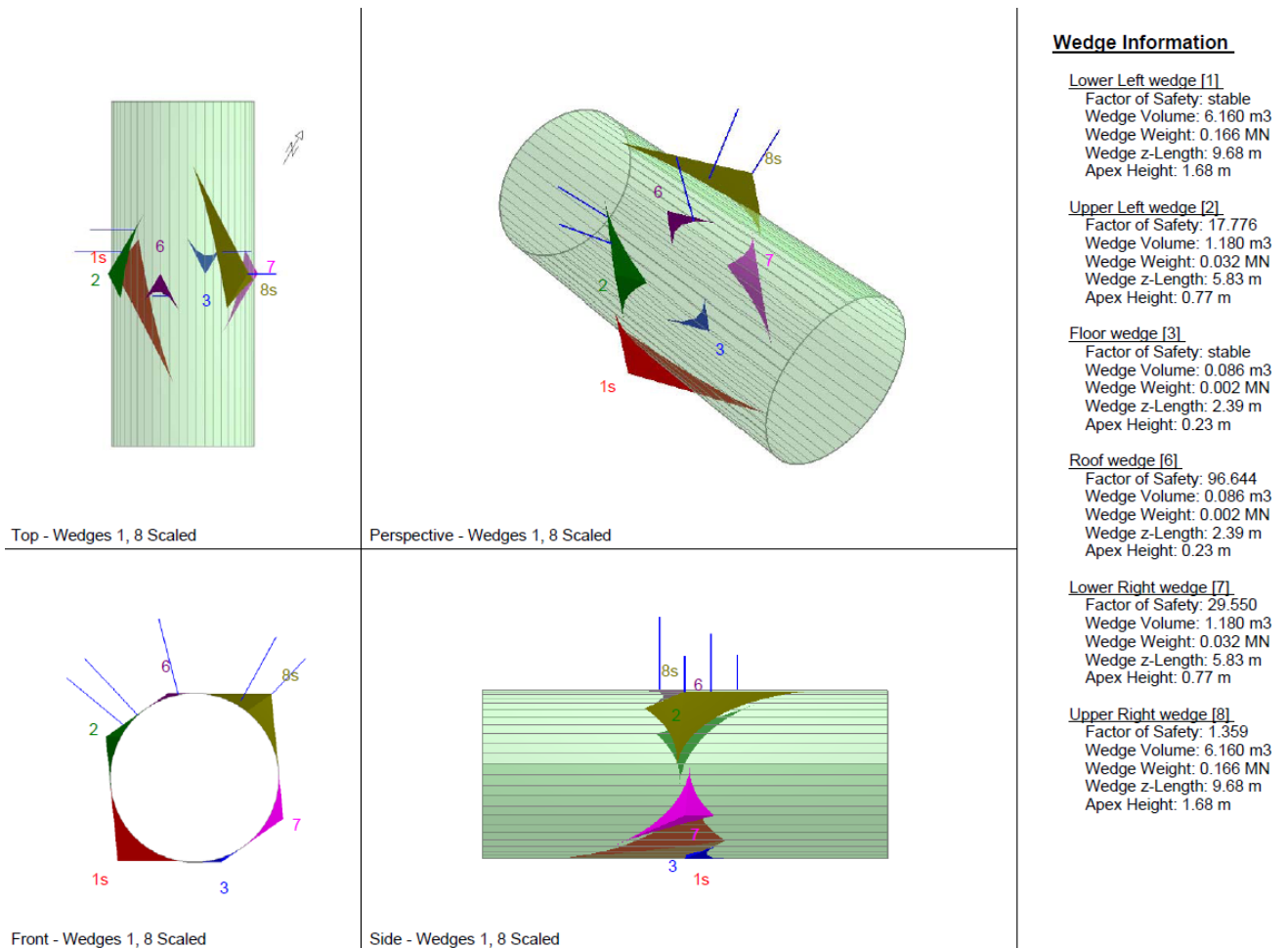
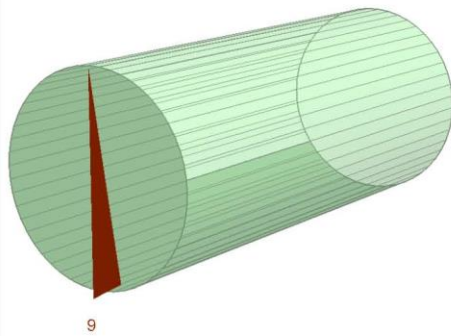


Abbildung 2: Ausbruchquerschnitt GL-MA2 - Zone 31 (GB-G-GA6)-Komb2

Illustrazione 2: Sezione GL-MA2 - Zona 31 GB-G-GA6) - Comb2

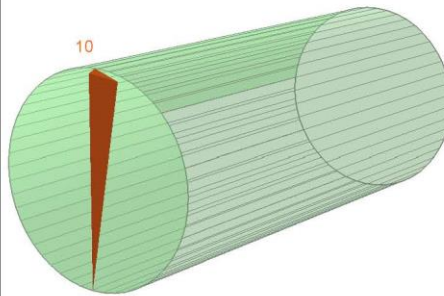
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	2	3	4	25.6392	0.0562	1.07
2	1	2	3	30.1764	0.0013	
3	1	3	4	30.1764	0.0033	
3	1	2	4	60.3497	0.0085	

Near End wedge [9]  
FS: stable



Volume: 2.082 m3, Weight: 0.056 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

Far End wedge [10]  
FS: 25.639



Volume: 2.082 m3, Weight: 0.056 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

#### Wedge Information

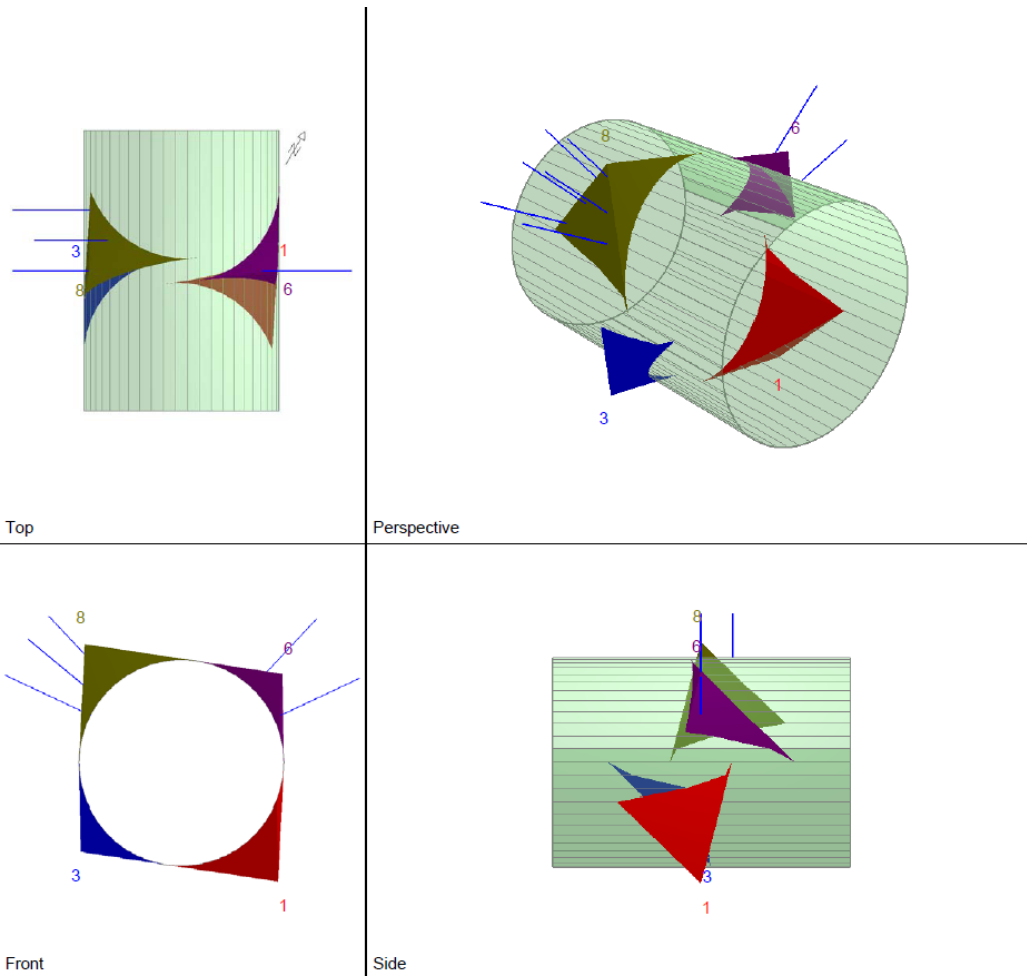
Near End wedge [9]  
Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 2.082 m3  
Wedge Weight: 0.056 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 5.85 m2  
Apex Height: 1.07 m  
Apex Angle: 54.10 degrees

Far End wedge [10]  
Factor of Safety: 25.639  
Wedge Volume: 2.082 m3  
Wedge Weight: 0.056 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 5.85 m2  
Apex Height: 1.07 m  
Apex Angle: 54.10 degrees

Abbildung 3: Ausbruchquerschnitt GL-MA2 - Zone 31 (GB-G-GA6)-  
Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 3: Sezione GL-MA2 - Zona 31 GB-G-GA6) - Analisi di  
stabilità del fronte scavo.

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	0.000	0.000	2.38
2	1	2	4	1.651	0.236	
3	2	3	4	8.064	0.090	
3	1	3	4	94.371	0.219	



### Wedge Information

Lower Right wedge [1]  
Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 8.735 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.236 MN  
Wedge z-Length: 5.39 m  
Apex Height: 2.38 m

Lower Left wedge [3]  
Factor of Safety: 79.141  
Wedge Volume: 3.375 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.091 MN  
Wedge z-Length: 5.07 m  
Apex Height: 1.51 m

Upper Right wedge [6]  
Factor of Safety: 11.125  
Wedge Volume: 3.375 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.091 MN  
Wedge z-Length: 5.07 m  
Apex Height: 1.51 m

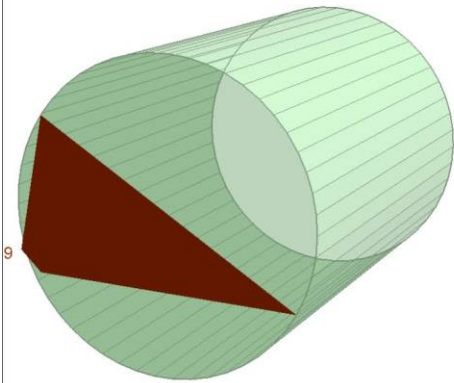
Upper Left wedge [8]  
Factor of Safety: 1.651  
Wedge Volume: 8.735 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.236 MN  
Wedge z-Length: 5.39 m  
Apex Height: 2.38 m

Abbildung 4: Ausbruchquerschnitt GL-MA3 - Zone 26 (GB-G-GA1)-Komb2

Illustrazione 4: Sezione GL-MA3 - Zona 26 (GB-G-GA1) - Comb2

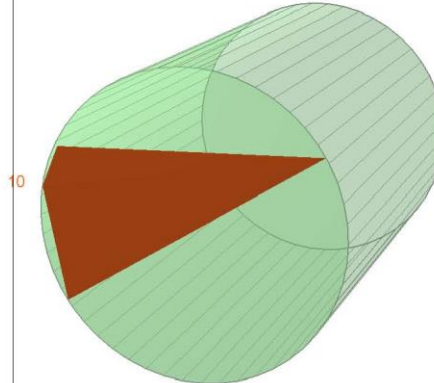
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	4	6.020	0.187	1.01
2	1	2	3	11.959	0.314	
3	2	3	4	38.098	0.021	
3	1	3	4	40.713	0.012	

Near End wedge [9]  
FS: 6.020



Volume: 6.910 m3, Weight: 0.187 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

Far End wedge [10]  
FS: 13.282



Volume: 6.910 m3, Weight: 0.187 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

#### Wedge Information

Near End wedge [9]  
Factor of Safety: 6.020  
Wedge Volume: 6.910 m3  
Wedge Weight: 0.187 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 20.46 m2  
Apex Height: 1.01 m  
Apex Angle: 58.79 degrees

Far End wedge [10]  
Factor of Safety: 13.282  
Wedge Volume: 6.910 m3  
Wedge Weight: 0.187 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 20.46 m2  
Apex Height: 1.01 m  
Apex Angle: 78.24 degrees

Abbildung 5: Ausbruchquerschnitt GL-MA3 - Zone 26 (GB-G-GA1)-  
Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 5: Sezione GL-MA3 - 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	3	4	0.000	0.000	3.63
2	1	2	3	4.192	0.162	
3	2	3	4	5.313	0.143	
3	1	2	4	6.620	0.041	

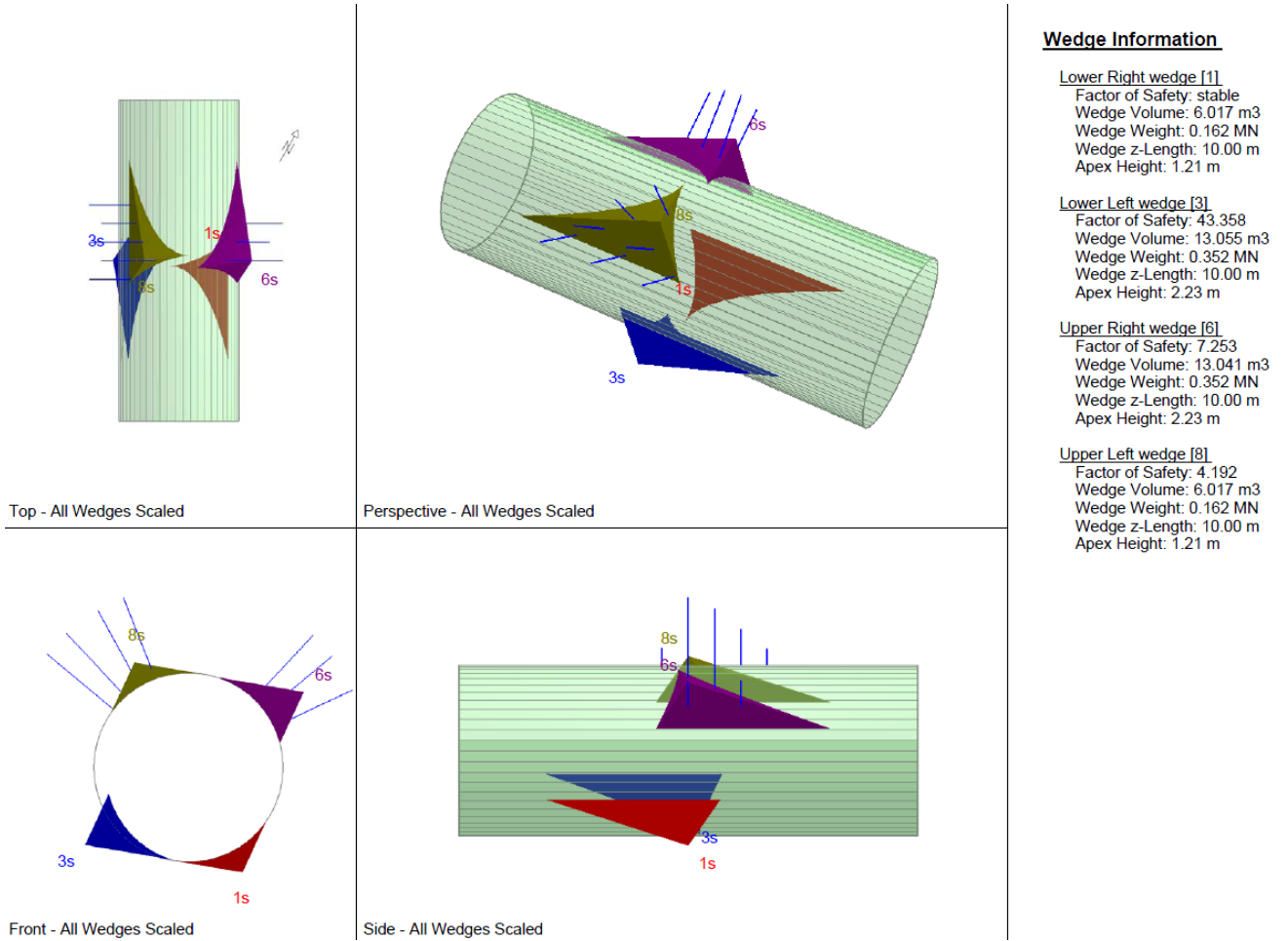


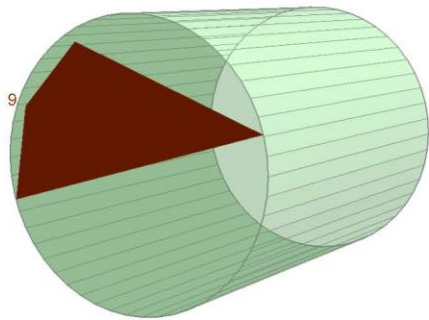
Abbildung 6: Ausbruchquerschnitt GL-MA3 - Zone 27 (GB-G-GA2)-Komb2

Illustrazione 6: Sezione GL-MA3 - Zona 27 (GB-G-GA2) - Comb2

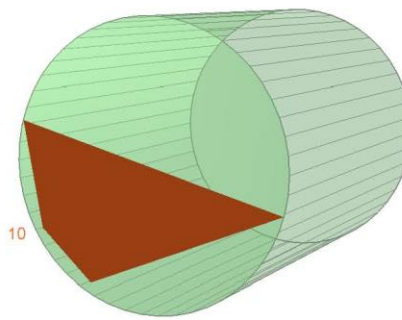


Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	4	7.580	0.275	1.41
2	2	3	4	11.055	0.236	
3	1	2	3	16.131	0.123	
3	1	3	4	186.105	0.019	

Near End wedge [9]  
FS: 7.580



Far End wedge [10]  
FS: 8.526



#### Wedge Information

##### Near End wedge [9]

Factor of Safety: 7.580  
Wedge Volume: 10.170 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.275 MN  
Apex Height: 1.41 m  
Apex Angle: 67.41 degrees

##### Far End wedge [10]

Factor of Safety: 8.526  
Wedge Volume: 10.170 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.275 MN  
Apex Height: 1.41 m  
Apex Angle: 50.15 degrees

Volume: 10.170 m<sup>3</sup>, Weight: 0.275 MN, Apex Height: 1.41 m, Apex Angle: 67.41 degrees

Volume: 10.170 m<sup>3</sup>, Weight: 0.275 MN, Apex Height: 1.41 m, Apex Angle: 50.15 degrees

Abbildung 7: Ausbruchquerschnitt GL-MA3 - Zone 27 (GB-G-GA2)-  
Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 7: Sezione GL-MA3 - Zona 27 (GB-G-GA2) - Analisi di  
stabilità del fronte scavo

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	3	4	0.000	0.000	2.41
2	2	3	4	3.814	0.215	
3	1	2	4	4.023	0.048	
3	1	2	3	9.227	0.418	

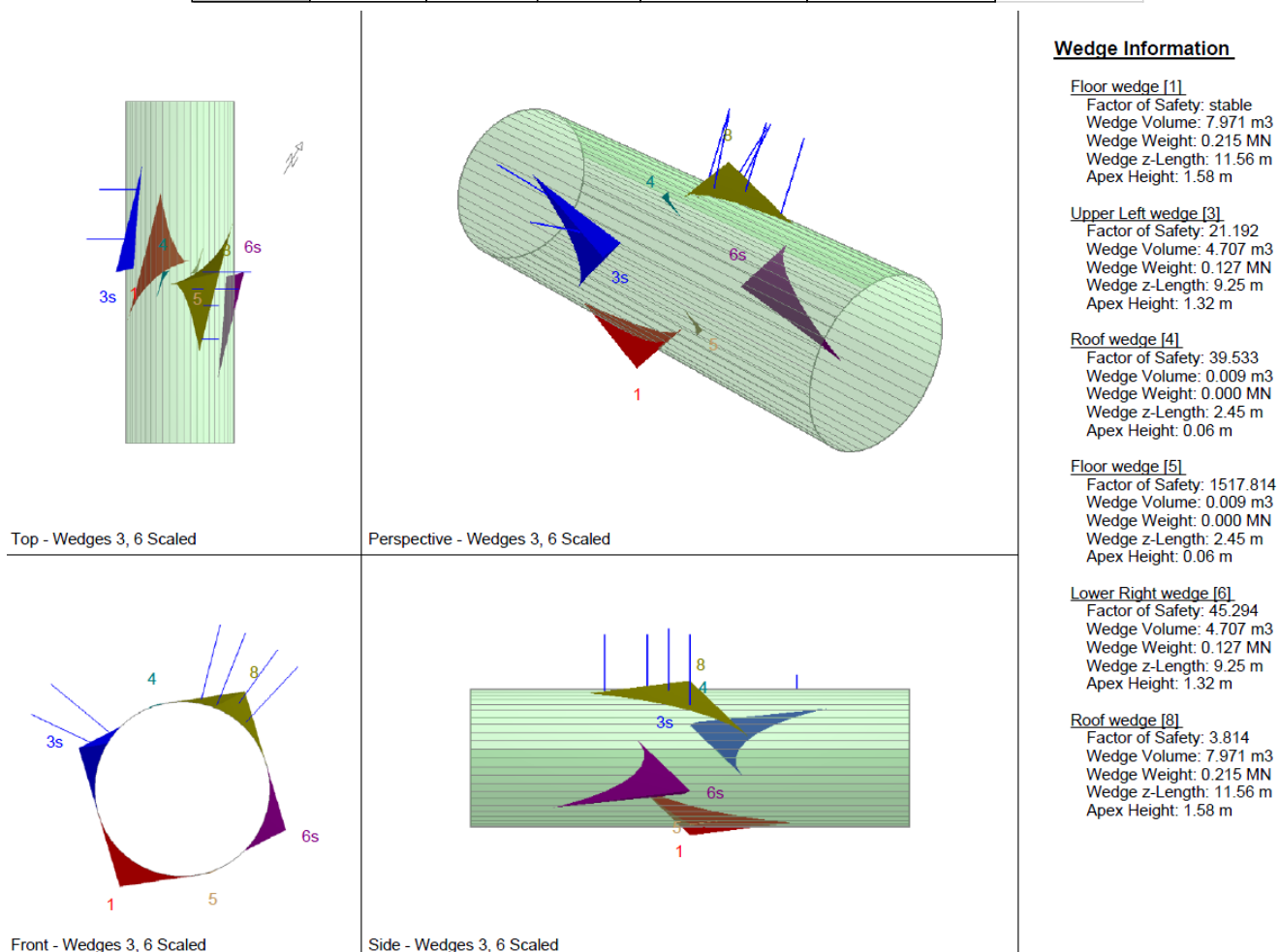
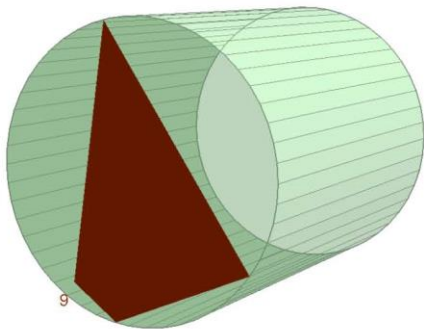


Abbildung 8: Ausbruchquerschnitt GL-MA3 - Zone 28 (GB-G-GA3)-Komb2

Illustrazione 8: Sezione GL-MA3 - Zona 28 (GB-G-GA3) - Comb2

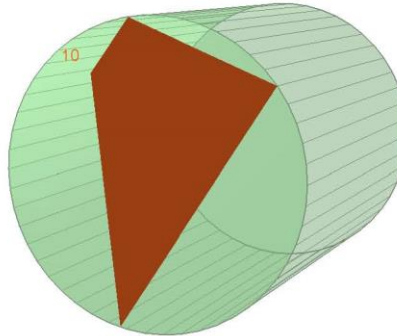
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	4	8.285	0.337	1.65
2	1	2	3	11.627	0.368	
3	2	3	4	14.836	0.242	
3	1	3	4	248.617	0.018	

Near End wedge [9]  
FS: 8.285



Volume: 12.485 m3, Weight: 0.337 MN, Apex Height: 1.65 m, Apex

Far End wedge [10]  
FS: 11.051



Volume: 12.485 m3, Weight: 0.337 MN, Apex Height: 1.65 m, Apex

#### Wedge Information

##### Near End wedge [9]

Factor of Safety: 8.285  
Wedge Volume: 12.485 m3  
Wedge Weight: 0.337 MN  
Apex Height: 1.65 m  
Apex Angle: 47.39 degrees

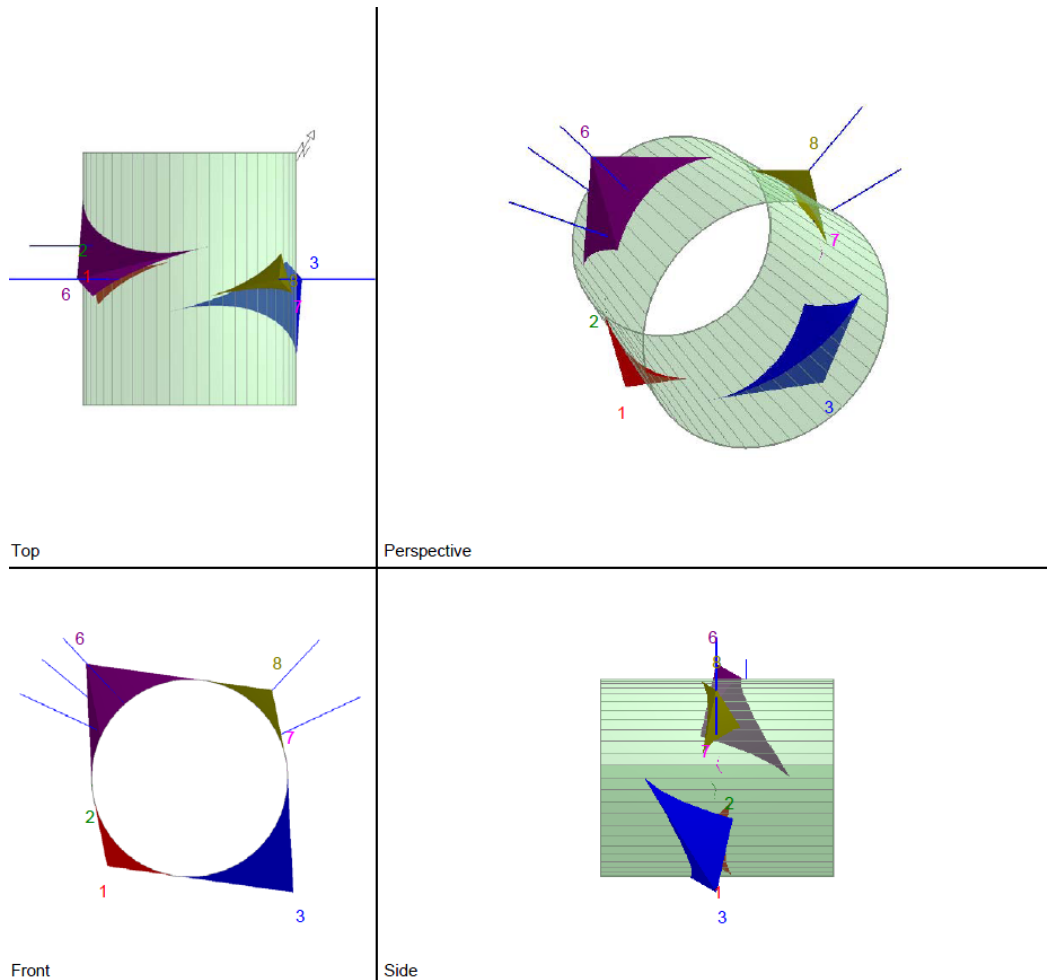
##### Far End wedge [10]

Factor of Safety: 11.051  
Wedge Volume: 12.485 m3  
Wedge Weight: 0.337 MN  
Apex Height: 1.65 m  
Apex Angle: 51.40 degrees

Abbildung 9: Ausbruchquerschnitt GL-MA3 - Zone 28 (GB-G-GA3)-  
Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 9: Sezione GL-MA3 - 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	4.408	0.028	2.76



**Wedge Information**

Lower Left wedge [1]  
 Factor of Safety: 150.038  
 Wedge Volume: 1.042 m3  
 Wedge Weight: 0.028 MN  
 Wedge z-Length: 1.97 m  
 Apex Height: 1.10 m

Lower Left wedge [2]  
 Factor of Safety: 1954.304  
 Wedge Volume: 0.000 m3  
 Wedge Weight: 0.000 MN  
 Wedge z-Length: 0.38 m  
 Apex Height: 0.01 m

Lower Right wedge [3]  
 Factor of Safety: stable  
 Wedge Volume: 7.258 m3  
 Wedge Weight: 0.196 MN  
 Wedge z-Length: 4.40 m  
 Apex Height: 2.76 m

Upper Left wedge [6]  
 Factor of Safety: 7.001  
 Wedge Volume: 7.258 m3  
 Wedge Weight: 0.196 MN  
 Wedge z-Length: 4.40 m  
 Apex Height: 2.76 m

Upper Right wedge [7]  
 Factor of Safety: 247.164  
 Wedge Volume: 0.000 m3  
 Wedge Weight: 0.000 MN  
 Wedge z-Length: 0.38 m  
 Apex Height: 0.01 m

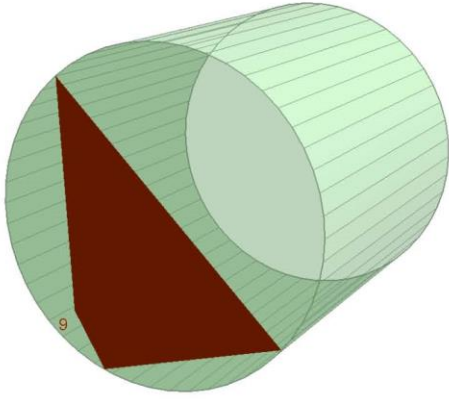
Upper Right wedge [8]  
 Factor of Safety: 4.408  
 Wedge Volume: 1.042 m3  
 Wedge Weight: 0.028 MN  
 Wedge z-Length: 1.97 m  
 Apex Height: 1.10 m

Abbildung 10: Ausbruchquerschnitt GL-MA3 - Zone 29 (GB-G-GA4)-Komb1

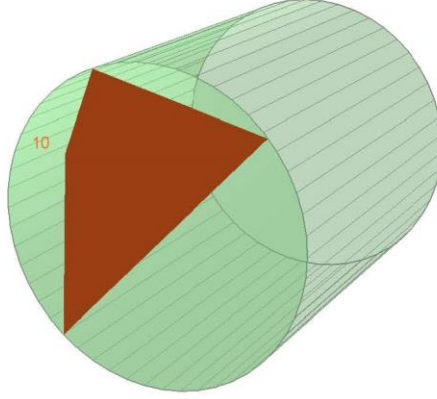
Illustrazione 10: Sezione GL-MA3 - Zona 29 (GB-G-GA4) - Comb1

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	6.757	0.286	1.36

Near End wedge [9]  
FS: 6.757



Far End wedge [10]  
FS: 7.851



**Wedge Information**

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 6.757  
Wedge Volume: 10.606 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.286 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 23.33 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.36 m  
Apex Angle: 45.02 degrees

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 7.851  
Wedge Volume: 10.606 m<sup>3</sup>  
Wedge Weight: 0.286 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 23.33 m<sup>2</sup>  
Apex Height: 1.36 m  
Apex Angle: 72.77 degrees

Volume: 10.606 m<sup>3</sup>, Weight: 0.286 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation Face Area: 23.33 m<sup>2</sup>, Apex Height: 1.36 m, Apex Angle: 45.02 degrees

Abbildung 11: Ausbruchquerschnitt GL-MA3 - Zone 29 (GB-G-GA4)-  
Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 11: Sezione GL-MA3 - Zona 29 (GB-G-GA4) - Analisi di  
stabilità del fronte scavo.

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	11.918	0.200	1.47

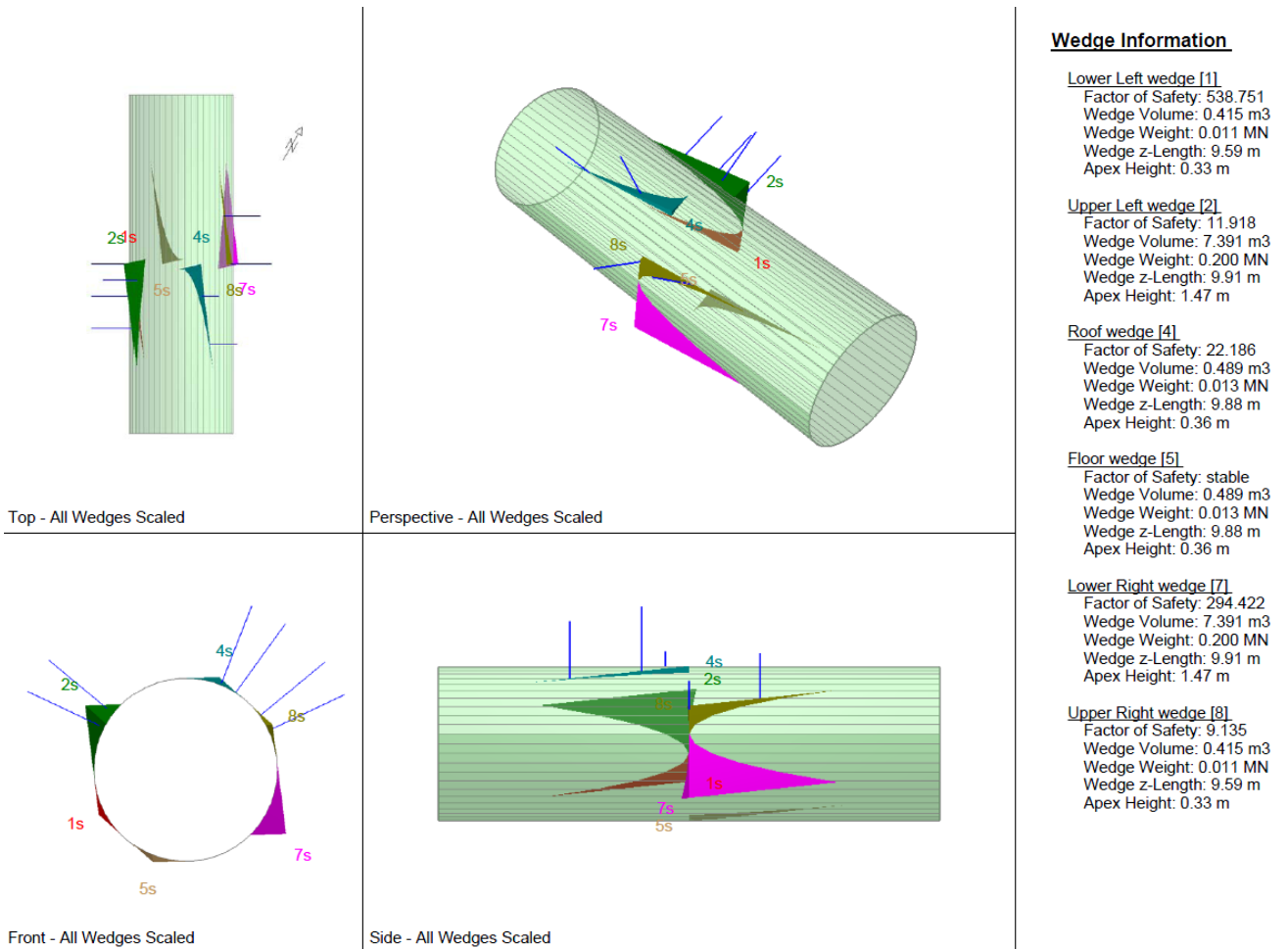
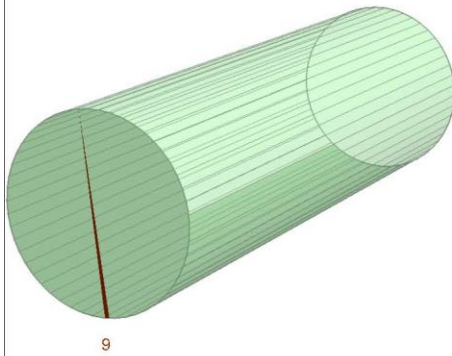


Abbildung 12: Ausbruchquerschnitt GL-MA3 - Zone 30 (GB-G-GA5)-Komb1

Illustrazione 12: Sezione GL-MA3 - Zona 30 (GB-G-GA5) - Comb1

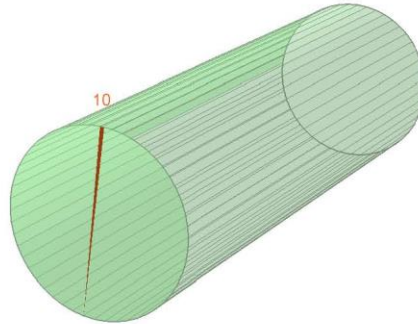
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	3	275.144	0.000	0.05

Near End wedge [9]  
FS: stable



Volume: 0.016 m3, Weight: 0.000 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

Far End wedge [10]  
FS: 275.144



Volume: 0.016 m3, Weight: 0.000 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

#### Wedge Information

##### Near End wedge [9]

Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 0.016 m3  
Wedge Weight: 0.000 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 0.96 m2  
Apex Height: 0.05 m  
Apex Angle: 79.23 degrees

##### Far End wedge [10]

Factor of Safety: 275.144  
Wedge Volume: 0.016 m3  
Wedge Weight: 0.000 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 0.96 m2  
Apex Height: 0.05 m  
Apex Angle: 79.23 degrees

Abbildung 13: Ausbruchquerschnitt GL-MA3 - Zone 30 (GB-G-GA5)-  
Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 13: Sezione GL-MA3 - Zona 30 (GB-G-GA5) - Analisi di  
stabilità del fronte scavo.

Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	1	2	4	0.000	0.000	(9.92) 3.63
2	2	3	4	1.430	0.166	
3	1	3	4	3.695	0.283	
3	1	2	3	13.568	0.068	

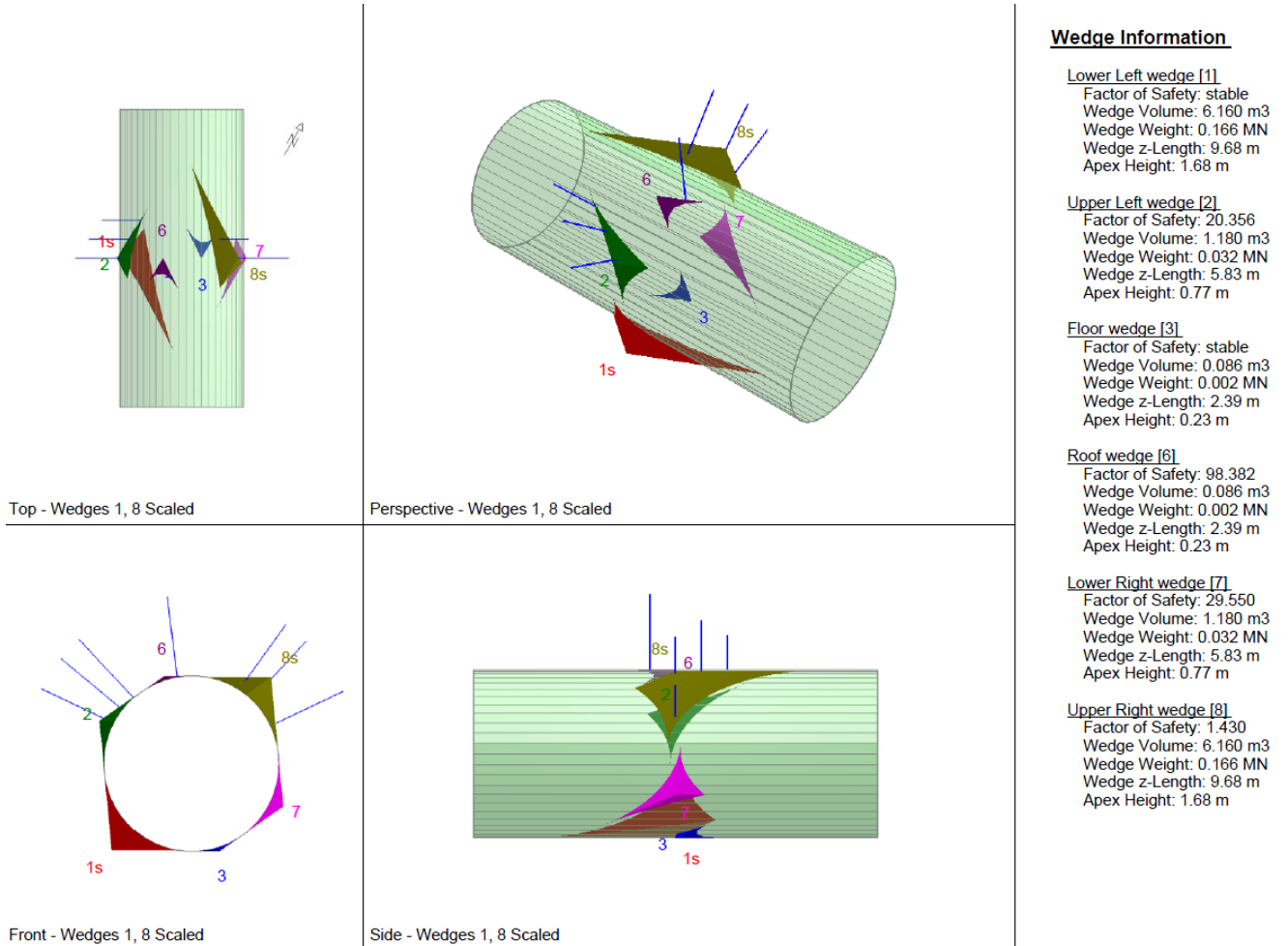


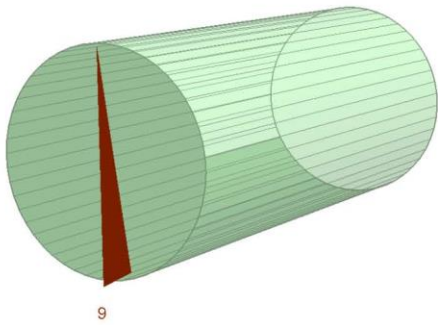
Abbildung 14: Ausbruchquerschnitt GL-MA3 - Zone 31 (GB-G-GA6)-Komb2

Illustrazione 14: Sezione GL-MA3 - Zona 31 (GB-G-GA6) - Comb2



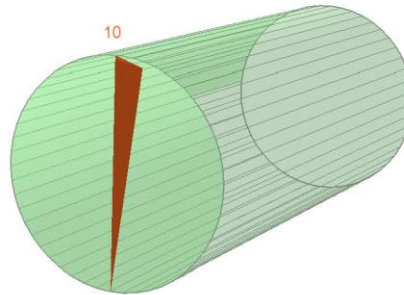
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety (-)	Wedge Weight (MN)	Apex Height [m]
1	2	3	4	25.639	0.056	1.07
2	1	2	3	30.176	0.001	
3	1	3	4	30.176	0.003	
3	1	2	4	60.350	0.008	

Near End wedge [9]  
FS: stable



Volume: 2.082 m3, Weight: 0.056 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

Far End wedge [10]  
FS: 25.639



Volume: 2.082 m3, Weight: 0.056 MN, z-Length: 0.00 m, Excavation

#### Wedge Information

##### Near End wedge [9]

Factor of Safety: stable  
Wedge Volume: 2.082 m3  
Wedge Weight: 0.056 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 5.85 m2  
Apex Height: 1.07 m  
Apex Angle: 54.10 degrees

##### Far End wedge [10]

Factor of Safety: 25.639  
Wedge Volume: 2.082 m3  
Wedge Weight: 0.056 MN  
Wedge z-Length: 0.00 m  
Excavation Face Area: 5.85 m2  
Apex Height: 1.07 m  
Apex Angle: 54.10 degrees

Abbildung 15: Ausbruchquerschnitt GL-MA3 - Zone 31 (GB-G-GA6)-  
Stabilitätsanalyse der Ortsbrust

Illustrazione 15: Sezione GL-MA3 - Zona 31 (GB-G-GA6) - Analisi di  
stabilità del fronte scavo.

### ANHANG 3 - FDM-ANALYSE

### APPENDICE 3 - ANALISI FDM

Im vorliegenden Anhang sind die wichtigsten Outputs der Finite-Differenzen-Analysen des Ausbruchquerschnitts GL-MA3 dargestellt, welche mit dem Berechnungsprogramm FLAC7.0 durchgeführt wurden.

Nel presente appendice sono riportati i principali output delle analisi alle Differenze Finite della sezione GL-MA3 effettuate con il programma di calcolo FLAC7.0.

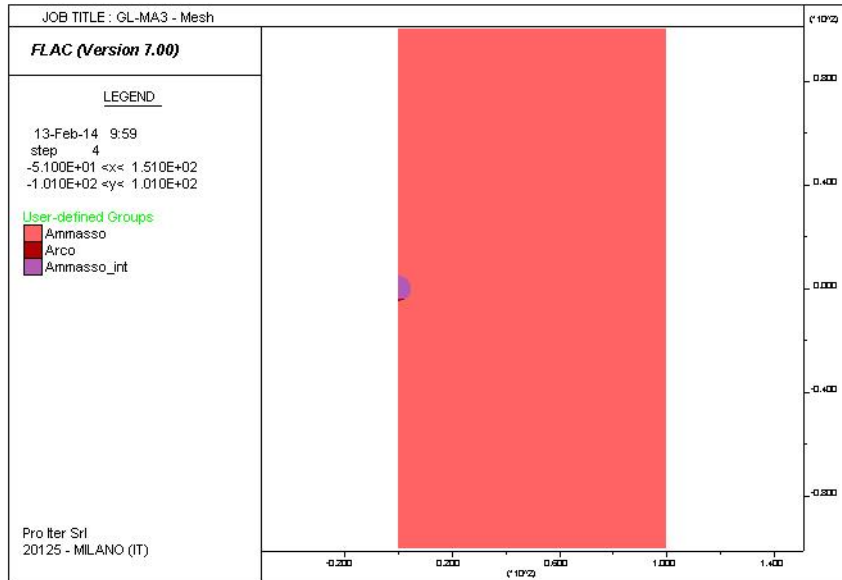


Abbildung 16: GL-MA3 - Modell

Illustrazione 16: GL-MA3 - Modello

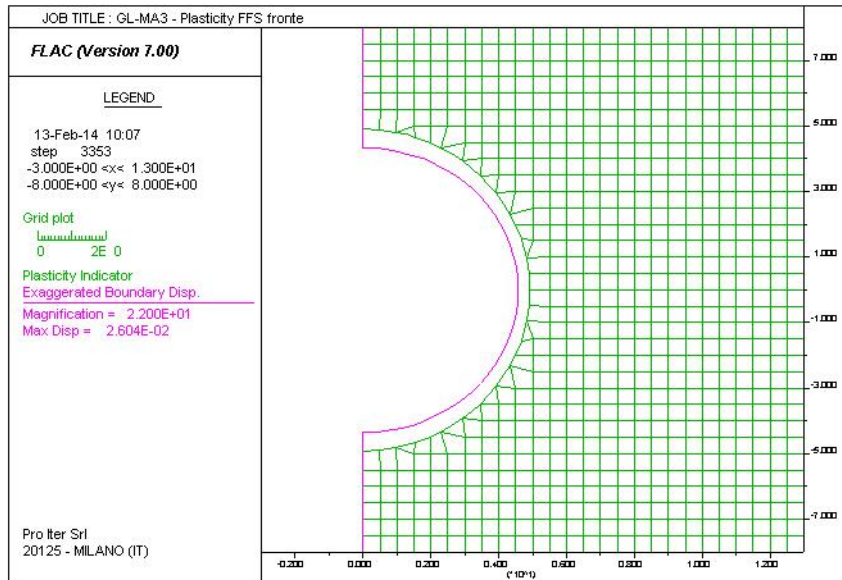


Abbildung 17: GL-MA3 - Ortsbrust Plastizität und Konvergenzen

Illustrazione 17: GL-MA3 - Plasticizzazioni e convergenze al fronte

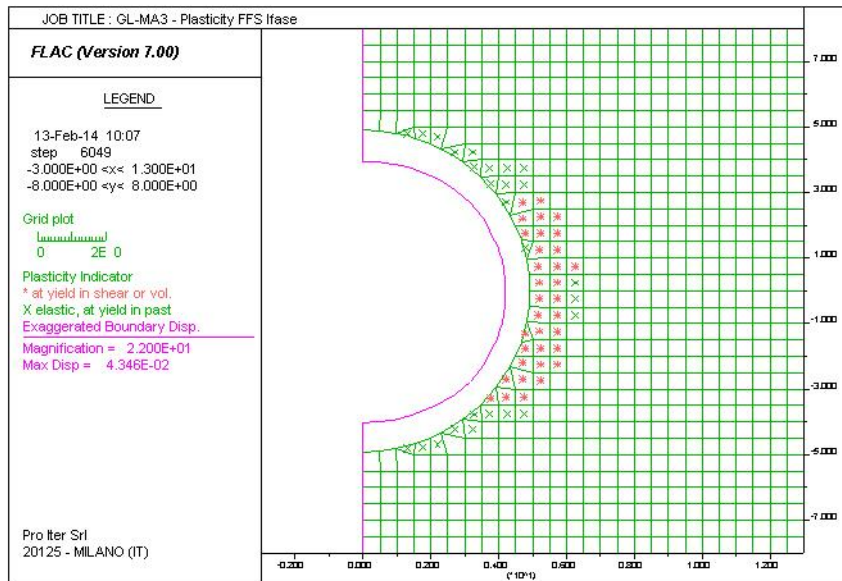


Abbildung 18: GL-MA3 - Plastizität und Konvergenzen in 2m Entfernung von der Ortsbrust (TKA=9%)

Illustrazione 18: GL-MA3 - Plasticizzazioni e convergenze a 2m dal fronte (FFS=9%)

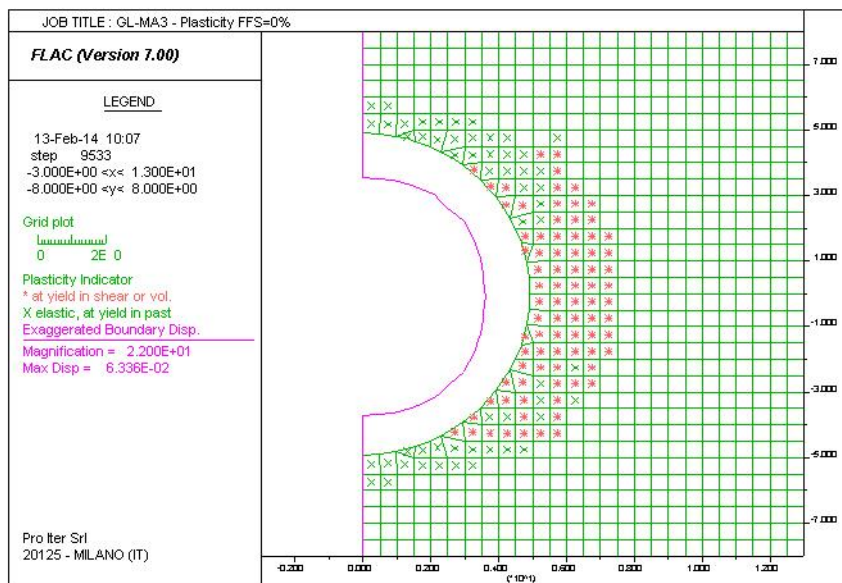


Abbildung 19: GL-MA3 - Plastizität und Konvergenzen in Endphase (TKA=0%)

Illustrazione 19: GL-MA3 - Plasticizzazioni e convergenze in fase definitiva (FFS=0%)

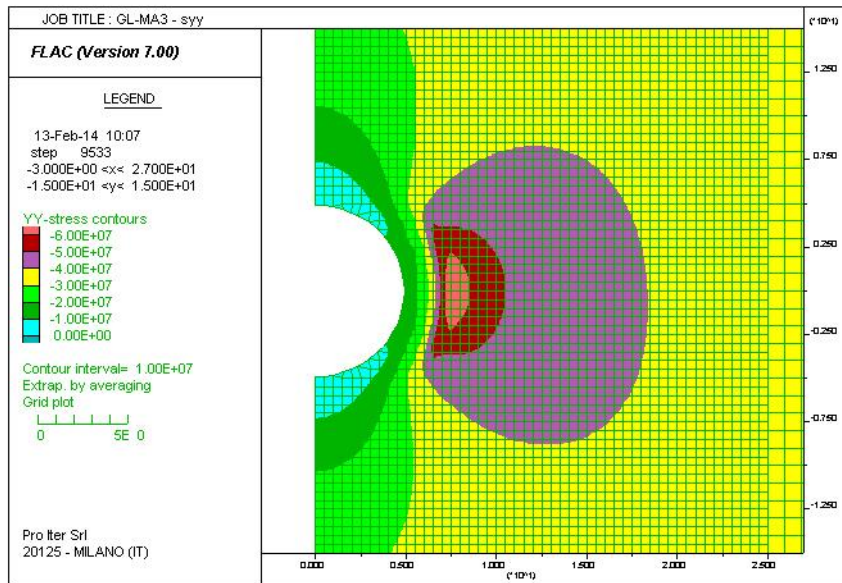


Abbildung 20: GL-MA3 - Vertikale Kräfte (TKA=0%)

Illustrazione 20: GL-MA3 - Sforzi verticali (FFS=0%)

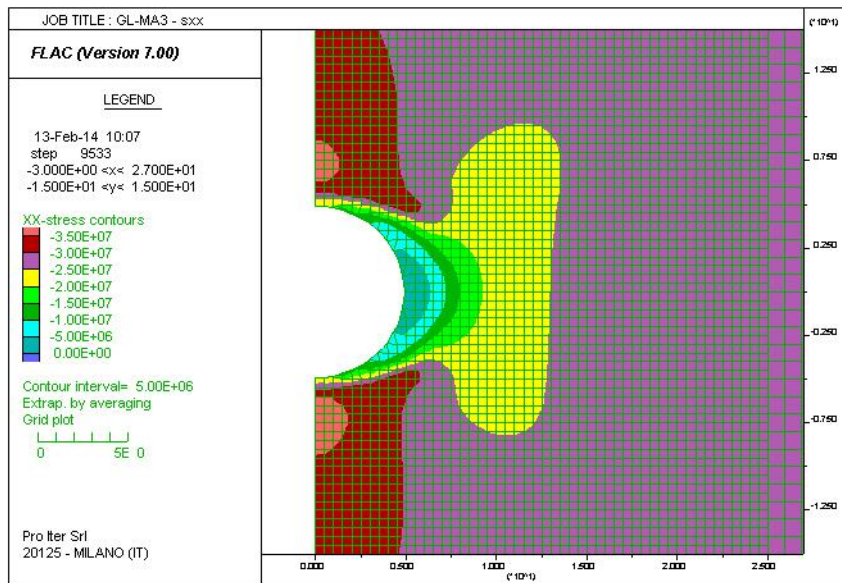


Abbildung 21: GL-MA3 - Horizontale Kräfte (TKA=0%)

Illustrazione 21: GL-MA3 - Sforzi orizzontali (FFS=0%)



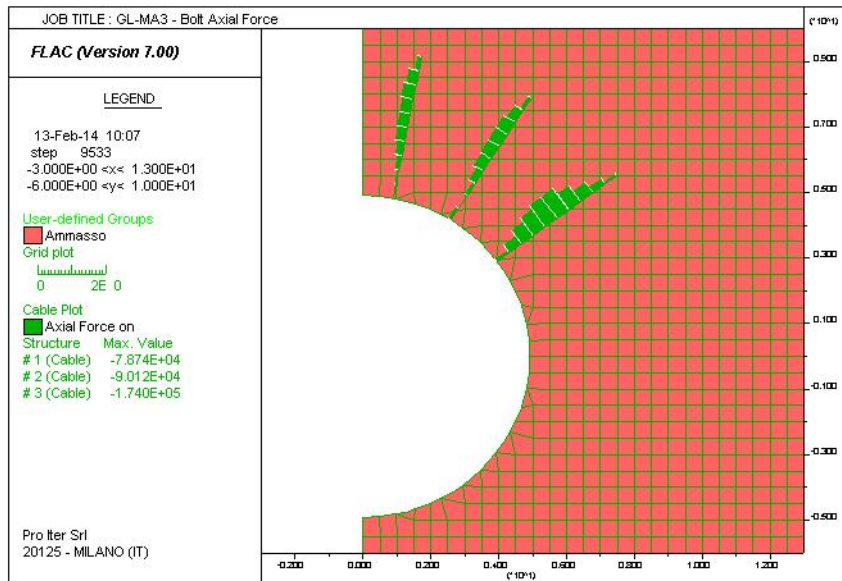


Abbildung 22: GL-MA3 - Axialwirkung der Nieten (TKA=0%)

Illustrazione 22: GL-MA3 - Azione assiale nei chiodi (FFS=0%)

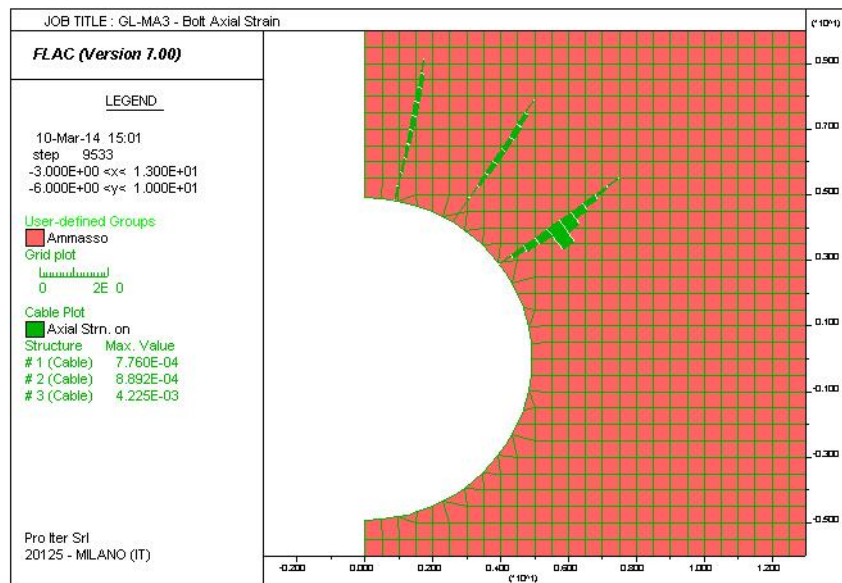


Abbildung 23: GL-MA3 - Axialverformung der Nieten (TKA=0%)

Illustrazione 23: GL-MA3 - Deformazione assiale nei chiodi (FFS=0%)

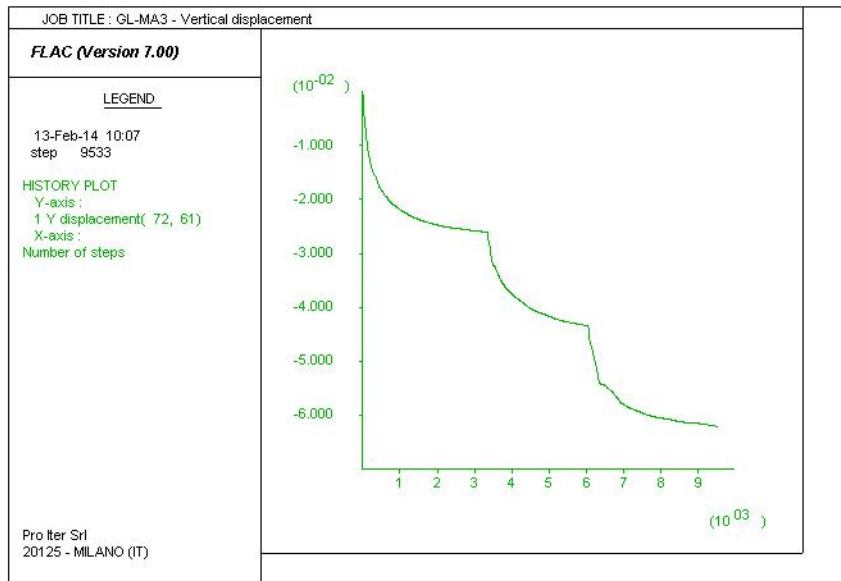


Abbildung 24: GL-MA3 - Vertikalverschiebung des Kontrollpunkts der Kappe (TKA=0%)

Illustrazione 24: GL-MA3 - Spostamento verticale del punto di controllo in calotta (FFS=0%)

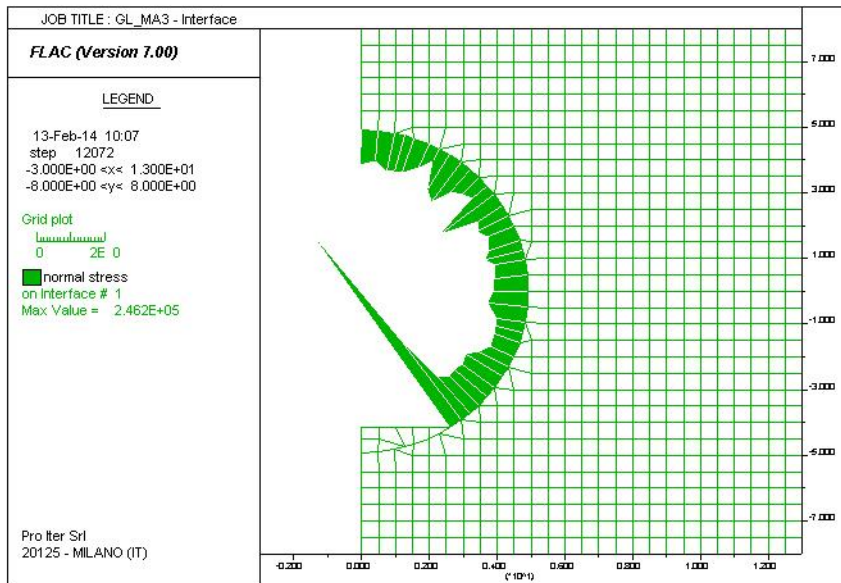


Abbildung 25 GL-MA3 - Normaldrucke auf die Innenschale

Illustrazione 25: GL-MA3 - 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.

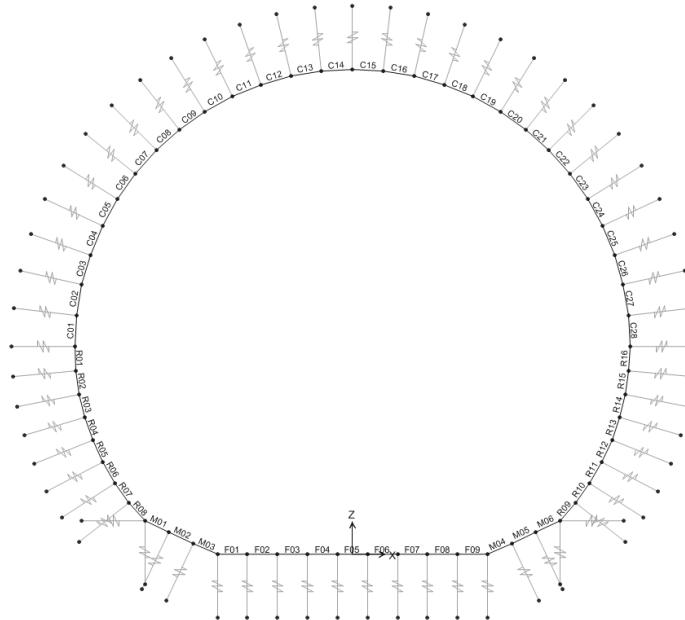


Abbildung 26: Modell GL-MA3

Illustrazione 26: Modello GL-MA3

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
C01	C30/37	Rectangular	0.4
C02	C30/37	Rectangular	0.4
C03	C30/37	Rectangular	0.4
C04	C30/37	Rectangular	0.4
C05	C30/37	Rectangular	0.4
C06	C30/37	Rectangular	0.4
C07	C30/37	Rectangular	0.4
C08	C30/37	Rectangular	0.4
C09	C30/37	Rectangular	0.4
C10	C30/37	Rectangular	0.4
C11	C30/37	Rectangular	0.4
C12	C30/37	Rectangular	0.4
C13	C30/37	Rectangular	0.4
C14	C30/37	Rectangular	0.4
C15	C30/37	Rectangular	0.4
C16	C30/37	Rectangular	0.4
C17	C30/37	Rectangular	0.4
C18	C30/37	Rectangular	0.4
C19	C30/37	Rectangular	0.4
C20	C30/37	Rectangular	0.4
C21	C30/37	Rectangular	0.4
C22	C30/37	Rectangular	0.4
C23	C30/37	Rectangular	0.4
C24	C30/37	Rectangular	0.4
C25	C30/37	Rectangular	0.4
C26	C30/37	Rectangular	0.4
C27	C30/37	Rectangular	0.4
C28	C30/37	Rectangular	0.4

Abbildung 27: Stärke der Ausbruchquerschnitte

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
F01	C30/37	Rectangular	0.53
F02	C30/37	Rectangular	0.53
F03	C30/37	Rectangular	0.53
F04	C30/37	Rectangular	0.53
F05	C30/37	Rectangular	0.53
F06	C30/37	Rectangular	0.53
F07	C30/37	Rectangular	0.53
F08	C30/37	Rectangular	0.53
F09	C30/37	Rectangular	0.53
M01	C30/37	Rectangular	0.53
M02	C30/37	Rectangular	0.53
M03	C30/37	Rectangular	0.53
M04	C30/37	Rectangular	0.53
M05	C30/37	Rectangular	0.53
M06	C30/37	Rectangular	0.53
R01	C30/37	Rectangular	0.4
R02	C30/37	Rectangular	0.41
R03	C30/37	Rectangular	0.43
R04	C30/37	Rectangular	0.45
R05	C30/37	Rectangular	0.48
R06	C30/37	Rectangular	0.52
R07	C30/37	Rectangular	0.56
R08	C30/37	Rectangular	0.61
R09	C30/37	Rectangular	0.61
R10	C30/37	Rectangular	0.56
R11	C30/37	Rectangular	0.52
R12	C30/37	Rectangular	0.48
R13	C30/37	Rectangular	0.45
R14	C30/37	Rectangular	0.43
R15	C30/37	Rectangular	0.41
R16	C30/37	Rectangular	0.4

Illustrazione 27: Spessore delle sezioni

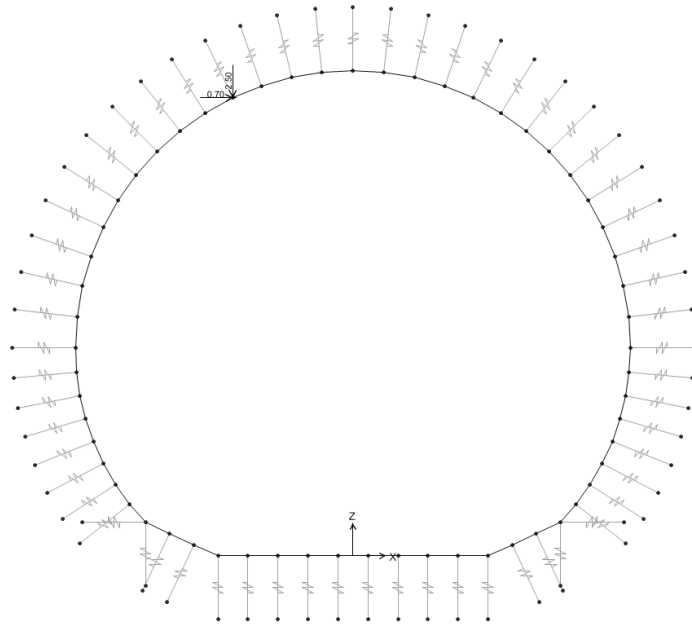


Abbildung 28: Oberleitung Last G2

Illustrazione 28: Carico catenaria G2

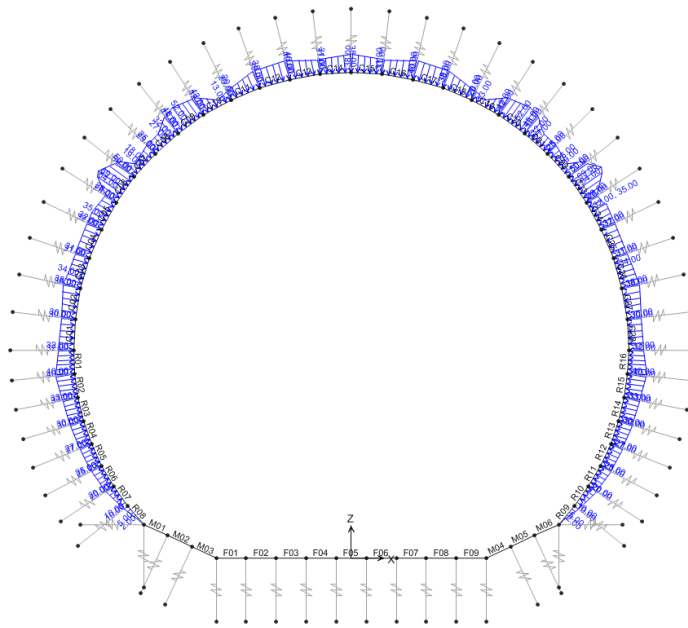


Abbildung 29: Gebirgslast (G5) aus FDM-Analyse

Illustrazione 29: Carico dell'ammasso (G5) da analisi FDM



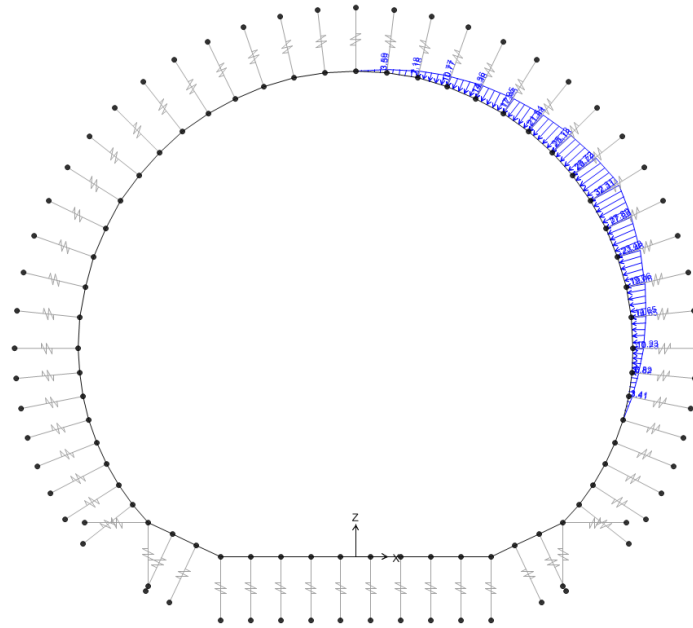


Abbildung 30: Gebirgslast (G5) aus der Bruchkörperanalyse

Illustrazione 30: Carico dell'ammasso (G5) da analisi a blocchi

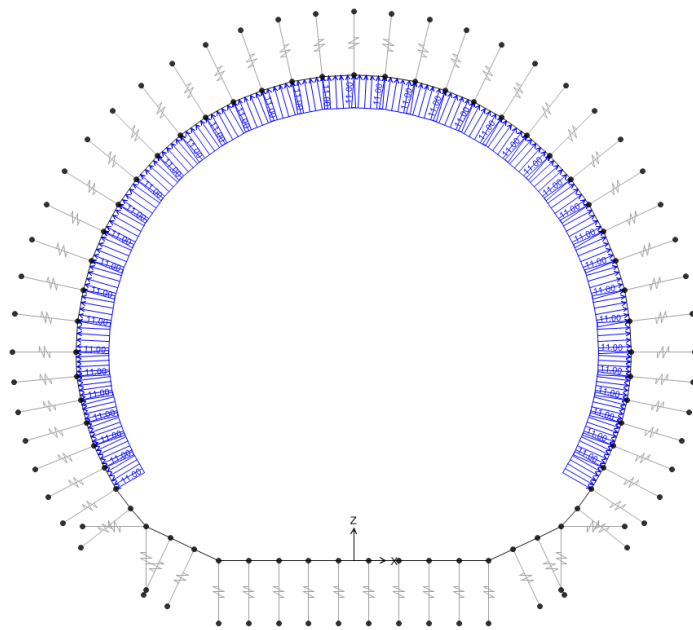


Abbildung 31: Aerodynamischer Druck (A1)

Illustrazione 31: Pressione aerodinamica (A1)

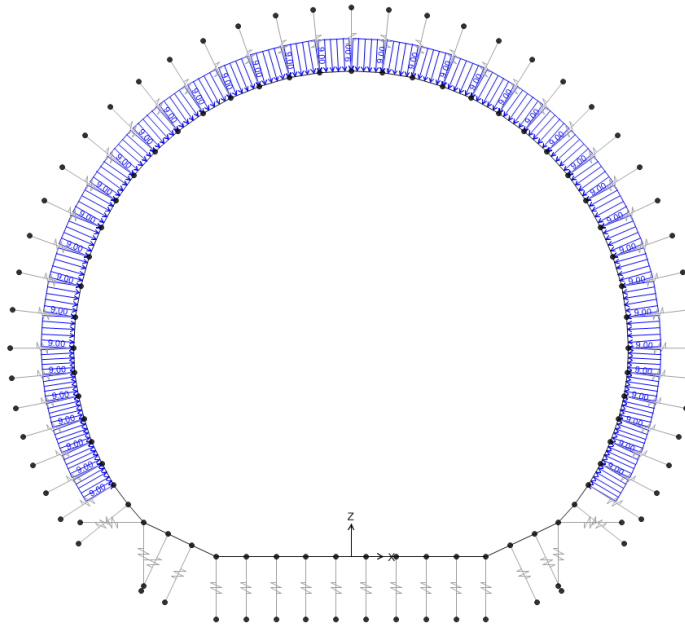


Abbildung 32: Sog (A1)

Illustrazione 32: Aspirazione (A1)

Im Folgenden wird der Belastungsverlauf im Ausbruchquerschnitt bei der gravierendsten Kombination aufgezeigt: GZT06 mit Last G5 aus der Bruchkörperanalyse

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

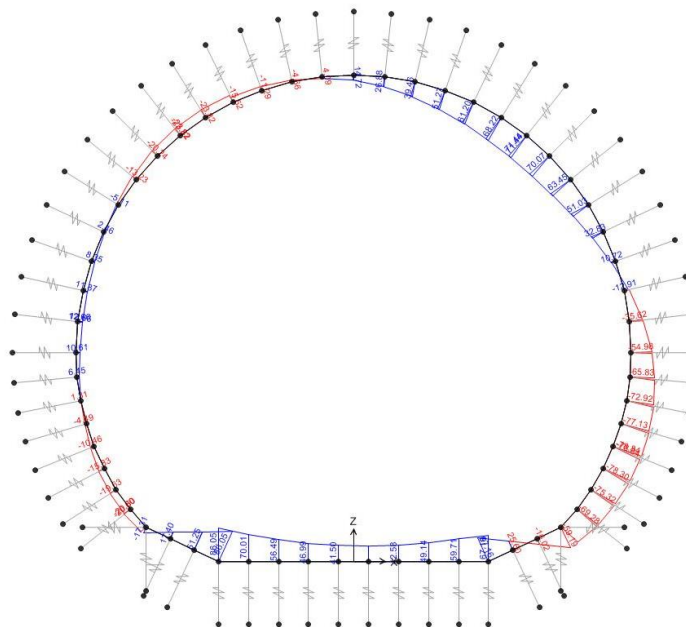


Abbildung 33: GZT06 - Biegemoment (G5 aus der Bruchkörperanalyse)

Illustrazione 33: SLU06 - Momento flettente (G5 da analisi a blocchi)

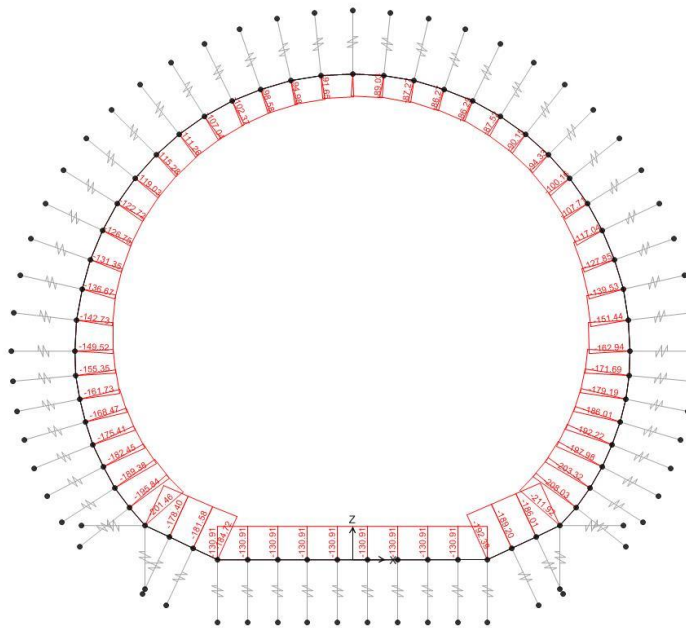


Abbildung 34: GZT06 - Axialwirkung (G5 aus der Bruchkörperanalyse)

Illustrazione 34: SLU06 - Azione assiale (G5 da analisi a blocchi)

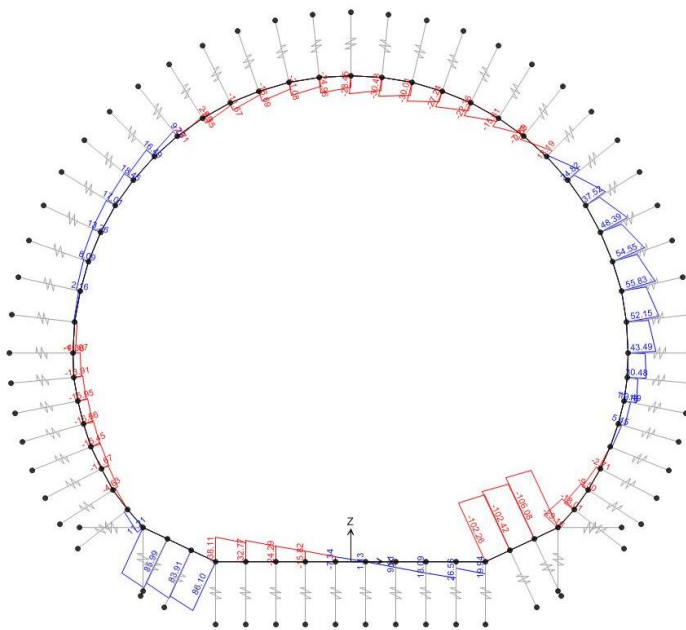


Abbildung 35: GZT06 - Schub (G5 aus der Bruchkörperanalyse)

Illustrazione 35: SLU06 - Taglio (G5 da analisi a blocchi)

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

Insbesondere:

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

Abbildung 36 - GZG Spannungsüberprüfung mit den vom Modell mit Bruchkörperlast entnommenen Belastungen.

Abbildung 37 - GZG Spannungsüberprüfung 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 38 - GZT Spannungsüberprüfung mit den vom Modell mit Bruchkörperlast entnommenen Belastungen. In dieser Tabelle sind die Kombinationen aufgeführt die ohne Bildung der plastischen Scharniere festgestellt wurden.

Abbildung 39 - GZT Spannungsüberprüfung mit den vom Modell mit Bruchkörperlast entnommenen Belastungen. In dieser Tabelle sind die Kombinationen aufgeführt die mit Bildung 3 plastischen Scharniere festgestellt wurden (GZT02- GZT04 - GZT05 - GZT06 - GZT14 - GZT22).

Abbildung 38 - GZT Spannungsüberprüfung mit den vom Modell mit FLAC-Last entnommenen Belastungen. In dieser Tabelle sind die Kombinationen aufgeführt die ohne Bildung plastische Scharniere festgestellt wurden (GZT 05 - GZT13 - GZT14 - GZT21 - GZT22).

Abbildung 38- GZT Spannungsüberprüfung mit den vom Modell mit FLAC-Last entnommenen Belastungen. In dieser Tabelle ist die Kombination aufgeführt die mit Bildung eines plastischen Scharniers in der Kappe festgestellt wurde (GZT06).

Illustrazione 37 - 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 38 - 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 39 - 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- SLU04 - SLU05 - SLU06 - SLU14 - SLU22).

Illustrazione 40 - Verifiche tensionali agli SLU con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da FLAC. In questa tabella sono riportate le combinazioni che sono state verificate senza la formazione di cerniere plastiche (SLU05 - SLU13 - SLU14 - SLU21 - SLU22).

Illustrazione 41 - Verifiche tensionali agli SLU con le sollecitazioni ricavate dal modello con carico da FLAC. In questa tabella è riportata la combinazione che è stata verificata con la formazione di una cerniera plastica in calotta (SLU06).



TABLE: Element Forces - Frames. Table with columns: Frame, OutputCase, StepType, P, V3, V2, T, M3, M2, h, sigma, sigma, [sigma] <= f, sigma <= f. Includes sub-headers for Positive torsion and Stradassio Intradosso. Rows list frames C01 to R16 with their respective force values.







TABLE: Element Forces - Frames												VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO $\sigma_{cm} = 0$											VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO IL CALCESTRUZZO REGISTANTE A TRAZIONE $f_{ctm}$																													
Frame	Out-of-plane	In-plane	Type	P	V3	V2	T	M3	M2	VERIFICA A PRESSIONE						VERIFICA A TRAZIONE						VERIFICA A PRESSIONE						VERIFICA A TRAZIONE (Ec 19)																								
										A	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	A	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	A	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	A	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$	$\sigma_{cm}$							
001	SULLI	Man	-11138	0.00	8.48	0.00	-2014	0.00	0.40	0.185	0.04	589	OK	2.90	714	4.24	201	537	OK																																	

Table with multiple columns: TABLE: Element Forces, Frame, Out-of-Plane, In-Plane, P, V1, V2, T, M1, M2, etc. Includes sub-sections for VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO F0 = 0 and VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO IL CALCESTRUZZO REAGENTE A TRAZIONE FT. Rows list various structural elements and their corresponding force and moment values.



TABLE: Element Forces - Frames												VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO $\sigma_{yk} = 0$												VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO IL CALCESTRUZZO REAGENTE A TRAZIONE $f_{ctk}$																																					
Frame	Outgoing	Support	Type	P		V3		V2		T		M3		M2		Positive (in compression)																																													
				KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN																													
C01	SLU02	Man	-96.67	0.00	7.03	0.00	-10.80	0.00	0.40	0.112	0.18	2713	OK	0.55	7.14	6.59	127	340	OK	0.55	7.14	6.59	127	340	OK	0.55	7.14	6.59	127	340	OK	0.55	7.14	6.59	127	340	OK	0.55	7.14	6.59	127	340	OK	0.55	7.14	6.59	127	340	OK	0.55	7.14	6.59	127	340	OK	0.55	7.14	6.59	127	340	OK

TABLE: Element Forces			VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO $f_{td} = 0$																				VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO IL CALCESTRUZZO REGIMANTE A TRAZIONE $f_{ct}$																																						
Frame	Out-of-Plane	Shear type	P				V3				V2				T				M3				M2				h				VERIFICA A PRESSIONE				Positive compression				VERIFICA A TRAGLIO				Positive compression																		
			Test	1	Test	2	Test	1	Test	2	Test	1	Test	2	Test	1	Test	2	Test	1	Test	2	Test	1	Test	2	Test	1	Test	2	Test	1	Test	2	Test	1	Test	2	Test	1	Test	2	Test	1	Test	2															
C01	SLUOS	Man	-191.83	0.00	-12.74	0.00	-19.67	0.00	0.40	0.03	0.19	2.99	OK	0.98	714	6.16	1.44	384	OK	0.53	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK
C02	SLUOS	Man	-185.20	0.00	-12.86	0.00	-19.51	0.00	0.40	0.03	0.25	2952	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.53	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK
C03	SLUOS	Man	-174.45	0.00	-9.86	0.00	-13.90	0.00	0.40	0.03	0.30	2869	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.53	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK
C04	SLUOS	Man	-174.45	0.00	-11.44	0.00	-16.80	0.00	0.40	0.03	0.30	2952	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.53	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK	0.73	714	6.41	1.35	359	OK





Table with columns: TABLE: Element Forces, Frame, OutputData, StrType, P, V3, V2, T, M3, M2, h, VERIFICA A PRESSIONE, VERIFICA A TAGLIO, Positive (compression), VERIFICA A TAGLIO (EC2-19), Positive (compression), VERIFICA A PRESSIONE, Positive (compression), VERIFICA A TAGLIO (EC2-19), Positive (compression). The table contains multiple rows of data for different elements and frames, detailing forces and verification results.







Schließlich, in Illustrazione 48 sind die GZG Rissüberprüfungen von Tunnelbogenaufsätze und Sohle aufgezeigt.

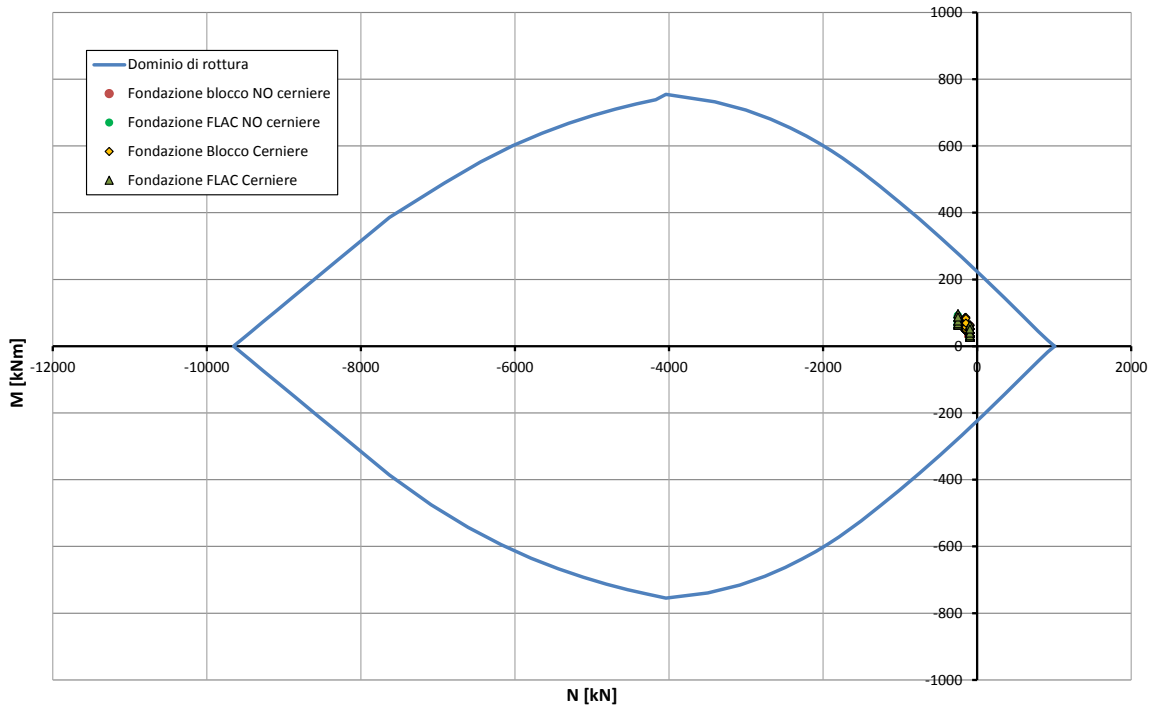


Abbildung 42: Beul Spannungsüberprüfung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 42: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU)

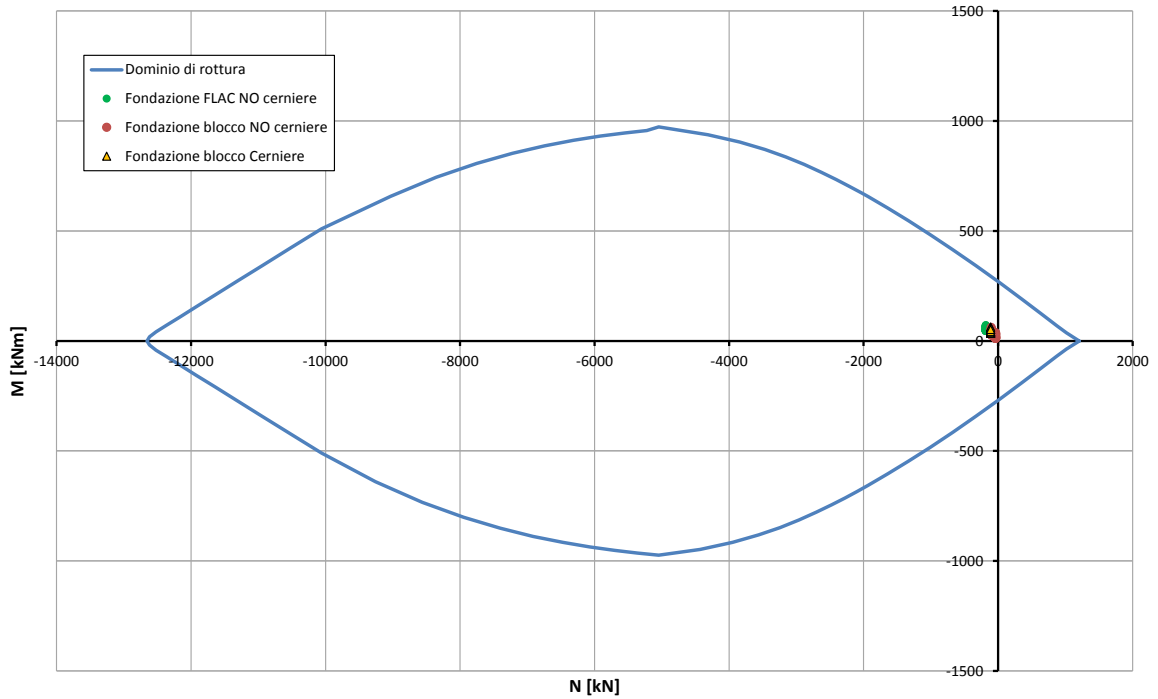


Abbildung 43: Beul Spannungsüberprüfung der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 43: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU Eccezionale)

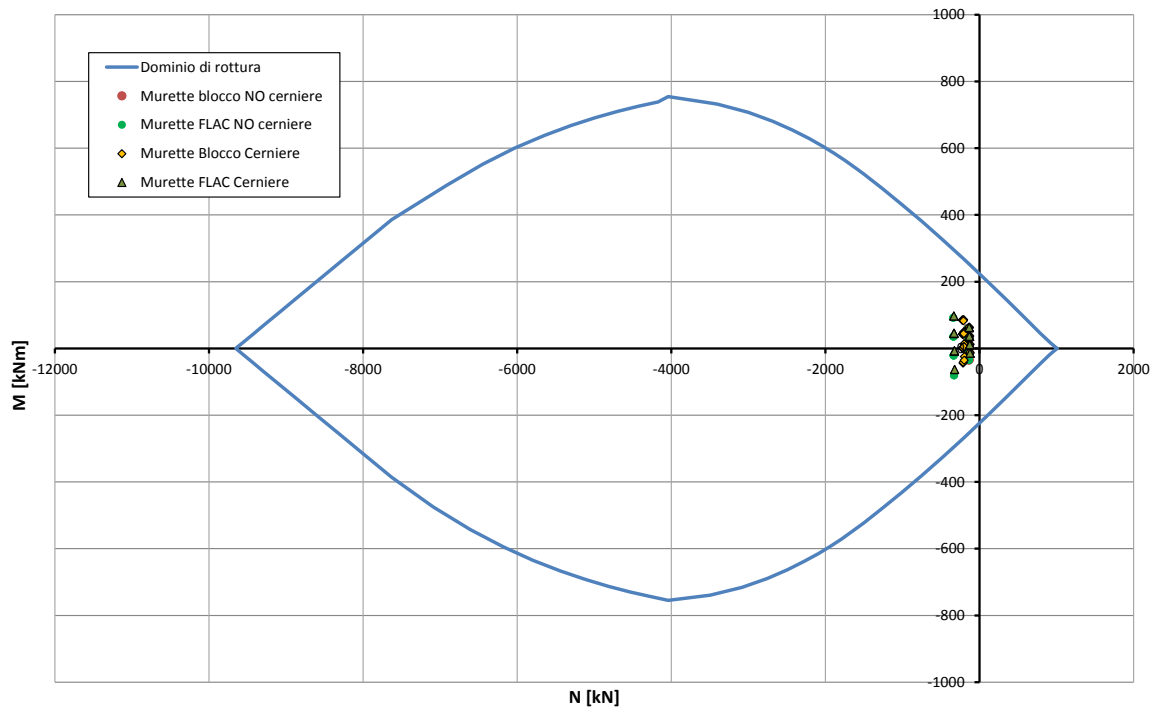


Abbildung 44: Beul Spannungsüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 44: Verifica a pressoflessione della muretta (SLU)

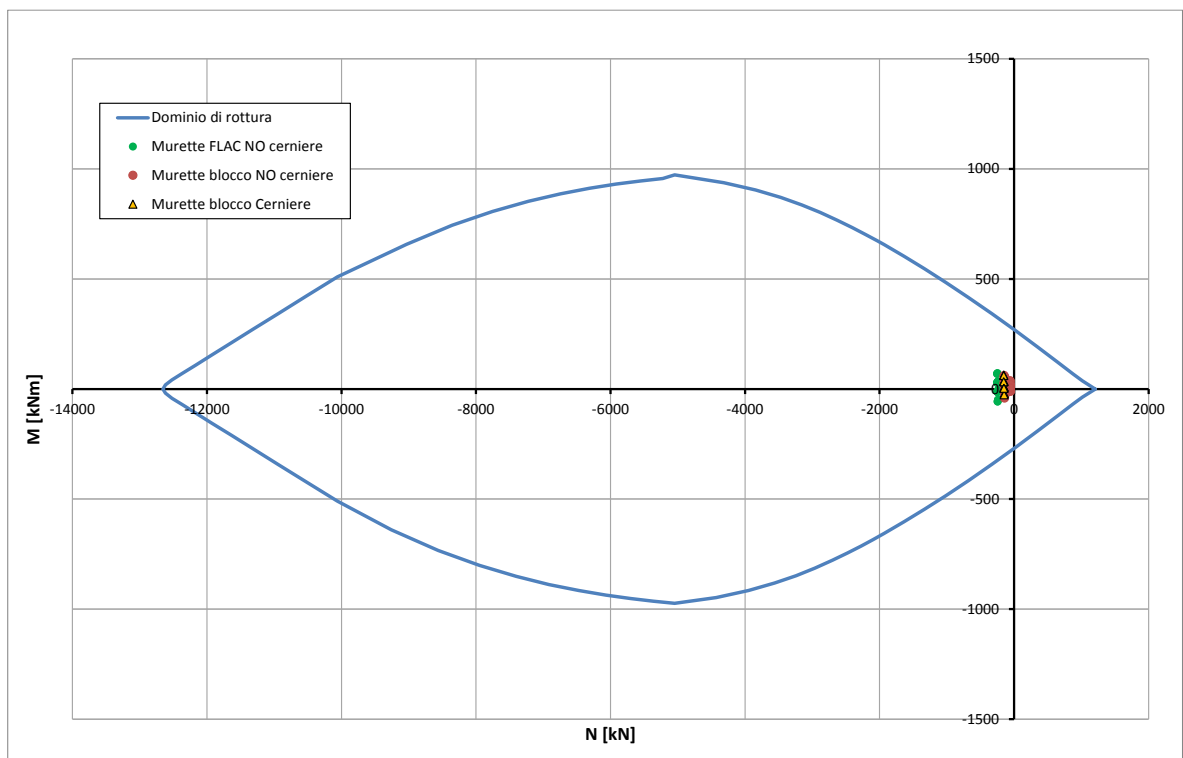


Abbildung 45: Beul Spannungsüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 45: Verifica a pressoflessione della muretta (SLU Eccezionale)

**Caratteristiche dei materiali:**

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

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

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	37.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d$	=	462	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\emptyset$	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	1340	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0029	--

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

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.66	--
Tensione dipendente dal fattore $k$ e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.41	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	191.30	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	191.30	kN

**VERIFICA SODDISFATTA:***non occorre armatura trasversale resistente a taglio.*

Abbildung 46: Querkraftbemessung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 46: Verifica a taglio della platea di fondazione (SLU)

**Caratteristiche dei materiali:**

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

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

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	145.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d$	=	462	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\emptyset$	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	1340	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0029	--

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

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.66	--
Tensione dipendente dal fattore $k$ e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.41	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	191.30	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	191.30	kN

**VERIFICA SODDISFATTA:***non occorre armatura trasversale resistente a taglio.*

Abbildung 47: Querkraftbemess. des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 47: Verifica a taglio della muretta (SLU)

			FLAC		FLAC
			SLE05 - M01	SLE06 - M03	SLE06 - F01
<b>STRESS CHARACTERISTICS SLS</b>			GL-MA3	GL-MA3	GL-MA3
Design value of Axial Force	$N_{Sd}$	[kN]	-247	-245	-182
Design value of Bending Moment	$M_{Sd}$	[kNm]	-61	73	73
Design value of Shear Force	$T_{Sd}$	[kN]	0.00	0.00	0.00
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>			GL-MA3	GL-MA3	GL-MA3
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	530	530	530
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	1000	1000	1000
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	462.0	462.0	462.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	240.7	208.7	175.6
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-2.12	-2.62	-2.70
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	29.30	47.67	66.11
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-18.43	-18.43	-18.43
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.00	360.00	360.00
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
<b>STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE</b>			GL-MA3	GL-MA3	GL-MA3
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.71	30.71	30.71
Mean value of axial tensile strength of concrete ( $=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C $\leq$ C50/60)	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942	2.942	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ( $=0.7f_{ctm}$ )	$f_{ctk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059	2.059	2.059
Partial factor of concrete	$\gamma_c$	[-]	1.000	1.000	1.000
Design tensile resistance of concrete	$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059	2.059	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ( $f_{ctm}$ )	$f_{ct,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942	2.942	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000	210000
Secant elastic modulus of concrete	$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	32000	32000	32000
= $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	[-]	6.56	6.56	6.56
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	$k_t$	[-]	0.40	0.40	0.40
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	96433	107100	118133
Number of rebar in tension area	$n_l$	[-]	6.7	6.7	6.7
Rebar main diameter	$\phi_l$	[mm]	16	16	16
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	1340	1340	1340
= $A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0139	0.0125	0.0113
Main strain	$\epsilon_{sm} \cdot \epsilon_{cm}$	%	0.084	0.136	0.189
Rebar cover	$c$	[mm]	60	60	60
Rebar spacing	$s$	[mm]	150	150	150
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	$k_1$	[-]	0.80	0.80	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	$k_2$	[-]	0.50	0.50	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_3$	[-]	3.40	3.40	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_4$	[-]	0.425	0.425	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	399.68	421.33	443.72
Crack width	$w_k$	[mm]	0.033	0.057	0.084
Crack width limit	$w_{lim}$	[mm]	0.300	0.300	0.300
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

Abbildung 48: Überprüfung des Tunnelbogenaufsatzes und der Sohlplatte (GZG)

Illustrazione 48: Verifica della muretta e della platea di fondazione (SLE)

In folgenden Abbildungen sind die strukturellen Überprüfungen der Ausbruchquerschnitte auf Feuerwiderstand aufgezeigt. In den unbewehrten Ausbruchquerschnitten wurden die Überprüfungen mit einer herabgesetzten Vorsichtsausbruchquerschnittsstärke von 7 cm durchgeführt. Die Überprüfungen an Stützen und Sohlplatte wurden, durch Vergleichung der Belastungen mit dem Bereich der auf 5 cm reduzierten Ausbruchquerschnitten (Stampfbeton an der Laibung) oder mit dem Bereich der durch 20% herabgesetzten Bewehrungswiderstand erreicht wurde (Spannbeton an der Laibung), durchgeführt.

Nelle seguenti illustrazioni sono riportate le verifiche strutturali delle sezioni nei confronti dell'esposizione al fuoco. Nelle sezioni non armate le verifiche sono state condotte riducendo lo spessore della sezione, cautelativamente, di 7cm; Nei ritti e nella platea di fondazione le verifiche sono state condotte confrontando le sollecitazioni con il dominio delle sezioni ridotte di 5cm, nel caso di cls compresso in intradosso, o con il dominio ottenuto riducendo la resistenza dell'armatura del 20%, nel caso di cls teso in intradosso.

Table with 3 main sections: 'VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONDIZIONI F\_{t,d} < F\_{t,Rd}', 'VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONDIZIONI E CALCESTRUZZO MAGNETO A TRAZIONI F\_{t,d} < F\_{t,Rd}', and 'VERIFICA A TAGLIO (BLOCCHI)'. It contains columns for frame types, dimensions, and various stress and strain parameters. The table lists 216 rows of data for different frame configurations (e.g., C01-SL13-21, C01-SL13-21, etc.), each with multiple columns for load and displacement values under different conditions. The final columns include checkmarks and numerical values for compliance with design criteria.

Abbildung 49: Belastungen und Beul Spannungs- und Ausbruchquerschnitte (GZT) - G5 aus Bruchkörperanalyse - Brand - Modell mit 3 plastischen Scharniere

Illustrazione 49: Sollecitazioni e verifica a pressoflessione e taglio delle sezioni non armate (SLU) nei confronti del fuoco - G5 da analisi a blocchi - Modello con 3 cerniere plastiche

TABLE Elementi Forcas Frames		VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO $F_{td} = 0$										VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO I CALCESTRUZZI REAGENTI A TRAZIONI $F_{td} = 0$																
		Positive (tension)					Positive (compression)					Positive (tension)					Positive (compression)											
Frame	Character	NodeType	P	V3	V2	T	M3	M2	A	Norm	Norm	Norm	Norm	Norm	Norm	Norm	Norm	Norm	Norm	Norm	Norm	Norm	Norm	Norm	Norm	Norm	Norm	
Text_X	Text_Y	Text_Z	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
C01	SLU03-21	Max	-227.43	0.00	-12.20	0.00	-15.49	0.00	0.33	0.008	0.19	-3967	OK	1.17	9.52	8.35	1.87	411	OK									

Abbildung 50: Belastungen und Beul Spannungs- und Schubprüfung der unbewehrten Ausbruchquerschnitte (GZT) - Brand - G5 aus FLAC-Analyse

Illustrazione 50: Sollecitazioni e verifica a pressoflessione e verifica a taglio delle sezioni non armate (SLU) nei confronti del fuoco - G5 da analisi FLAC



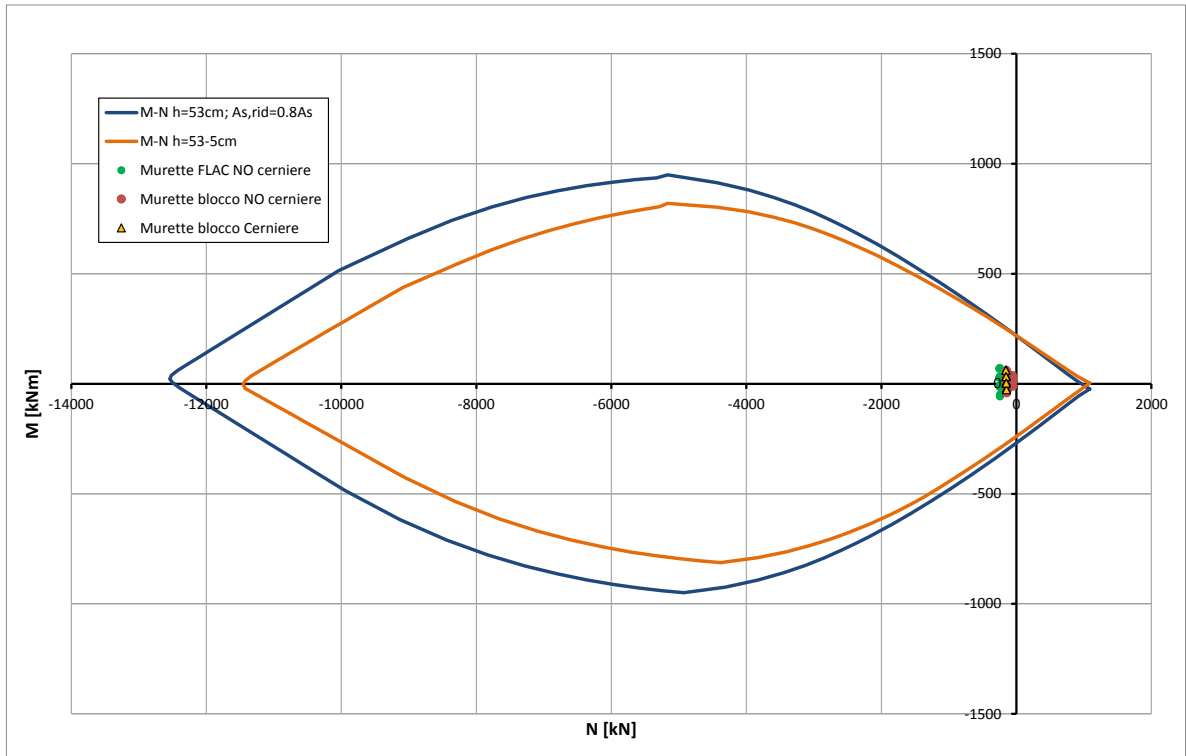


Abbildung 51: Beul Spannungsüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT) - Brand

Illustrazione 51: Verifica a pressoflessione delle murette (SLU) nei confronti del fuoco

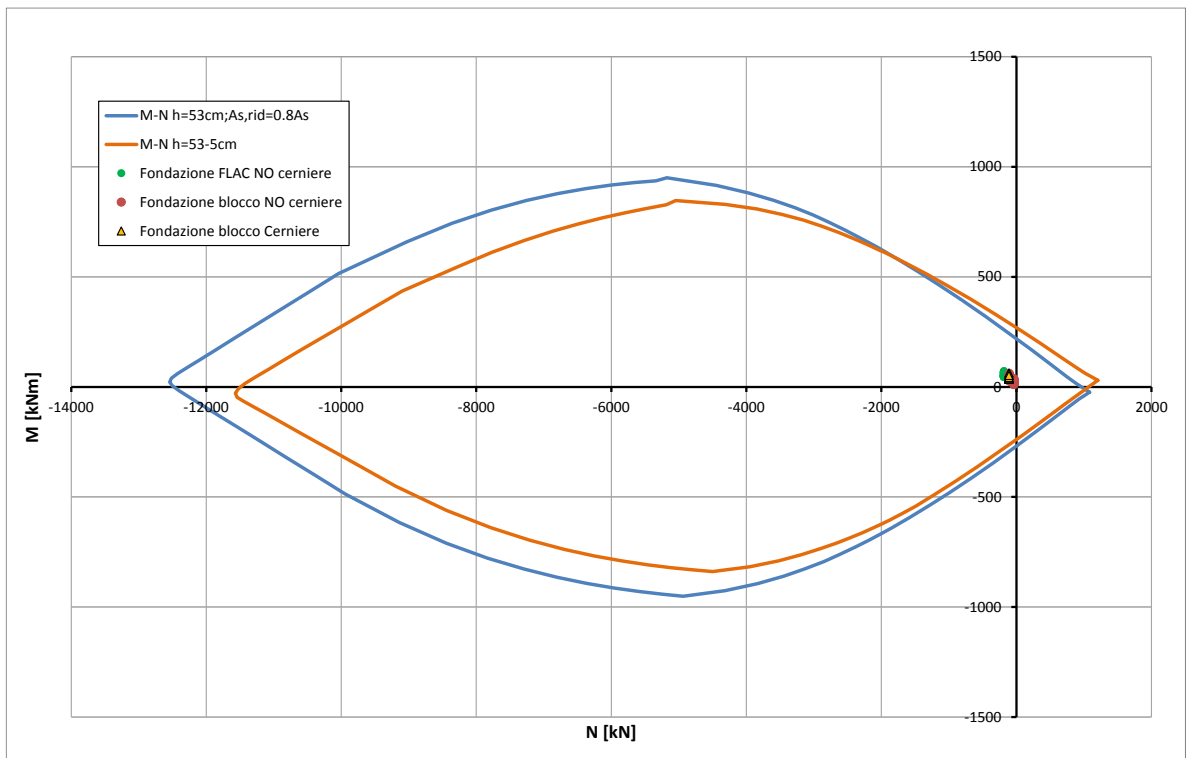


Abbildung 52: Beul Spannungsüberprüfung der Sohlplatte (GZT) - Brand

Illustrazione 52: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU) nei confronti del fuoco