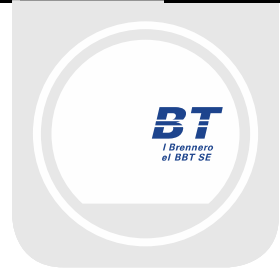




Mit Beteiligung der Europäischen Union aus dem Haushalt der Transeuropäischen Verkehrsnetze finanziertes Vorhaben

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



Ausbau Eisenbahnachse München-Verona

BRENNER BASISTUNNEL

Ausführungsplanung

Potenziamento asse ferroviario Monaco-Verona

GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO

Progettazione esecutiva

D0700: Baulos Mauls 2-3

D0700: Lotto Mules 2-3

Projekteinheit

Nothaltestelle

WBS

Fermata di Emergenza

Dokumentenart

Statische Berechnung

Tipo Documento

Calcolo statico

Titel

Statische Berechnung FdE-MM

Titolo

Relazione di calcolo FdE-MM



Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P

ch Pro.Rer S.r.l., Via G.B. Sommariva 5, 20125 Milano, Tel: +39 026779711, Fax: +39 0267112612

Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche

Ing. Enrico Maria Pizzarotti

Ord. Ingg. Milano N° A 29470

Mandataria



Progetto
Infrastrutture
Territorio s.r.l.

Mandante



Mandante



Mandante



Fachplaner / il progettista specialista

Ing. Davide Merlini

Ord. Ingg. Como N° 2354 A

Datum / Data

Name / Nome

Gesellschaft / Società

Bearbeitet / Elaborato

30.01.2015

A. Battaglia / M. Falanesca

Pini Swiss

Geprüft / Verificato

30.01.2015

D. Merlini

Pini Swiss



Galleria di Base del Brennero
Brenner Basistunnel BBT SE

Name / Nome

R. Zurlo

Name / Nome

K. Bergmeister

Projekt-
kilometer /
Chilometro
progetto

von / da 32.0+88

bis / a 54.0+15

bei / al

Projekt-
kilometer /
Chilometro
opera

von / da 44.5+55

bis / a 44.3+52

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

060

KST

D0700

22920

21

Bearbeitungsstand Stato di elaborazione

Revision Revisione	Änderungen / Cambiamenti	Verantwortlicher Änderung Responsabile modifica	Datum Data
00	Erstversion / Prima Versione	A.Battaglia / M. Falanesca	22.05.2014
10	Endabgabe / Consegna definitiva	A.Battaglia / M. Falanesca	31.05.2014
11	Projektvervollständigung und Umsetzung der Verbesserungen aus dem Prüfverfahren / Completamento progetto e recepimento istruttoria	A.Battaglia / M. Falanesca	09.10.2014
20	Überarbeitung infolge Dienstanweisung Nr. 1 vom 17.10.2014 / Revisione a seguito ODS n°1 del 17.10.14	A.Battaglia / M. Falanesca	04.12.2014
21	Abgabe für Ausschreibung / Emissione per Appalto	A.Battaglia	30.01.2015

1	EINFÜHRUNG	
1	INTRODUZIONE.....	6
2	MATERIALKENNWERTE	
2	MATERIALI.....	7
2.1	SPRITZBETON	
2.1	BETONCINO PROIETTATO	7
2.2	ANKER	
2.2	ANCORAGGI	7
2.3	STAHLBÖGEN	
2.3	CENTINE.....	7
2.4	BETON	
2.4	CALCESTRUZZO.....	8
2.5	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.5	ACCIAIO DA ARMATURA.....	8
3	GEOTECHNISCHES MODELL	
3	MODELLO GEOTECNICO	9
3.1	GEOLOGIE UND GEOMECHANIK	
3.1	GEOLOGIA E GEOMECCANICA.....	9
3.2	TRENNFLÄCHENORIENTIERUNG	
3.2	ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ	10
3.2.1	Trennflächenparameter	
3.2.1	Parametri delle discontinuità	10
4	METHODIK ZUR ERMITTLUNG DER GEBIRGSLAST	
4	COMPORAMENTO DELLA ROCCIA	11
4.1	ABSCHÄTZUNG DES GEBIRGSVERHALTENS	
4.1	VALUTAZIONE DEL COMPORAMENTO DELLA ROCCIA.....	11
5	AUßENSCHALE	
5	RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE	13
5.1	BRUCHKÖRPERANALYSE	
5.1	ANALISI DEI BLOCCHI.....	13
5.1.1	Gebirgslast bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten	
5.1.1	Carichi dell'ammasso fratturato	13
5.1.2	Nachweisverfahren	
5.1.2	Procedura di verifica.....	13
5.1.3	Ergebnisse	
5.1.3	Casi analizzati e risultati	14
5.2	ANALYSE DER AUSBRUCHPHASEN	
5.2	ANALISI DELLE FASI DI SCAVO	14
5.2.1	Modellgeometrie	
5.2.1	Geometria del modello	15
5.2.2	Gebirgsmodell und Ausgangsspannungslage	
5.2.2	Modello costitutivo dell'ammasso e stato tensionale iniziale	16
5.2.3	Eigenschaften der Außenschale	
5.2.3	Caratteristiche dei rivestimenti di prima fase	17
5.2.4	Laststufe	
5.2.4	Step di carico.....	18
5.2.5	Nachweisverfahren	
5.2.5	Procedura di verifica.....	19

5.2.6	Ergebnisse	
5.2.6	Risultati.....	19
5.3	ANALYSE DER STANDSICHERHEIT DER ORTBRUST	
5.3	ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE	20
5.3.1	Nachweisverfahren	
5.3.1	Procedura di verifica.....	20
5.3.2	Ergebnisse	
5.3.2	Risultati.....	20
5.3.2.1	Sezione FdE-MM T4	
5.3.2.1	Sezione FdE-MM T4.....	20
6	INNENSCHALE	
6	RIVESTIMENTO DEFINITIVO	21
6.1	STABWERKSMODELLE	
6.1	METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE	21
6.2	INTERAKTION TRAGWERK-BAUGRUND	
6.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	21
6.2.1	Modellierung der Bettung	
6.2.1	Rigidezza radiale.....	22
6.2.2	Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle	
6.2.2	Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo	22
6.3	EINWIRKUNGEN	
6.3	ANALISI DEI CARICHI	23
6.3.1	Eigengewicht G1	
6.3.1	Peso proprio G1	23
6.3.2	Kettenwerk G2	
6.3.2	Catenaria G2	23
6.3.3	Auffüllung mit Beton oberhalb des Sohlgewölbes G3	
6.3.3	Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3	24
6.3.4	Wasserdruck G4	
6.3.4	Pressione idraulica G4	24
6.3.5	Gebirgslast G5	
6.3.5	Carico dell'ammasso G5	25
6.3.6	Squeezinq e swelling G7	
6.3.6	Squeezinq e swelling G7	25
	Non sono presenti fenomeni di rigonfiamento.....	25
6.3.7	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
6.3.7	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	25
6.3.8	Temperatur Q1	
6.3.8	Temperatura Q1	26
6.3.9	Erdbebeneinwirkung E1	
6.3.9	Azione sismica E1	26
6.3.10	Druck / Sog infolge Zugfahrt A1	
6.3.10	Pressione aerodinamica A1.....	26
6.3.11	Anpralllast A2	
6.3.11	Urto A2	26
6.3.12	Brand A3	
6.3.12	Incendio A3	27
6.4	LASTFALLKOMBINATIONEN	
6.4	COMBINAZIONE DI CARICO	27

6.5	NACHWEISVERFAHREN	
6.5	VERIFICHE	28
6.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
6.5.1	Stati Limite Ultimi (SLU)	28
6.5.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni	28
6.5.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
6.5.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	28
6.5.1.3	Lastfallkombinationen	
6.5.1.3	Combinazione delle azioni.....	28
6.5.1.4	Teilsicherheitsfaktoren Widerstand	
6.5.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	28
6.5.1.5	Bemessung auf Biegung und Längskraft	
6.5.1.5	Verifica a pressoflessione.....	29
6.5.1.6	Bemessung Querkraft	
6.5.1.6	Verifica a taglio	29
6.5.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
6.5.2	Stati Limite Esercizio (SLE)	30
6.5.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni.....	30
6.5.2.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
6.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	30
6.5.2.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.2.3	Combinazioni delle azioni.....	30
6.5.2.4	Teilsicherheitsfaktoren Widerstand	
6.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	30
6.5.2.5	Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen	
6.5.2.5	Calcolo delle deformazioni	30
6.5.2.6	Begrenzung der Rissbreiten	
6.5.2.6	Limitazione dello spessore delle fessure	31
6.6	BAULICHE DURCHBILDUNG	
6.6	STRUTTURA COSTRUTTIVA	31
6.6.1	Bauliche Durchbildung	
6.6.1	Classe di esposizione e copriferro minimo	31
6.6.2	Mindestbewehrung	
6.6.2	Armatura minima	31
6.7	ERGEBNISSE	
6.7	RISULTATI	32
7	VERZEICHNISSE	
7	ELENCHI	33
7.1	TABELLENVERZEICHNIS	
7.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	33
7.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
7.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	33
7.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
7.3	ELENCO APPENDICI	34
7.4	REFERENZDOKUMENTE	
7.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	34
7.4.1	Eingangsdokumente	
7.4.1	Documenti in ingresso	34

7.4.1.1	Ausführungsprojekt Baulos Muls 2-3	
7.4.1.1	Progetto Esecutivo Lotto Muls 2-3.....	34
7.4.1.2	Technische Projektaufbereitung	
7.4.1.2	Elaborazione tecnica del progetto	35
7.4.1.3	Ausführungsprojekt Erweiterung Baulos Muls 1	
7.4.1.3	Progetto Esecutivo Estensione Lotto Muls 1	35
7.4.2	Normen und Richtlinien	
7.4.2	Normativa	35
7.4.3	Literatur	
7.4.3	Letteratura	36
ANHANG 1 - GEOMECHANISCHE KARTEN		
APPENDICE 1 - SCHEDE GEOMECCANICHE.....		37
ANHANG 2 - KENNLINIENVERFAHREN		
APPENDICE 2 - CURVE CARATTERISTICHE.....		40
ANHANG 3 - BRUCHKÖRPERANALYSE		
APPENDICE 3 - ANALISI DEI BLOCCHI		42
ANHANG 4 - FEM- ANALYSE DER AUßENSCHALE SCHNITT FDE-MM-T4		
APPENDICE 4 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE SEZIONE FDE-MM-T4.....		56
ANHANG 5 - FEM- ANALYSE DER INNENSCHALE		
APPENDICE 5 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO		72
ANHANG 6 – FEM ANALYSE DER STRINWAND		
APPENDICE 6 - ANALISI FEM DELLA PARETE DI FONDO		113
1	BERECHNUNGSMODELL	
1	MODELLO DI CALCOLO	114
2	ERGEBNISSE	
2	RISULTATI MODELLAZIONE	115
	2.0.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
	2.1.1 Sollecitazioni Stati Limite Ultimi (SLU).....	115
3	NACHWEISVERFAHREN	
3	VERIFICHE.....	116
3.1	PRÜFUNGEN DER TRAGGRENZZUSTÄNDE	
3.1	VERIFICHE STATI LIMITE ULTIMI	116
	3.1.1 Prüfung auf Biegung	
	3.1.1 Verifica a flessione	116
	3.1.2 Prüfung auf Querkraft	
	3.1.2 Verifica a taglio.....	117
3.2	NACHWEIS GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT	
3.2	VERIFICHE STATI LIMITE D'ESERCIZIO	119
	3.2.1 Einwirkungen	
	3.2.1 Sollecitazioni agenti.....	119
	3.2.2 Nachweis der Spannungen und Rissbildung	
	3.2.2 Verifica delle tensioni e fessurazione	120

1 EINFÜHRUNG

Das vorliegende Dokument beinhaltet die Bemessung der Außen- und Innenschalen der Wendekaverne im Bereich der Nothaltestelle (FdE-MM), welche im konventionellen Vortrieb und in Übereinstimmung mit der Kilometrierung km 45.0+56.5 (Oströhre) mit einer Länge von 10 m gebaut wird.

Es ist vorgesehen den Ausbruch in Vortriebsklasse FdE-MM-T4, mit einer Querschnittsfläche von 86.35m² durchzuführen.

Für den Ausbruchquerschnitt FdE-MM-T4, ist der Einsatz von radialen Ankern, bestehend aus Selbstbohrankern des Typs R38N ($N_y \geq 400$ kN) mit 6 m Länge, vorgesehen. Alternativ dazu können Anker des Typs SN28 Dywidag (Querabstand 1.5 m und Längsabstand 1.5 m) verwendet werden. Die eventuelle Sicherung des Ausbruchrandes erfolgt durch: Selbstbohranker des Typs R38N ($N_y \geq 400$ kN), mit 8 m Länge (Querabstand 0.75 m und Längsabstand 3.0 m) sowie dem Einbau von Stahlbögen bestehend aus zwei gekoppelten Stahlprofilen IPN 180 mit variablen Achsabstand von 0.75 - 1.5 m. Die Ortsbrustvergütung erfolgt durch Selbstbohrankern des Typs R51N ($N_y \geq 548$ kN), mit 15 m Länge und Spritzbeton von 30 cm Gesamtstärke.

Die untersuchten Querschnitte weisen eine bewehrte Innenschale aus Beton C30/37 auf, dessen Mindeststärken, unter Berücksichtigung der Bautoleranzen, zwischen 60cm in der Kalotte und 70 cm im Sohlgewölbe liegen.

1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivi del camerone di manovra (FdE-MM), realizzato mediante avanzamento in scavo tradizionale in corrispondenza della progr. 45.0+56.5 (Canna Est) per una lunghezza di circa 10 m.

La sezione prevista per affrontare lo scavo è denominata FdE-MM T4 con sezione di scavo 86.35 m².

Per la sezione FdE-MM T4, si prevede l'impiego di chiodature radiali costituite da barre auto perforanti tipo R38N ($N_y \geq 400$ kN), con lunghezza 6 m o in alternativa ancoraggi tipo Dywidag SN28 (passo trasversale 1.5 m e longitudinale 1.5 m), consolidamento al contorno eventuale mediante barre auto perforanti tipo R38N ($N_y \geq 400$ kN), con lunghezza 8 m (passo trasversale 0.75 m e longitudinale 3.0 m), centine metalliche composte da due profilati IPN 180 accoppiati con interasse variabile da 0.75 - 1.5 m, consolidamento del fronte con barre auto perforanti tipo R51N ($N_y \geq 548$ kN) di lunghezza 15m e uno spessore di spritz-beton totale di 30 cm.

Per le sezioni in analisi, il rivestimento definitivo è armato ed è costituito da calcestruzzo C30/37 con spessore minimi, che tengono conto delle tolleranze in fase di costruzione, pari a 60 e 70 cm rispettivamente in calotta e nell'arco rovescio.

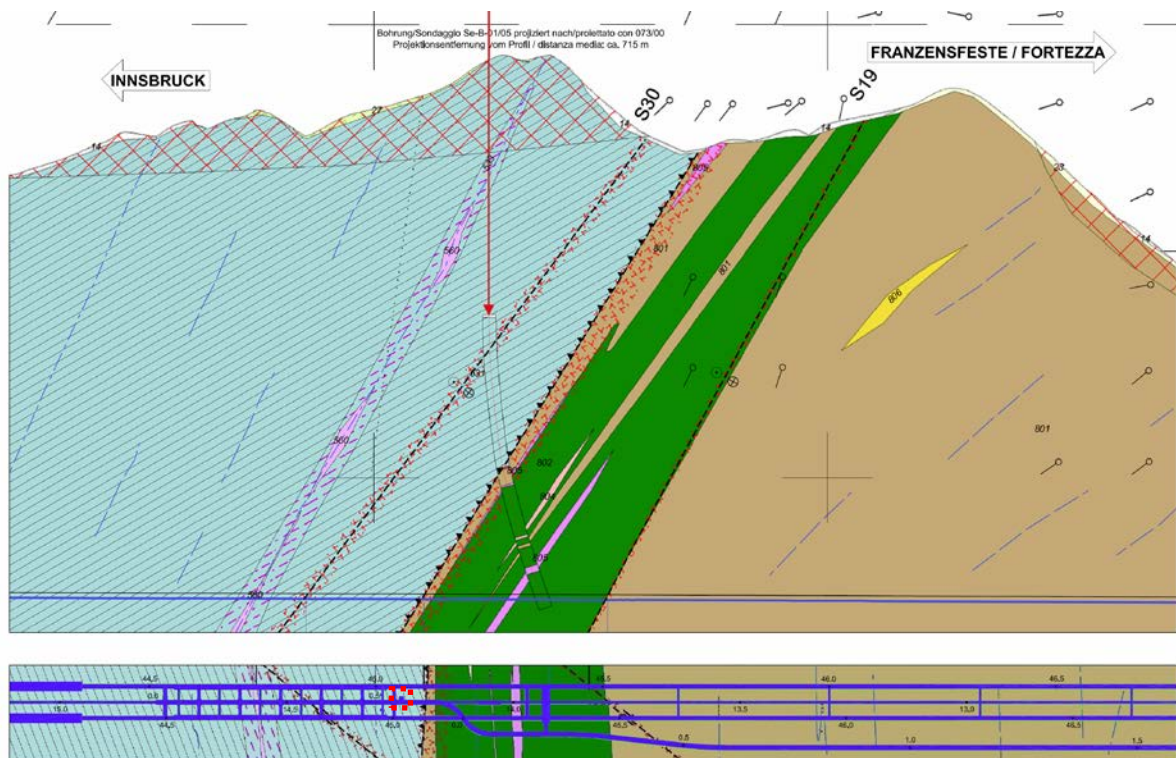


Abbildung 1: Auszug aus dem geomechanischen Längsprofil und des geologischen Lageplans [3]-[4] mit Angabe des Untersuchungsgebietes.

Figura 1: Estratto del profilo geomeccanico longitudinale e della planimetria geologica [3]-[4] con indicazione dell'area di studio.

2 MATERIALKENNWERTE

2.1 SPRITZBETON

Für die Bemessung der Spritzbetonaußenschale ist in der Regel ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit folgenden Eigenschaften zu berücksichtigen:

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

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Hierbei sind:

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

2.2 ANKER

Es wird der Einsatz von Anker des Typs R38N, R51N und Dywidag SN 28 vorgesehen, mit folgenden Eigenschaften:

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

$$N_{yk} = 400 \text{ kN (R38N)}$$

$$N_{yk} = 413 \text{ kN (SN28)}$$

Wobei:

- E_s = Elastizitätsmodul
- N_y = Ermüdungslast der Niete

2.3 STAHLBÖGEN

Die Stahlbögen des Typs IPN 180 bestehen aus Stahl S355:

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

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

Wobei:

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

2 MATERIALI

2.1 BETONCINO PROIETTATO

Per il dimensionamento del rivestimento di prima fase in betoncino proiettato si considera un calcestruzzo con 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 dello spritzbeton a 28 giorni

2.2 ANCORAGGI

Si prevede l'utilizzo di ancoraggi autoperforanti tipo R38N e a barre tipo SN28 aventi le seguenti caratteristiche:

Dove:

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

2.3 CENTINE

Le centine metalliche sono realizzate con acciaio S355 aventi le seguenti caratteristiche:

Dove:

- E_s è il modulo elastico
- f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento

2.4 BETON

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

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

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Hierbei sind:

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

2.4 CALCESTRUZZO

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

Dove:

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

2.5 BEWEHRUNGSSTAHL

Folgende Betonstähle sind für die Bemessung der Außenschale heranzuziehen:

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

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

Hierbei ist:

- E_s = Sekantenmodul
- f_{yk} = charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls

2.5 ACCIAIO DA ARMATURA

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

dove:

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

3 GEOTECHNISCHES MODELL

3.1 GEOLOGIE UND GEOMECHANIK

Die Wendekaverne Nothaltestelle (FdE-MM) wird konventionell vorgetrieben und befinden sich laut den Dokumenten [2], [3] und [4] gänzlich innerhalb des Bündnerschieferkomplexes.

Laut den geomechanischen Prognoseprofilen [3] und [4], durchqueren die FdE-MM den geomechanische Homogenbereich 13 [2], mit einer Überdeckung, die von 1025 m bis 1115 m reicht.

Zone number	Zone initial pk (approx.)	Zone final pk (approx.)	Zone length	Zone max overburden	Zone min overburden	Rock mass name	Rock mass Length	
	[km]	[km]	[m]	[m]	[m]		[% of zone length]	[m]
13	44.7	45.1	346	1115	1025	GA-BST-KS-8f	100%	346

Tabelle 1 Geomechanische Homogenbereiche

Folgende Tabellen zeigen die geomechanischen Grundparameter für die Definition der geomechanisch homogenen Zonen und die Wahrscheinlichkeitsverteilung nach Bieniawskis [2] der unterschiedlichen Klassen.

Wobei:

- γ = Gewicht des natürlichen Volumen der Gebirges
- σ_{ci} = monoaxialen Druckfestigkeit der Matrix
- m_i = Krümmungsparameter der dreiaxialen Bruchhülle des Gebirgsmaterial
- E_i = Verformungsmodul der Matrix
- RMR = *Rock Mass Rating 1989*
- GSI = *Geological Strength Index*

Zone number	13
Rock mass name	GA-BST-KS-8f
γ (m) [kN/m ³]	26.6
γ (σ) [kN/m ³]	0.36
σ_{ci} (m) [MPa]	41
σ_{ci} (σ) [MPa]	18
m_i (m)	12
m_i (σ)	2
E_i (m) [GPa]	43
E_i (σ) [GPa]	11.1
RMR(m)	60
RMR(σ)	5
GSI(m)	50
GSI(σ)	5

Zone number	13
Rock mass name	GA-BST-KS-8f (**)
p(class I)	-
p(class II)	-
p(class III)	100%
p(class IV)	-
p(class V)	-

Tabelle 2 Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone und Wahrscheinlichkeitsverteilung der unterschiedlichen Klassen (die mit [*] angegebenen Gebirge haben vorgesehene Längen von unter ca. 100m, während für die mit [**] angegebenen Gebirge stellte sich heraus, dass die Literaturwechselbeziehungen zwischen RMR und nicht gültig sind; in beiden Fällen wurden die RMR und GSI Mittelwerte angewandt).

3 MODELLO GEOTECNICO

3.1 GEOLOGIA E GEOMECCANICA

La caverna di manovra (FdE-MM) prevista all'interno della fermata di emergenza di Trens é scavata in tradizionale e si sviluppa per la sua totalità secondo i documenti [2], [3] e [4] all'interno del complesso dei calcescisti.

In accordo con i profili geomeccanici e progettuali di dettaglio [3] e [4] la FdE-MM si trova all'interno della zona geomeccanica omogenea 13 [2], con coperture variabili da 1025 m a 1115 m.

Tabella 1: Zone geomeccaniche omogenee

Le seguenti tabelle riportano i parametri geomeccanici di base che caratterizzano ciascuna zona geomeccanica omogenea e la distribuzione probabilistica delle diverse classi secondo la classificazione di Bieniawski [2].

Dove:

- γ è il peso di volume naturale dell'ammasso roccioso.
- σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale di matrice.
- m_i è un parametro di curvatura dell'involuppo di rottura triassiale del materiale roccia.
- E_i è il modulo di deformazione di matrice.
- RMR è il *Rock Mass Rating 1989*.
- GSI è il *Geological Strength Index*.

Tabella 2: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea e distribuzione probabilistica delle diverse classi (gli ammassi indicati con [*] hanno lunghezze previste inferiori a circa 100m, mentre per quelli indicati con [**] non risultano valide le correlazioni da letteratura tra RMR e GSI; in entrambi i casi sono stati adottati i valori medi di RMR e GSI).

Die typischen Verformungs- und Festigkeitsparameter jeder Strecke wurden gemäß dem Bruchkriterium nach Hoek & Brown [23] berechnet, welches im allgemeinen geomechanischen Bericht [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 [23] e esplicitato nella relazione geomeccanica generale [1].

Zone number	Rock mass name	Class [-]	Zone max overburden [m]	γ [kN/m ³]	Φ_{peak} [°]	Φ_{res} [°]	C_{peak} [MPa]	C_{res} [MPa]	E_{rm} [MPa]	Ψ [°]
13	GA-BST-KS-8f	III	1115	26.6	27.69	21.15	2.193	1.392	11504	3.5

Tabelle 3 Typische Parameter des Gebirges in den unterschiedlichen Zonen und Klassen

Tabella 3: Parametri caratteristici dell'ammasso nelle diverse zone e classi

Wobei:

- Φ_{peak} Reibungswinkel am Peak
- Φ_{res} Restreibungswinkel
- C_{peak} Kohäsion am Peak
- C_{res} Restkohäsion
- E_{rm} Gebirgsmodul
- Ψ Dilatanz

Dove:

- Φ_{peak} è l'angolo d'attrito di picco.
- Φ_{res} è l'angolo d'attrito residuo.
- C_{peak} è la coesione di picco.
- C_{res} è la coesione residua.
- E_{rm} è il modulo d'ammasso.
- ψ è la dilatanza

3.2 TRENFLÄCHENORIENTIERUNG

Auf Grund der verfügbaren Daten der Regelplanung [6] und [7] wurden die Diskontinuitäten von Tabelle 4 berücksichtigt.

3.2 ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ

Sulla base dei dati disponibili dalla progettazione di sistema [6] e [7] sono presenti le discontinuità riportate in Tabella 4.

Rock mass name	ID Joint	Dip direction [°]	Dip [°]	Max Persistence [m]
GA-T-A-8f GA-BST-KS-8f Doc. [13]	SC	355	60	10
	RTF2w	285	85	1
	RTF5	110	75	1
	RTF6	050	65	10
GA-BST-KS-8e GA-B5-GM-8e GA-T-A-8e GA-BST-M-8e GA-BST-KPH-8e Doc. [14]	SC	350	70	10
	RTF1	180	85	1
	RTF2e	085	80	3
	RTF3	320	80	3
	RTF6	220	80	3

Tabelle 4 Lage der Trennflächen im Bündnerschieferkomplex

Tabella 4: Giacitura delle discontinuità nel complesso dei calcescisti

3.2.1 Trennflächenparameter

Im Falle von ebenen, glatten Harnischflächen (Chloritisierung) oder auch bei tonigen Füllungen mit Präsenz von Wasser o.ä. sollten zur Sicherheit die folgenden Scherparameter auf Trennflächen berücksichtigt werden:

- $\Phi = 20^\circ$
- $c = 0$ MPa

3.2.1 Parametri delle discontinuità

Si adottano parametri conservativi per tenere in considerazione eventuali condizioni sfavorevoli delle discontinuità (superfici planari e lisce, riempimenti argillosi e presenza d'acqua, ecc.):

- $\Phi_k = 20^\circ$
- $c_k = 0$ MPa

4 METHODIK ZUR ERMITTLUNG DER GEBIRGSLAST

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

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

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

4.1 ABSCHÄTZUNG DES GEBIRGSVERHALTENS

Zur Einschätzung des Verhaltens des untersuchten Gebirges wurden die Dokumente [2], [6] und [7] berücksichtigt. In der folgenden Tabelle werden die aus der Analyse der Kennlinienverfahren erhaltenen Ergebnisse aufgezeigt.

4 COMPORAMENTO 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.

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 COMPORAMENTO DELLA ROCCIA

Per la valutazione del comportamento dell'ammasso roccioso in esame sono stati presi in considerazione i documenti [2], [6] e [7]. Si riporta nella tabella seguente i risultati ottenuti dalle linee caratteristiche.

Zone number	Rock mass name	Class	Zone max overburden	c_r	c_a	c_r	F_{plf}	F_{pla}	c_r/R	F_{plf}/R	c_r/R	F_{pla}/R
				[cm]	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[%]	[-]	[%]	[-]
13	GA-BST-KS-8f	III	1115	6.68	22.26	15.58	6.58	14.79	1.37%	1.35	3.21%	3.04

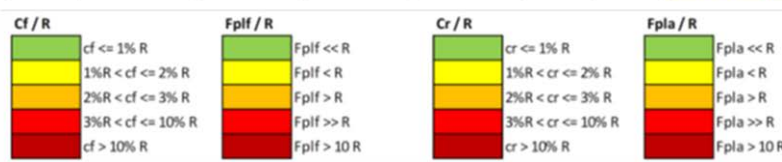


Tabelle 5 Ergebnisse Kennlinienverfahren. c_r = Ortsbrustkonvergenz, c_a = absolute Konvergenz am natürlichen Gleichgewicht, c_r = relative Konvergenz am natürlichen Gleichgewicht, F_{plf} = plastische Zone an der Ortsbrust, F_{pla} = plastische Zone Gleichgewicht, R = Ausbruchradius (mit 4.86m angenommen).

Tabella 5: Risultati del metodo delle Linee Caratteristiche. c_r = convergenza al fronte, c_a = convergenza assoluta all'equilibrio naturale, c_r = convergenza relativa all'equilibrio naturale, F_{plf} = fascia plastica al fronte, F_{pla} = fascia plastica all'equilibrio naturale, R = raggio di scavo (assunto pari a 4.86m).

Die Tabelle 6 fasst die Hinweise zusammen, die durch die Methoden von Jehtwa, Bhasin, Hoek und Panet zur Überprüfung des Risikos von hohen Verformungen des Gebirges (*squeezing*) und von Instabilität an der Ortsbrust erhalten wurden, sowie die Hinweise zu möglichem Spröbruch (*rock burst*) durch die Methoden von Tao Zhen-Yu und Hoek.

All'interno della Tabella 6 sono riassunte le indicazioni ottenute dai metodi di Jehtwa, Bhasin, Hoek e Panet per quanto riguarda la valutazione del rischio di elevate deformazioni dell'ammasso (*squeezing*) e di instabilità del fronte, insieme a quelle ottenute dai metodi di Tao Zhen-Yu e Hoek per il rischio di rottura fragile (*rock burst*).

Zone number	Rock mass name	Class	Zone max overburden	Empirical methods						
				Squeezing and face stability					Rock burst	
				Jehtwa	Bhasin	Hoek	Panet		Tao Zhen-Yu	Hoek
							Face behaviour	Face condition		
13	GA-BST-KS-8f	III	1115	HS	HS	VSS	P	US		

Jehtwa

NS	No squeezing
MIS	Mildly squeezing
MoS	Moderately squeezing
HS	Highly squeezing

Bhasin

NS	No squeezing
MS	Mild to moderate squeezing
HS	Highly squeezing

Hoek (Squeezing)

FP	Few stability problems
MS	Minor squeezing problems
SS	Severe squeezing problems
VSS	Very severe squeezing and face stability problems
ES	Extreme squeezing problems

Panet

E	Elastic
PP	Partially plastic
P	Plastic
S	Stable
STS	Stable (only short-term)
US	Unstable

Tao Zhen-Yu

NRB	No rockbursting
LRB	Low rockbursting activity
M RB	Moderate rockbursting activity
HRB	High rockbursting activity

Hoek (Rock burst)

S	Stability
Sp	Spalling
SSp	Severe spalling - slabbing
ISM	Need of important stabilization measures
RB	Cavity collapse (rock burst)

Tabelle 6 Ergebnisse der empirischen Methoden

Tabella 6: Risultati dei metodi empirici

Die Tabelle 7 gibt ein Annahmekriterium [21] [22] wieder, durch welches das Verhalten der Ortsbrust in Funktion der Berechnungsergebnisse aus dem Gebirgskennlinienverfahren eingeschätzt wird (Konvergenz an der Ortsbrust und Ausdehnung der plastischen Zone an der Ortsbrust).

In Tabella 7 si riporta un criterio [21] [22] 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 Kurzzeitig stabile Ortsbrust	Tendenza all'instabilità del fronte Neigung der Ortsbrust zur Instabilität	Fronte instabile Instabile Ortsbrust
$C_f < 1\% R_{scavo}$	$1\% R_{scavo} < C_f < 2\% R_{scavo}$	$2\% R_{scavo} < C_f < 3\% R_{scavo}$	$C_f > 3\% R_{scavo}$
$F_{plf} \ll R_{scavo}$	$F_{plf} < R_{scavo}$	$F_{plf} \geq R_{scavo}$	$F_{plf} \gg R_{scavo}$

Tabelle 7 Vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [21] [22]; C_f = Ortsbrustkonvergenz; F_{plf} = Umfang des plastischen Streifens an der Ortsbrust; $R_{scavo} = r_{eq}$ = entsprechender Ausbehrungsradius.

Tabella 7: Criteri di stabilità proposti in [21] [22]; C_f = convergenza al fronte; F_{plf} = estensione della fascia plastica al fronte; $R_{scavo} = r_{eq}$ = raggio equivalente di scavo.

Beim Gebirge GA-BST-KS-8f wird darauf hingewiesen, dass es sich um ein mittelmäßig druckhaftes Gebirge handelt, das Verformungen von 15 cm bzgl. des natürlichen Gleichgewichts zeigt. Man erwartet sich daher hauptsächlich ein elastisch-plastisches Verhalten des Hohlraums, eine kurzfristig standfeste Ortsbrust mit einer plastischen Zone, dessen Ausmaß dem Ausbruchradius entspricht.

Per quanto riguarda l'ammasso GA-BST-KS-8f, si evidenzia un comportamento mediamente spingente con convergenze relative all'equilibrio naturale dell'ordine di 15 cm. Il comportamento del cavo atteso è di tipo sostanzialmente elasto-plastico con fascia plastica al fronte circa pari al raggio di scavo, e il fronte si presenta stabile a breve termine.

Wie in [2], [6] und [7] bereits angegeben ist das Vorhandenseins von Anhydrit im durchörterten Gebirgen nicht auszuschließen. Dadurch kann es langfristig zu quellendem Verhalten des Gebirges kommen. Im Zuge der Vortriebsarbeiten wird das Phänomen untersucht werden um mögliche Auswirkungen auf den Innenausbau berücksichtigen zu können. Die Bemessung der Innenschale auf Quelldruck ist im Anhang wiedergegeben. Der Anhang 1 beinhaltet die geomechanische Karte für das betreffende Gebirge.

Per la possibile presenza di anidrite all'interno degli ammassi in esame secondo le indicazioni dei documenti [2], [6] e [7] è possibile che ci siano problemi di rigonfiamento a lungo termine. Sulla base del riscontro dello scavo verrà valutato il fenomeno e saranno considerati eventuali influssi sul rivestimento definitivo; il dimensionamento dell'anello interno soggetto al carico di rigonfiamento è riportato in Appendice. Nell'Appendice 1 è riportata la scheda geomeccanica per l'ammasso in esame.

5 AUßENSCHALE

Aus der Analyse mittels Kennlinienverfahren geht hervor, dass das Gebirgsverhalten druckhaft ist und daher ist eine Bemessung durch numerische Modellierung notwendig.

Im Anhang 3 ist die Bruchkörperanalyse aufgeführt, welche für die Innenschale keinen maßgebend Lastfall darstellt.

5.1 BRUCHKÖRPERANALYSE

5.1.1 Gebirgslast bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten

Die für die Bemessung der Innenschale zu berücksichtigende Last ergibt sich aus der Größe der Felsblöcke. Eine beispielhafte Ableitung der im Modell des gebetteten Stabmodells anzusetzende Last ist nachfolgend dargestellt.

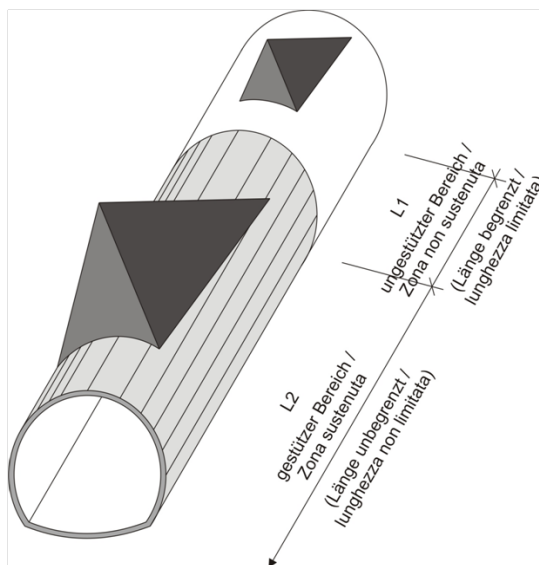


Abbildung 2: Qualitative Darstellung der Einwirkung aus dem Gebirge auf die Schale bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten

5.1.2 Nachweisverfahren

Gemäß NTC 2008 ist das Teilsicherheitskonzept zu berücksichtigen. Demnach ist die Einwirkungsseite mit $\gamma_G = 1,30$ zu erhöhen und die Widerstandseite mit $\gamma_c = 1,50$ bzw. $\gamma_s = 1,15$ zu reduzieren.

Die Trennflächenparameter c' und ϕ' werden mit ihren Rechenkennwerten (Kap. 3.2.1).

Für den Nachweis mittels Blockanalyse ist folgendes

5 RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

Dall'analisi delle linee caratteristiche, si evidenzia che il comportamento dell'ammasso è di tipo spingente ed è pertanto richiesto un dimensionamento mediante modellazione numerica.

Nell'Appendice 3 viene riportata l'analisi dei blocchi che non risulta determinante per la verifica del rivestimento definitivo.

5.1 ANALISI DEI BLOCCHI

5.1.1 Carichi dell'ammasso fratturato

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

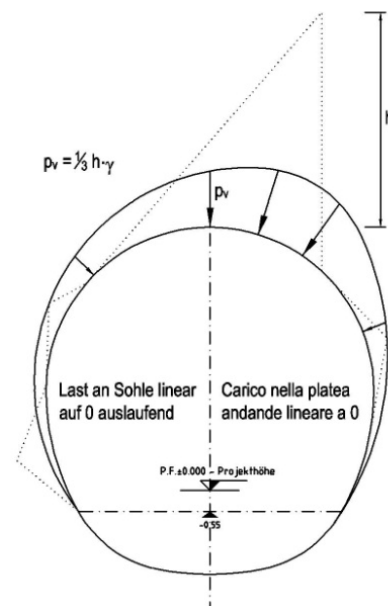


Figura 2: Rappresentazione qualitativa degli effetti dell'ammasso sul rivestimento, in caso di ammasso fratturato

5.1.2 Procedura di verifica

In conformità alle NTC 2008 sono stati considerati i fattori parziali di sicurezza secondo i quali le azioni vengono aumentate di $\gamma_G = 1,30$ e le resistenze ridotte di $\gamma_c = 1,50$ ovvero $\gamma_s = 1,15$.

Per l'analisi si adottano i valori caratteristici c' e ϕ' riportati al paragrafo 3.2.1.

Per la verifica basata sull'analisi dei blocchi deve essere

Sicherheitskonzept zu berücksichtigen.

considerato il seguente criterio di sicurezza.

$$E_d \leq R_d$$

Hierbei ist:

- R_d = Bemessungswert Widerstand
- E_d = Bemessungswert Einwirkung

Dove:

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

5.1.3 Ergebnisse

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

Die Nachweisführung erfolgt nur um Abschnitt L2 (unendliche Länge) und auf der sicheren Seite liegend werden eine Spritzbetonschicht von 10cm Dicke und Anker des Typs Superswellex Pm 16 ($N_{yd} = 140$ kN) mit einer Länge von 3 m und einem Rasterabstand von 1.50 m (längs) x 1.80 m (quer) berücksichtigt.

Blöcke mit geringer Größe (<100 kN) sind für die Berechnung nicht maßgebend und falls sie nicht schon durch die Sprengung abgebrochen sein sollten, müssen sie vor Ort vom Geotechnikspezialisten geprüft und mit einzelnen Bolzen gesichert werden.

Für die Zusammenfassung der Ergebnisse wird auf Anhang 3 verwiesen. Es wird hervorgehoben, dass mit der geplanten Ausbruchsicherung ein Sicherheitsfaktor größer 1.3, und somit gleich γ_G , erreicht wird.

5.2 ANALYSE DER AUSBRUCHPHASEN

Die numerischen Analysen wurden sowohl im ebenen Verformungszustand als auch unter axialsymmetrischen Bedingungen durchgeführt.

Die Analysen wurden mit dem Finite-Elemente-Programm MIDAS GTS [31] durchgeführt. Dieses ermöglicht es, die Lastgeschichte und das Spannungs- Verformungsverhalten des Gebirges im Verlauf sämtlicher Stufen der Realisierung des Bauwerks zu verfolgen.

Bei ebenen Verformungen werden folgende Analysen durchgeführt:

- die Bestimmung des geotechnischen Bezugsmodells das einen Querschnitt zur Tunnelachse darstellt;
- die Bestimmung der Kraft-Verformungs- und Festigkeitsgesetze des vom Aushub betroffenen Gebirges;
- die Bestimmung des Spannungszustands im Gebirge vor dem Tunnelaushub;

5.1.3 Casi analizzati e risultati

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

Viene eseguita esclusivamente l'analisi per il settore L2 (lunghezza di analisi illimitata) e considerando cautelativamente la presenza di uno strato di betoncino proiettato di 10 cm e ancoraggi Superswellex Pm 16 ($N_{yd} = 140$ kN) di lunghezza 3 metri e maglia 1.50 m (longitudinale) x 1.80 m (trasversale).

I blocchi che hanno una dimensione ridotta (<100 kN) non sono rappresentativi per l'analisi e, qualora non si siano già distaccati a seguito del brillamento, devono essere esaminati sul luogo dall'esperto geotecnico ed assicurati con bulloni singoli.

Rimandando all'Appendice 3 per la sintesi dei risultati, si evidenzia che con i provvedimenti di messa in sicurezza previsti si raggiunge sempre un fattore di sicurezza maggiore di 1.3, uguale a γ_G .

5.2 ANALISI DELLE FASI DI SCAVO

Le analisi numeriche sono state eseguite sia in condizioni di deformazione piana che in condizioni assialsimmetriche.

Le analisi sono state sviluppate mediante il programma agli elementi finiti MIDAS GTS [31]. 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:

- 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;

- die Simulation der Aushubphasen und der Einbau der Sicherungsmaßnahmen.

Bei den axialsymmetrischen Analysen wurde folgendes berücksichtigt:

- Kreisquerschnitt und isotroper Spannungszustand;
- Simulation des Vortriebs in Etappen;
- Vorhandensein der Ortsbrustvergütung und der radialen Sicherung am Ausbruchsrund;
- Ohne Spritzbetonschale.

- la simulazione delle fasi di scavo e di messa in opera dei sostegni.

Per quanto riguarda le analisi assialsimmetriche sono state considerate le seguenti:

- sezione circolare e stato di sforzo isotropo;
- simulazione dell'avanzamento a tappe;
- presenza di consolidamenti al fronte e al contorno/radiali;
- assenza del rivestimento in spritzbeton.

5.2.1 Modellgeometrie

Zur Bemaßung des Abschnitts FdE-MM T4 wurde der Abschnitt mit der höchsten Überdeckung im Bündnerschieferkomplex (H=1115 m) berücksichtigt.

5.2.1 Geometria del modello

Per il dimensionamento della sezione FdE-MM T4 si è considerata la sezione con la massima copertura nel complesso dei calcescisti (H=1115 m)

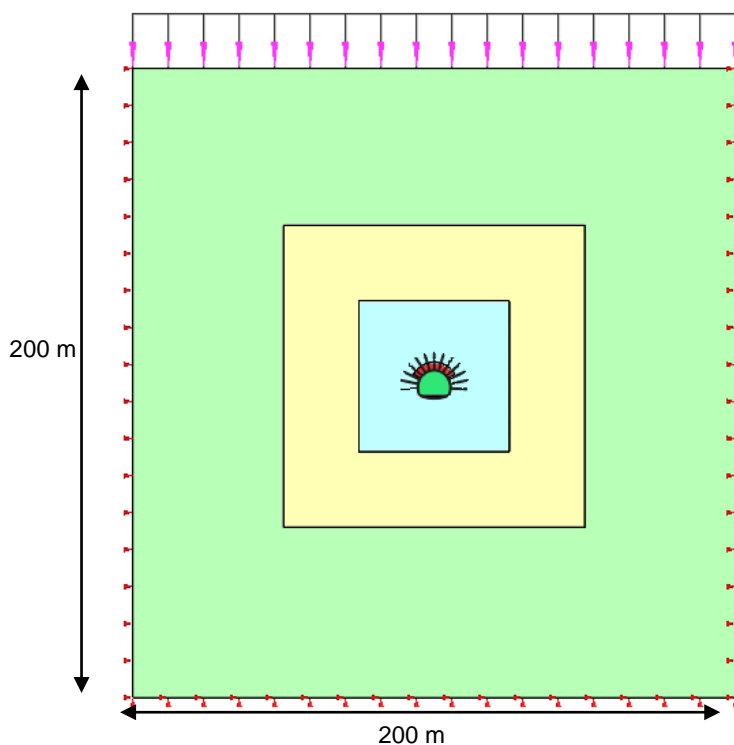


Abbildung 3: Analyseabschnitt FdE-MM-T4

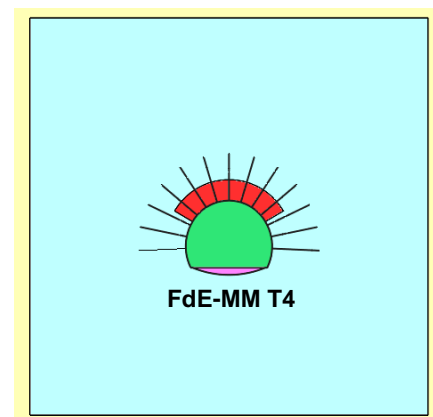


Figura 3: Sezone di analisi FdE-MM T4

5.2.2 Gebirgsmodell und Ausgangsspannungslage

Das Gebirge wurde als ein kontinuierlich elastisch-plastisches Medium modelliert mit Widerstandskriterium des Typs Hoek-Brown [23] und Restparameter, die gemäß der Cai et. al [30] Theorie bewertet werden. Im Besonderen wurden die elastischen (Verformungsmodul und Poisson-Beiwert), elastisch-plastischen (m_b , s mit Peak- und Restwerte) und physischen (Dichte und einachsiger Komprimierungswiderstand) Eigenschaften der vom Aushub betroffenen Felsen bestimmt.

Aufgrund der im Abs. 3.1 aufgezeigten Bemerkungen, werden die geomechanischen Parameter des Gebirges GA-BST-KS-8f berücksichtigt, wobei die optimistischeren Werte innerhalb der angegebenen Spannweiten aus dem Bericht [2] verwendet wurden.

5.2.2 Modello costitutivo dell'ammasso e stato tensionale iniziale

L'ammasso è stato modellato come un mezzo continuo elasto-plastico avente criterio di resistenza di tipo Hoek-Brown [23] con parametri residui valutati sulla base della teoria di Cai et. al [30]. In particolare sono state assegnate le caratteristiche elastiche (modulo di deformazione e coefficiente di Poisson), elasto-plastiche (m_b , s con valori di picco e residuo) e fisiche (densità e resistenza a compressione monoassiale) proprie delle rocce interessate dallo scavo.

Sulla base delle considerazioni riportate nel Par 3.1, sono stati considerati i parametri geomeccanici relativi all'ammasso GA-BST-KS-8f, considerando valori ottimistici all'interno dei campi di variabilità indicati nel Rapporto [2]:

Zone max overburden [m]	GSI	GSI _{res}	γ [kN/m ³]	E_{rm} [MPa]	σ_{ci} [MPa]	σ_{cm} [MPa]	m_i [-]	$m_{b, peak}$ [-]	$m_{b, res}$ [-]	$s_{, peak}$ [-]	$s_{, res}$ [-]
1115	55	26.32	26.6	20414	50	11	13	2.606	0.936	0.0067	0.0003
<i>Mohr-Coulomb: $c_{peak} = 2.909 \text{ MPa}$; $c_{res} = 1.790 \text{ MPa}$; $\varphi_{peak} = 34.25^\circ$; $\varphi_{res} = 25.60^\circ$</i>											

Tabelle 8: Verwendete geomechanische Parameter (FdE-MM T4)

Tabella 8: Parametri geomeccanici considerati (FdE-MM T4)

Die Kraftlage vor Ort wurde gemäß folgenden Verhältnissen ausgewertet:

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

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

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

Wobei:

- Z = Abstand des allgemeinen Elements von der Geländeoberkante
- K_0 = Beiwert des waagrechten Schubs, 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 a 0.75.

5.2.3 Eigenschaften der Außenschale

Folgende Tabelle zeigt die Eigenschaften der Ausbruchssicherung für das Profil FdE-MM-T4 auf:

FdE-MM T4	Anker Ancoraggi						Spritzbeton Betoncino proiettato			Stahlbögen Centine	
	Position Posizione	Typ Tipo	N _y [kN]	L [m]	i _{long} [m]	i _{trasv} [m]	Klasse Classe [-]	s _{nom} [cm]	s _{min} [cm]	Typ Tipo	i [m]
	Radial Radiali	R38N	400	6	1.5	1.5	C30/37	30	24	2 IPN 180	0.75-1.5
	Dywidag 28	413	5.5	1.5	1.5						
Umriss Contorno	R51N	630	8	3.0	0.75						

Tabelle 9: Eigenschaften der Außenschale FdE-MM-T4

5.2.3 Caratteristiche dei rivestimenti di prima fase

La seguente tabella riporta le caratteristiche dei provvedimenti di messa in sicurezza per il profilo FdE-MM T4:

Tabella 9: Caratteristiche rivestimenti di prima fase FdE-MM T4

Zur Modellierung des Spritzbetons wurden eindimensionale Stabelementen mit elastischem Verhalten angenommen. Vorsichtshalber wurden zwei Analysen durchgeführt: eine mit $E = 5$ GPa, um die Verformungen zu maximieren und eine mit $E = 15$ GPa, um die Einwirkungen zu maximieren. Der Wert $E = 15$ GPa entspricht ca. 50% der Steifigkeit eines ausgehärteten Betons mittlerer Klasse; auf diese Weise ist es möglich das typische Verhalten der viskosen Verformung und des Schwindens zu berücksichtigen.

Auf der sicheren Seite liegend wurden die Stahlbögen nur in der Analyse der Querschnittsbemessungen (siehe Anhang 4) und nicht im FE-Modell berücksichtigt.

Die Anker werden im Modell mit einem Grenzwiderstand eingegeben, der, gemäß Absprache mit BBT SE, dem Produkt aus Ermüdungswiderstand und Widerstandsbeiwert ($\gamma_R = 1.15$) und Reibungsbeiwert ($\gamma_R = 1.3$) entspricht. Die Anker werden durch spezifische eindimensionale Elementen (Truss) mit perfekt plastisch-elastischem Verhalten (siehe Abbildung 4) und Von Mises Bruchkriterium ($N_{yd} = N_{yk}/1.15 = 348$ kN) modelliert. Sie sind mit den Gitterknoten über eine Schnittstelle verbunden, wobei der Schubwiderstand (190 kN/m) und die tangentielle Steifigkeit (15 MN/m/m) [29] auf der sicheren Seite liegend berücksichtigt werden.

Analog zum Bericht [8], wurde die Bodenvergütung am Ausbruchsrund durch eine Materialschicht nachgebildet, welche leicht erhöhte Widerstandsparametern aufweist (siehe Anlage 4).

Per la modellazione del betoncino proiettato si sono assunti elementi monodimensionali beam con comportamento elastico. In via cautelativa si sono eseguite due analisi: una con $E = 5$ GPa per massimizzare le deformazioni e una con $E = 15$ GPa per massimizzare le sollecitazioni. Il valore di $E = 15$ GPa, corrisponde a circa il 50% della rigidezza di un calcestruzzo indurito di classe media; in questo modo è possibile considerare il caratteristico comportamento di deformazione viscosa e il ritiro.

Nella modellazione numerica, secondo un approccio conservativo, le centine non sono state modellate ma solamente considerate nelle verifiche sezionali riportate in Appendice 4.

Gli ancoraggi vengono inseriti nel modello con una resistenza limite pari alla loro resistenza a snervamento fattorizzata per il coefficiente sulle resistenze ($\gamma_R = 1.15$) e sull'aderenza di ($\gamma_R = 1.3$) come concordato con BBT SE. Gli ancoraggi sono stati riprodotti con specifici elementi monodimensionali (Truss) aventi comportamento elastico perfettamente plastico (Figura 4) con criterio di rottura alla Von Mises ($N_{yd} = N_{yk}/1.15 = 348$ kN) collegati ai nodi della griglia mediante un'interfaccia considerando valori cautelativi di resistenza a taglio (190 kN/m) e rigidezza tangenziale (15 MN/m/m) [29].

Analogamente al Rapporto [8], l'effetto del consolidamento del contorno del cavo è stato modellato tramite uno strato di materiale con parametri di resistenza lievemente superiori (vedasi Appendice 4).

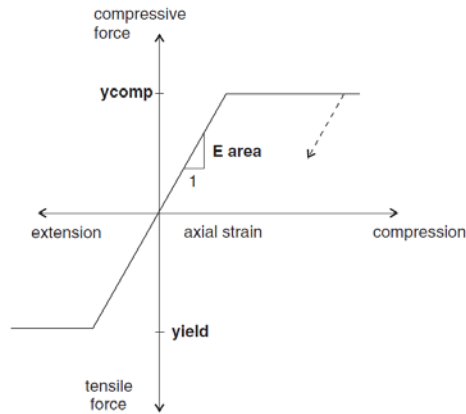


Abbildung 4: Kraft-Verformungsverhalten der Anker

Figura 4: Comportamento sforzo-deformazione per gli ancoraggi

5.2.4 Laststufe

Nach einer ersten Phase der Modellinitialisierung zur Berechnung des Ausgangsgleichgewichts, wird der Ausbruch der FdE-MM mittels fiktiver Ausbruch-Kräfte (nachfolgend FFS genannt) simuliert.

Nachfolgend sind die Berechnungsstufen zusammengefasst:

- 0) Geostatische Ausgangslage mit Definition der Geometrie, der Randbedingungen, der Schichtung und der geostatischen Ausgangsspannungen;
- 1) Modellierung der vergüteten Zonen am Ausbruchrand und Verringerung der FFS bis zum Wert, den sie an der Ortsbrust annehmen (FFS =14%);
- 2) Reduktion der FFS bis zum Wert, den sie beim Einbau der Außenschale annehmen (auf 1.5 m von der Ortsbrust) (FFS =8%);
- 3) Modellierung der radialen Anker und Reduktion der FFS auf ca. 2% (10m ab der Ortsbrust, ca. 1 Durchmesser);
- 4) Aufbringen des Spritzbetons (Kalotte $s_{tot} = 24$ cm, $E = 15$ GPa; Gegengewölbe $s_{tot} = 28$ cm, $E = 15$ GPa) und Aufhebung der FFS (FFS =0%);
- 5) Entfernung der Außenschale und Simulation der Langzeitkonfiguration mit Einbau der Innenschale. Letztere ist mit der Mesh mittels eines Schnittstellenelements mit normaler, dem Gebirge entsprechenden Steifigkeit und tangentialer Steifigkeit gleich Null verbunden. Dieses Schnittstellenelement ermöglicht es, neben der Bestimmung der Einwirkungen auf die Innenschale, die Wirkung der Abdichtungsschicht zwischen den zwei Schalen zu berücksichtigen, indem es die tangentialen Spannungen annulliert.

5.2.4 Step di carico

Dopo una prima fase di inizializzazione del modello, necessaria per calcolare l'equilibrio iniziale, lo scavo della FdE-MM viene simulato mediante l'utilizzo delle Forze Fittizie di Scavo, di seguito denominate FFS.

Di seguito sono riassunti gli step di calcolo:

- 0) Condizione geostatica iniziale con definizione della geometria, delle condizioni al contorno, della stratigrafia e delle tensioni geostatiche iniziali;
- 1) Inserimento zona consolidata al contorno e riduzione delle forze FFS, fino al valore che assumono al fronte (FFS=14%);
- 2) Riduzione delle FFS fino al valore che assumono nel momento di installazione del rivestimento di prima fase (1.5 m dal fronte) (FFS=8%);
- 3) Introduzione nel modello numerico degli ancoraggi radiali in calotta e riduzione delle FFS a ca. 2.0% (10 m dal fronte, ca. 1 diametro);
- 4) Introduzione del modello numerico del betoncino proiettato (calotta $s_{tot} = 24$ cm, $E = 15$ GPa; arco rovescio $s_{tot} = 28$ cm, $E = 15$ GPa) 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.

Distance - Excavation forces (%)

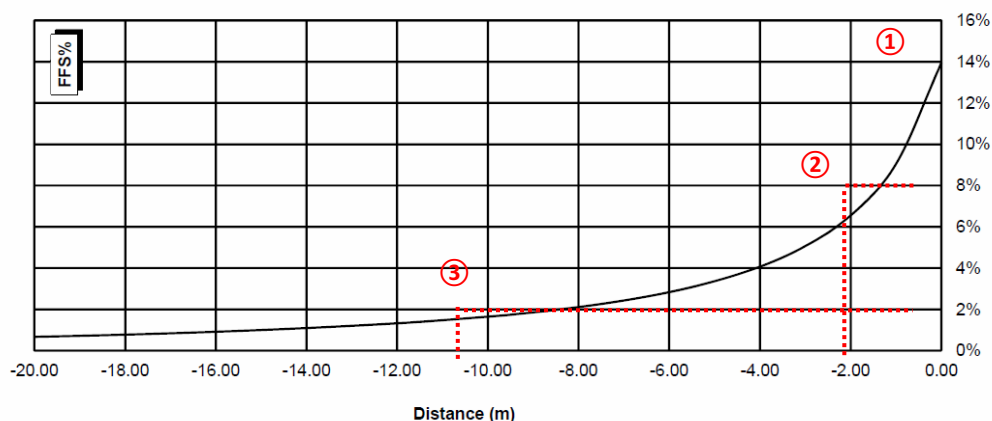


Abbildung 5: Berücksichtigte FFS für das Modell FdE-MM T4

Figura 5: FFS considerate per il modello FdE-MM T4

Beim Aufbringen des Spritzbetons geht man davon aus, dass dieser nur dann wirkt, wenn der Hohlraum eine Gesamtkonvergenz erreicht, die dem Übermaß entspricht (10 cm), damit berücksichtigt wird, dass der Einbau der Stahlbögen erst nach Verformung des Abbruchquerschnittes erfolgt. Aus Sicherheitsgründen nimmt man an, dass der Einbau der Spritzbetonschale an ca. 1 Durchmesser (Gesamtkonvergenzen geringer als das Übermaß) mit Wert der FFS gleich ca. 2% erfolgt.

Per la messa in opera del betoncino proiettato si ipotizza che esso si carica solo dopo che il cavo ha raggiunto una convergenza totale pari all'extrascavo (10cm) per tenere conto che lo sviluppo delle centine è stato previsto per la sezione di scavo con deformazione avvenuta. In via cautelativa si ipotizza che l'installazione del betoncino avviene a circa 1 diametro (convergenze totali minori dell'extrascavo) con valore delle FFS pari a ca. 2%.

5.2.5 Nachweisverfahren

Gemäß den NTC 2008 werden die Einwirkungen auf die Außenschale, die dem FEM Modell entnommen werden, um $\gamma_G = 1,30$ erhöht und die Widerstände des strukturellen Abschnitts um $\gamma_c = 1,50$ reduziert, bzw. $\gamma_s = 1,15$.

5.2.5 Procedura di verifica

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

Die Nachweise gelten erfüllt, wenn folgende Ungleichung nachgewiesen wird:

Le verifiche risultano soddisfatte se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Hierbei ist:

Dove:

- R_d = Bemessungswert Widerstand
- E_d = Bemessungswert Einwirkung

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

Die Anker, die ihre Ermüdungsgrenze erreichen (Nyd = 348 kN), überschreiten nicht die axiale Verformungsgrenze, die mit 5% angesetzt wurde.

Inoltre si verifica che gli ancoraggi che raggiungono il limite di snervamento (Nyd = 348 kN) non superino il limite di deformazione assiale posto pari a 5%.

5.2.6 Ergebnisse

Die in Anhang 3 aufgezeigten Analysen bestätigen, dass das Verhalten des Gebirges durch ein mäßig druckhaftes Verhalten gekennzeichnet ist. Die Gesamtkonvergenz bei Vorhandensein von Baugrundvergütung und Außen- und Innenschale beträgt ca. 80 mm (relative Konvergenz ca. 50 mm) mit Ausbildung einer plastischen Zone von maximal ca. 4

5.2.6 Risultati

Le analisi riportate nell'Appendice 3 confermano che il comportamento dell'ammasso è caratterizzato da un comportamento moderatamente spingente. La convergenza totale in presenza dei consolidamenti e dei rivestimenti è di ca. 80 mm (convergenza relativa ca. 50 mm) con la formazione di una fascia plastica di estensione massima di ca. 4 m.

m Ausmaß.

Die strukturellen Nachweise an der provisorischen Verkleidung erweisen sich als erfüllt und die Anker erreichen die Ermüdungsgrenze ($N_{yd} = 348 \text{ kN}$), aber nicht die Stahlverformungsgrenze ($\epsilon < 5\%$).

Der vom Gebirge ausgeübte Druck auf die Innenschale, bei Verfall der Außenschale, beträgt 280 kPa.

Le verifiche strutturali sul rivestimento provvisorio risultano soddisfatte e gli ancoraggi raggiungono il limite di snervamento ($N_{yd} = 348 \text{ kN}$) ma non il limite di deformazione dell'acciaio ($\epsilon < 5\%$). La pressione esercitata dall'ammasso sul rivestimento definitivo, al decadimento del rivestimento di prima fase, è dell'ordine dei 280 kPa.

5.3 ANALYSE DER STANDSICHERHEIT DER ORTBRUST

5.3.1 Nachweisverfahren

Bezugnehmend zu den Tabelle 5 und 6 weist man darauf hin, dass beim Gebirge GA-BST-KS-8f die Ortsbrust kurzfristig stabil ist.

5.3.2 Ergebnisse

5.3.2.1 Sezione FdE-MM T4

Für den Querschnitt FdE-MM T4 bestätigt die axialsymmetrische Analyse, die ohne Ausbau (Anhang 4) und mit Abschlügen von 1.5 m durchgeführt wurde, die Angaben des Kennlinienverfahrens. Es wird hervorgehoben, dass die Ortsbrustextrusion ca. 50 mm beträgt, mit absoluter radialer Konvergenz von 70 mm, während der plastifizierte Bereich sich auf ca. 4 m vor der Ortsbrust und 5/6 m am Ausbruchrand ausdehnt.

Die Eingriffe an der Ortsbrust bestehen aus Selbstbohranker Typ R38N ($N_y \geq 400 \text{ kN}$), mit 15.00 m Länge, 6.00 m Überlagerung, 1.5 m Achsenabstand und mit einer Zementmischung mit $R_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$ zementiert, die die Begrenzung der Ortsbrustextrusion auf ca. 30 mm ermöglichen, sowie die Begrenzung der Ausdehnung des plastifizierten Bereichs vor der Ortsbrust (3 m) und am Ausbruchrand (4/5 m) erlauben.

Aufgrund der Beobachtungsmethode wird das tatsächliche Verhalten des Gebirges, auch hinsichtlich des eventuellen Ablösens einzelner Felsblöcke geprüft und dementsprechend die Anzahl der Anker an der Ortsbrust angepasst.

5.3 ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE

5.3.1 Procedura di verifica

Facendo riferimento alla Tabella 5 e Tabella 6, viene evidenziato che per l'ammasso GA-BST-KS-8f si prevede una stabilità del fronte a breve termine.

5.3.2 Risultati

5.3.2.1 Sezione FdE-MM T4

Per la sezione FdE-MM T4, l'analisi assialsimmetrica eseguita in assenza dei rivestimenti (Appendice 4) e secondo sfondi di 1.5m, conferma le indicazioni delle linee caratteristiche. Si evidenzia che l'estrusione del fronte è pari a circa 50 mm, con convergenza radiale assoluta di 70 mm, mentre la zona plasticizzata si estende per circa 4 m davanti al fronte e di 5/6 m al contorno.

Gli interventi al fronte costituiti da barre autopercoranti tipo R38N ($N_y \geq 400 \text{ kN}$), con lunghezza 15.00m, sovrapposizione 6.00m, interasse 1.5m e cementati con miscela cementizia avente $R_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$, consentono di limitare l'estrusione al fronte a circa 30 mm, l'estensione della zona plasticizzata davanti al fronte (3 m) e al contorno (4/5m).

Nell'ottica di un approccio osservazionale, si dovrà valutare l'effettivo comportamento dell'ammasso e conseguentemente ridurre o aumentare l'intensità degli ancoraggi al fronte anche in considerazione della presenza di eventuali singoli blocchi di distacco.

6 INNENSCHALE

6.1 STABWERKSMODELLE

Die Beanspruchungen der Innenschale wurden durch das Rechenprogramm MIDAS Gen2013, das auf die Finite-Elementen-Methode (FEM) basiert, berechnet.

Für die Berechnung wird ein Tunnelabschnitt mit einheitlicher Tiefe (1 m) berücksichtigt und ein Strukturmodell mittels ebener Finite-Stabelemente des Typs „beam“ erstellt. Die Tunnelschale ist durch Elemente schematisiert, die kürzer als 0.5 m sind und die reellen Stärken des jeweils berücksichtigten strukturellen Elements aufweisen (Kalotte, Widerlager, Sohlgewölbe/Sohlplatte).

Die strukturelle Steifigkeit der Trägerelemente wird als $E'_c \times I_y$ des ungerissenen Schnittes berechnet. Das Trägheitsmoment I_y wird in Bezug auf die Achse des Betonquerschnitts berechnet, wobei der Stahl, wo vorhanden, vernachlässigt wird. Der Elastizitätsmodul E'_c , im Falle von ebener Verformung, beträgt

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

mit:

- E_c = Elastizitätsmodul des Betons;
- ν = Poissonsahl (0.2);

Zur Modellierung des unbewehrten Betons wird ein elastisch-lineares Materialmodell verwendet. Die Neuverteilung der Belastungen werden laut Absatz 12.5 des EC2 berechnet, falls die abschnittsweise Steifigkeit durch die Bildung von Rissen, dort wo die Betonzugfestigkeit überschritten wurde (Bildung von plastischen Gelenken) verloren gegangen ist. Die Modellierung der plastischen Gelenke erfolgt durch den Einsatz von Torsionsfedern, deren Steifigkeit iterativ mit der Pöttler-Methode [27][28] berechnet wird.

6.2 INTERAKTION TRAGWERK-BAUGRUND

Die Zusammenspiel Boden-Struktur wird mit dem Einsatz von Point Support Elementen simuliert, die an die Modellknoten gesetzt werden. Nur bei Druckbelastung übertragen diese Elemente den Knoten eine Reaktion, die dem Kontaktdruck Boden-Struktur entspricht. Die Steifigkeit der genannten Elemente wird unter Berücksichtigung des Reaktionsmoduls des Bodens k und der Schnittstelle, welche sich aus dem Paket der Abdichtung - Drainageschicht ergibt, bestimmt. Die erste wird laut den nachfolgend angeführten Relationen bestimmt und zwar jeweils für gekrümmte und gradlinige Oberflächen (Abs. 6.2.1 und 6.2.2). Die zweite wurde mit $60'000 \text{ kN/m}^3$ aufgrund der Eigenschaften des

6 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

6.1 METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE

Le sollecitazioni nel rivestimento definitivo sono state calcolate mediante il programma di calcolo informatico MIDAS Gen2013, basato sul Metodo degli Elementi Finiti (FEM).

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

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

dove:

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

Per la modellazione del calcestruzzo non armato si utilizza un modello costitutivo del materiale elastico-lineare. Viene presa in considerazione la redistribuzione delle sollecitazioni in seguito alla perdita di rigidezza sezionale causata dall'apertura di fessure laddove venga superata la resistenza a trazione del calcestruzzo (formazione di cerniere plastiche), in accordo con il paragrafo 12.5 dell'EC2. La modellazione delle cerniere plastiche avviene mediante l'inserimento di molle torsionali la cui rigidezza è calcolata iterativamente mediante il metodo di Pöttler [27][28].

6.2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

L'interazione terreno-struttura viene simulata mediante l'utilizzo di elementi point support posti in corrispondenza dei nodi del modello. Tali elementi trasmettono ai nodi, solo se compressi, una reazione pari alla pressione di contatto terreno-struttura. La rigidezza degli elementi citati è determinata tenendo conto del modulo di reazione del terreno k e dell'interfaccia data dal pacchetto impermeabilizzazione-strato drenante. La prima è definita secondo le relazioni di seguito descritte (paragrafo 6.2.1 e 6.2.2), rispettivamente per superfici curve e rettilinee. La seconda è stata assunta pari a $60'000 \text{ kN/m}^3$ in virtù delle caratteristiche del pacchetto d'impermeabilizzazione. Quest'ultima ha valenza per

Abdichtungsstreifens angenommen. Letztere gilt für Verschiebungen von weniger als 0.5 cm. Werden diese Verschiebungen überschritten, entspricht die Schnittstellensteifigkeit der des Gebirges.

Die tangenziale Steifigkeit wurde aufgrund des Vorhandenseins des Abdichtungsmantels bei der Schnittstelle Boden-Struktur vernachlässigt.

spostamenti inferiori a 0.5 cm. Superati tali spostamenti, la rigidezza dell'interfaccia diventa quella dell'ammasso.

La rigidezza tangenziale è stata trascurata in virtù della presenza del manto di impermeabilizzazione nell'interfaccia terreno-struttura.

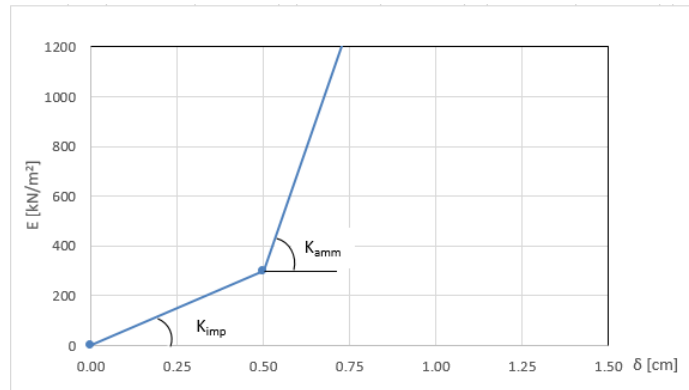


Abbildung 6: Schematisierung der Kontaktsteifigkeit

Figura 6: Schematizzazione dell'interfaccia

6.2.1 Modellierung der Bettung

6.2.1 Rigidezza radiale

Die radiale Bettung der Innenschale im Gebirge/Boden ermittelt sich in der Regel unter Berücksichtigung des Elastizitätsmoduls E und der Querdehnzahl ν des Gebirges/Bodens sowie der Systemlinie des entsprechenden Innenschalenradius R wie folgt:

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

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

Hierbei ist:

Dove:

- K_R = radiale Bettung Innenschale – Gebirge [MN/m³]
- E = Elastizitätsmodul des umliegenden Bodens/Gebirges
- E_s = Steifemodul des umliegenden Bodens/Gebirges
- ν = Querdehnzahl des Bodens/Gebirges
- R = Tunnelradius Systemlinie

- K_R = rigidezza del letto di molle radiali a contatto con l'anello interno [MN/m³]
- E = modulo elastico dell'ammasso roccioso
- E_s = modulo edometrico dell'ammasso roccioso
- ν = coeff. di Poisson dell'ammasso roccioso
- R = raggio della galleria – linea di riferimento

6.2.2 Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle

6.2.2 Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo

Das Widerlager der Konstruktion mit Sohlplatte bzw. offener Sohle (Querschläge) wird durch Federn mit zugehöriger Steifigkeit in Abhängigkeit der dazugehörigen Einflussbreite „b“ modelliert. Die Federkonstanten sind wie folgt zu ermitteln:

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

Federkonstante c_v – vertikal

Costante della molla c_v – verticale

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

Federkonnstante c_h – horizontal

- $c_h = 0,5 c_v$

6.3 EINWIRKUNGEN

Im Folgenden werden folgende Kürzel für die Einwirkungen herangezogen:

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

6.3.1 Eigengewicht G1

Die für die Berechnung des Eigengewichts verwendete Querschnittsfläche pro Tunnelmeter basiert auf den Planmaßen der Konstruktion.

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

6.3.2 Kettenwerk G2

Die Oberleitungslasten werden laut Abbildung auf der sicheren Seite liegend für 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 2,50 kN

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

Costante della molla c_h – orizzontale

- $c_h = 0,5 c_v$

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 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 2,50 kN

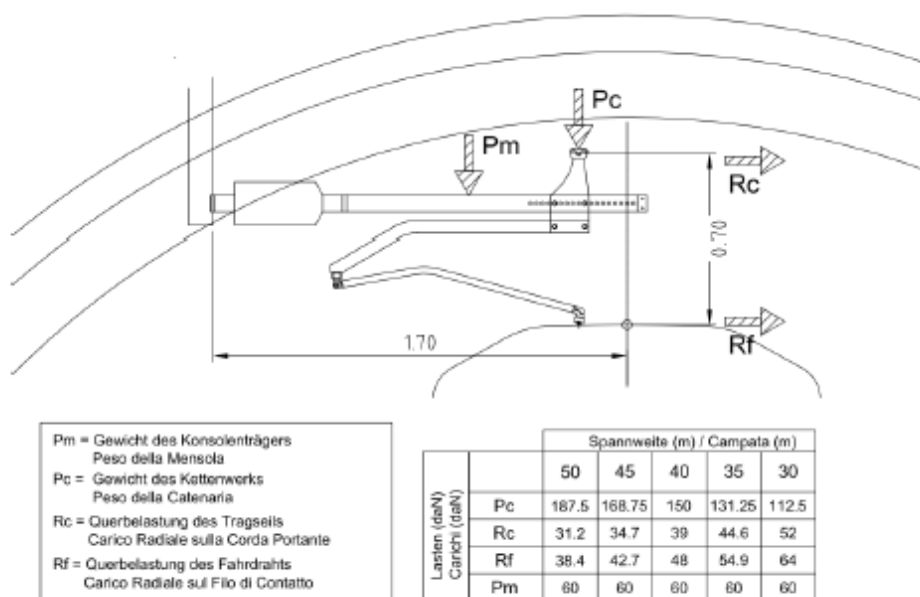


Abbildung 7: Lasten der Oberleitung

Figura 7: Carichi della catenaria

6.3.3 Auffüllung mit Beton oberhalb des Sohlgewölbes G3

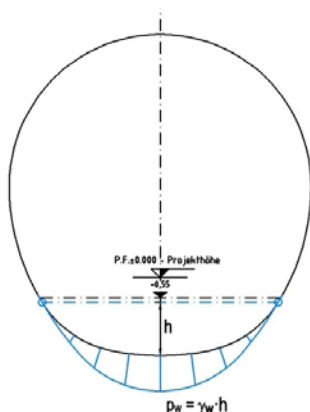
Das für die Berechnung des Eigengewichts verwendete Volumen basiert auf den effektiven Abmessungen der Konstruktion.

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

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

6.3.4 Wasserdruck G4

Für druckentlastete (drainierte) Tunnel wird der Wasserdruck bei Regelquerschnitten mit Sohlgewölbe nur vom unteren Scheitelpunkt unter dem Sohlgewölbe bis in die Höhe der Ulmenlängsdrainage berücksichtigt. Die Wasserlasten sind dann wie folgt anzusetzen:



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

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

6.3.4 Pressione idraulica G4

Per il caso di galleria drenata (senza pressione) nelle sezioni tipi con arco rovescio, il carico idraulico viene considerato solo dal vertice inferiore al di sotto dell'arco rovescio fino all'altezza del drenaggio sul piedritto. Il carico idraulico viene applicato secondo il seguente schema:

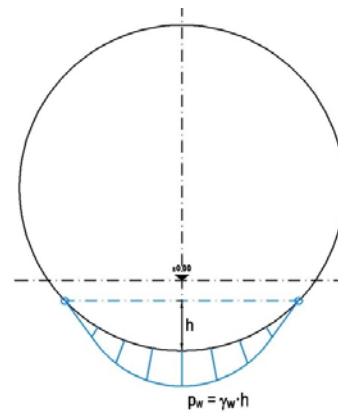


Abbildung 8: Lastbild Wasserdruck – drainierter Regelquerschnitt

6.3.5 Gebirgslast G5

Die Gebirgslast, die auf die Inneschale für die Ausbruchsklassen T4 wirkt, leitet sich durch die Berechnung mit der FE-Methode ab.

Die Gebirgslast für die Ausbruchsklassen T4 zeigt hingegen einen konstanten Verlauf mit linearer Verminderung des Drucks, der unter dem Sohlgewölbe gegen Null neigt.

Beide Gebirgslasten wurden nach vollständigem Verfall der fiktiven Aushubkräfte (letzte Stufe der FEM-Analyse) berechnet.

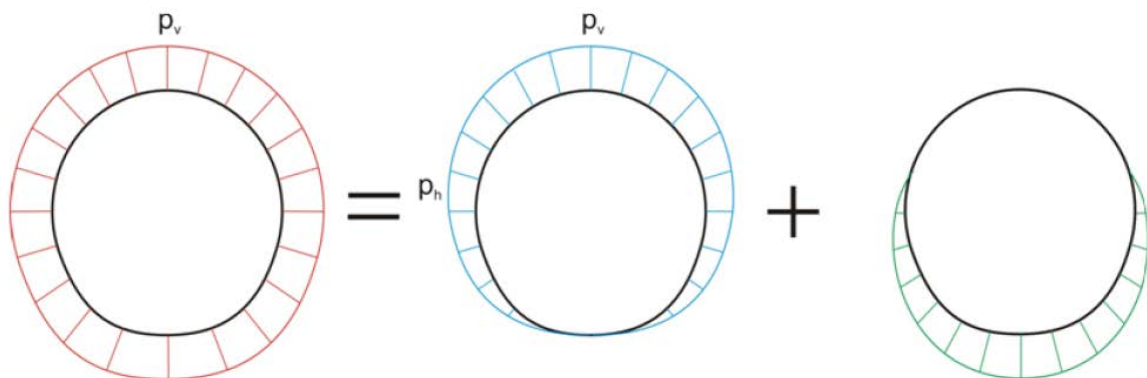


Abbildung 9: Qualitative Darstellung der numerisch ermittelten Normalspannungen (rot), der aktiven Gebirgslast (blau) und der passiven Bettungsreaktion (grün)

6.3.6 Squeezinq e swelling G7

Es liegen keine Phänomene dieser Art vor.

6.3.7 Kriechen und Schwinden des Betons G6

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

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

Kriechen und Schwinden des Betons bewirken eine Längenänderung Δl (Endschwindmaß), auf die die Berechnung basieren muss, und zwar in Form einer gleichmäßigen Temperaturabkühlung.

Für alle Abschnitte die höher als 25 cm sind und aus Beton C30/37 bestehen, ergibt sich eine Durchschnittsverformung durch autogenes zeitlich unendliches Schwinden von 0.27‰. Bei der Bemessung wurde gemäß Norm 50% des Schwindens angenommen, 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),

Figura 8: Pressione idrostatica - Sezione tipo drenata

6.3.5 Carico dell'ammasso G5

Il carico d'ammasso che agisce sul rivestimento definitivo per la sezione di scavo T4 deriva da calcoli svolti mediante analisi agli elementi finiti.

Il carico dell'ammasso presenta un andamento costante con riduzione lineare della pressione che al disotto dell'arco rovescio tende a zero.

Il carico agente è calcolato a partire dal completo decadimento delle forze fittizie di scavo (ultimo step delle analisi FEM).

Figura 9: Rappresentazione qualitativa delle tensioni normali (rosso), ottenute dal calcolo numerico, del carico attivo dell'ammasso (blu) e della reazione assestamento del terreno (verde).

6.3.6 Squeezinq e swelling G7

Non sono presenti fenomeni di rigonfiamento.

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

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

Per tutte le sezioni con altezza maggiore di 25 cm e calcestruzzo con classe di resistenza C30/37 risulta una deformazione media per ritiro autogeno a tempo infinito pari a 0.27‰. Nel dimensionamento si è assunto il 50% del ritiro imposto dalla Normativa, simulabile mediante l'applicazione di un abbassamento uniforme della temperatura di -13.4°C. Tale riduzione dovrà essere ottenuta, ad esempio, mediante l'utilizzo di un superfluidificante performante (tipo

nicht-kalkhaltigen Zuschlagstoffen und Zugabe eines Expansionsmittels (Typ MasterLife SRA100 von BASF) bewirkt werden. Das angewandte System muss auf der Baustelle durch Eignungsprüfungen nachgewiesen werden.

Bei der Modellierung der Innenschale, insbesondere bezüglich Absatz 4.1.1.1 des NTC08, wendet man eine gleichmäßige Temperaturabkühlung von -6.7°C für den GZT und von -8.9°C für den GZG an.

6.3.8 Temperatur Q1

Die Dimensionierung der Innenschale hat unter Berücksichtigung der Temperatureinwirkung gemäß der nachfolgenden Tabelle entsprechend dem Abstand zum Portal zu erfolgen.

Abstand Portal / Distanza dall'imbocco [km]	3,0 - 10,0	
Temperaturgradient / gradiente della temperatura ΔT / [$^{\circ}\text{C}$]	2	
ΔT_{eff} [$^{\circ}\text{C}$]	Winter / Inverno	Sommer / Estate
	-10	10

Tabelle 10: Temperatureinwirkung Innenschale

Der Temperaturgradient ΔT gibt die Temperaturdifferenz zwischen der Innenkante Innenschale und Außenkante Innenschale wieder.

Temperaturbeanspruchungen während des Baus der Innenschale können vernachlässigt werden.

Die von der Temperatur ausgehenden Einwirkungen in Folge eines Brands sind Gegenstand des Absatzes 6.3.12.

6.3.9 Erdbebeneinwirkung E1

Im Gegensatz zu den anderen Lastkombinationen hat die Erdbebenlast einen geringen Einfluss und wird deshalb nicht berücksichtigt.

6.3.10 Druck / Sog infolge Zugfahrt A1

Die Be- und Entlastungsvorgänge, welche aus dem Zugverkehr resultieren sind in Dokument D0118-064 „Aerodynamik – Klima – Lüftung“ definiert. Dem Dokument kann entnommen werden, dass im Extremfall (außergewöhnliche Einwirkung) im Tunnel aerodynamische Einwirkungen von $\Delta p_{\text{Druck}} = + 11 \text{ kN/m}^2$ und $\Delta p_{\text{Sog}} = - 9 \text{ kN/m}^2$ auftreten. Da diese Einwirkungen, auch unter Berücksichtigung der entsprechend Teilsicherheitsfaktoren die maßgebende Einwirkung darstellen, werden diese nur mit Einwirkungen in außergewöhnlicher Bemessungssituation nachgewiesen.

6.3.11 Anpralllast A2

MasterGlenium della BASF), di inerti non calcarei e tramite l'aggiunta di un espansivo (tipo MasterLife SRA100 della BASF). Il sistema adottato dovrà essere verificato con prove preventive in cantiere.

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

6.3.8 Temperatura Q1

Per il dimensionamento dei rivestimenti definitivi si considerano azioni termiche, in conformità alla seguente tabella, secondo la distanza dall'imbocco.

Tabella 10: Variazione termica

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

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

Le azioni derivanti dalle alte temperatura a seguito di incendio sono oggetto del paragrafo 6.3.12.

6.3.9 Azione sismica E1

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

6.3.10 Pressione aerodinamica A1

I processi di carico e scarico tensionale a seguito del passaggio dei treni sono definiti nel documento D0118-064 „Aerodinamica – clima – ventilazione“. Dal documento si deduce che in casi estremi (azioni eccezionali) si presentano in galleria azioni aerodinamiche di $\Delta p_{\text{pressione}} = + 11 \text{ kN/m}^2$ e $\Delta p_{\text{aspirazione}} = - 9 \text{ kN/m}^2$. 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.

6.3.11 Urto A2

Die Einwirkung Anprall Schienenfahrzeuge ist nur in den Verzweigungsbauwerken und Portalen zu berücksichtigen. Aus diesem Grund wurde die Anpralllast im vorliegenden Bericht nicht untersucht.

6.3.12 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 die Temperatur-Zeit Kurve laut UNI 11076 gemäß D0118-04326 "Sicherheit gegen die Brandexplosionen" gewährleistet.

Die bewehrten und unbewehrten Abschnitte sind hinsichtlich eines Brandes gemäß den Kriterien des spezifischen Berichts [5] geprüft worden. Im vorliegenden Bericht beschränkt man sich darauf hinzuweisen, dass, einvernehmlich mit der Tabelle D.6.3 des D.M. 16.02.2007 "Klassifizierung der Feuerbeständigkeit der Bauprodukte und -elemente für Bauwerke", folgende Bedingungen ausreichend zur Gewährleistung der REI 120 Klasse sind:

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

Beide Voraussetzungen sind erfüllt.

6.4 LASTFALLKOMBINATIONEN

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen sind gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ zu berücksichtigen.

Die für die Dimensionierung der Innenschale maßgebenden Einwirkungskombinationen sind in Tabelle 11 zu finden.

Lastfall / Caso di carico Einwirkung sko mbination /Combinazi oni	ständig / permanenti							vorübergehend / variabili			außergewöhnlich / eccezionali		
	Eigengewicht	Oberleitung	Sohibeton	Wasserdruck	Gebirgslast ohne Auftrieb	Kriechen und Schwinden	Quell-druck	Temperatur (Sommer)	Temperatur (Winter)	Verkehrslast (Zugfahrt)	Brand	Druck infolge Zugfahrt	Sog infolge Zugfahrt
	Peso proprio	Catenaria	Carichi permanent sull'arco rovescio	Carico idraulico	Carichi della roccia in condizioni asciutte	Ritiro e rilassamento	Swelling- Squeezing	Temperatura (Estate)	Temperatura (inverno)	Carico ferroviario	Fuoco	Carico aerodinamico (pressione)	Carico aerodinamico (aspirazione)
	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	Q1	Q1	Q2	A3	A1	A1
drucktlastet / 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			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 11: Lastfallkombinationen Innenschale

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

6.3.12 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]. 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 COMBINAZIONE DI CARICO

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

Le combinazioni delle azioni rilevanti per il dimensionamento dell'anello interno sono di seguito riportate nella Tabella 11:

Tabella 11: Combinazioni di carico rivestimento definitivo

6.5 NACHWEISVERFAHREN

Für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Innenschale wurden die Lastfallkombinationen laut Vorgaben in NTC2008, Abs. 2.5.3 angewandt.

6.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

6.5.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

Die zu berücksichtigenden Teilsicherheitsfaktoren variieren in Abhängigkeit der Kombinationsregeln sowie den Bedingungen und sind dem Anhang zu entnehmen. Folgende Teilsicherheitsfaktoren sind gemäß EC 7 bzw. NTC2008 für ständige, vorübergehende, außergewöhnliche Bemessungssituationen zu berücksichtigen:

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

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

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

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

Werden die Einwirkungen aus dem Schwinden für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit berücksichtigt, ist gemäß EC2, Teil 1, Abs. 2.4.2.1 der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{SH} = 1,0$ zu berücksichtigen.

6.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

Folgende Kombinationsbeiwerte sind gemäß EN 1990 bzw. NTC2008 zu berücksichtigen:

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

Tabelle 12: Kombinationsbeiwerte

6.5.1.3 Lastfallkombinationen

Die zu untersuchenden Lastfallkombinationen sind gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ zu berücksichtigen.

Die für die Dimensionierung der Innenschale entsprechenden maßgebenden Lastfallkombinationen sind in Funktion der in-situ vorherrschenden Randbedingungen auszuwählen

6.5.1.4 Teilsicherheitsfaktoren Widerstand

Wie mit BBT SE vereinbart, werden die Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände wie nachfolgend aufgeführt bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation (BS1 und BS2) unter Annahme der Lebensdauer des Bauwerkes von 200 Jahren berücksichtigt:

6.5 VERIFICHE

Per la verifica allo stato limite ultimo ed allo stato limite di esercizio dell'anello interno 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 12: 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 ψ .

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

6.5.1.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

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

Calcestruzzo armato

Stahlbeton

- Teilsicherheitskoeffizient für den Betonwiderstand $\gamma_c = 1,60$
- Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Langzeitwirkung der Betondruckfestigkeit: $\alpha_{cc} = 0,85$
- Teilsicherheitskoeffizient für Stahlwiderstand $\gamma_s = 1,20$

Unbewehrter Beton

- Teilsicherheitskoeffizient für den Betonwiderstand $\gamma_c = 1,60$
- Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Langzeitwirkung der Betondruck- bzw. -zugfestigkeit: $\alpha_{cc,pl.}/\alpha_{ct,pl.} = 0,80$

Für den Nachweis der außergewöhnlichen Bemessungssituation (BS3) sind die Teilsicherheitsfaktoren mit $\gamma_c = 1,2$ und $\gamma_s = 1,0$ zu anzusetzen. Der Abminderungsbeiwert der Betondruckfestigkeit α_{cc} bleibt unverändert.

6.5.1.5 Bemessung auf Biegung und Längskraft

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

Der Nachweis des unbewehrten Betons erfolgt gemäß dem NTC2008, Kapitel 4.1.11.1.

Bei den unbewehrten Abschnitten mit hoher Exzentrizität, berücksichtigt man gemäß EC2 (§12.3.1) die Betonzugfestigkeit bis zum Bemessungswert f_{ctd} . Der Nachweis gilt als erfüllt, wenn:

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

6.5.1.6 Bemessung Querkraft

Die Bemessung des Stahlbetons erfolgt gemäß den Vorgaben des NTC2008, Abs. 4.1.2.1.2.4.

Der Nachweis bei der unbewehrten Innenschale erfolgt gemäß Kapitel 4.1.11.1 des NTC2008.

- Koeffiziente partielle di sicurezza per la resistenza del calcestruzzo $\gamma_c = 1,60$
- Koeffiziente riduttivo della resistenza a compressione del calcestruzzo di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0,85$
- Koeffiziente partielle di sicurezza γ_s per la resistenza dell'acciaio $\gamma_s = 1,20$

Calcestruzzo non armato

- Koeffiziente partielle di sicurezza per la resistenza del calcestruzzo $\gamma_c = 1,60$
- Koeffiziente riduttivo della resistenza a compressione e a trazione del calcestruzzo di lunga durata: $\alpha_{cc,pl.}/\alpha_{ct,pl.} = 0,80$

Per le verifiche nella situazione di dimensionamento eccezionale i fattori parziali di sicurezza devono essere considerati con $\gamma_c = 1,20$ e $\gamma_s = 1,00$. Il coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo α_{cc} 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.

Per il calcestruzzo non armato si seguono le NTC 2008, par. 4.1.11.1.

Nelle sezioni non armate con un'elevata eccentricità, 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:

6.5.1.6 Verifica a taglio

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

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

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

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

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

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

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

Bei den überwiegend komprimierten Abschnitten wird die Durchschnittsbelastung der Druckspannung σ_c als Durchschnitt der Komprimierungen im reagierenden Abschnittsteil 'x' berechnet:

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

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

In den Abschnitten mit hoher Exzentrizität, bei Annahme der Betonzugfestigkeit bis f_{ctd} , wird der Querkraftwiderstand des Abschnitts ausgewertet, indem der ganze Abschnitt als reagierend ($x=h$) betrachtet wird und die Spannung σ_c als Durchschnittsspannung des ganzen Abschnitts, sowohl unter Druck- als auch unter Zugbelastung.

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

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

6.5.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

6.5.2 Stati Limite Esercizio (SLE)

6.5.2.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

Im Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind gemäß den Kombinationsregeln die charakteristischen Einwirkungen zu berücksichtigen.

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 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

In Tabelle 11 sind die in den Lastfallkombinationen zu berücksichtigenden Koeffizienten aufgeführt. Die Kombinationsbeiwerte sind gemäß Tabelle 12 zu berücksichtigen.

6.5.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In Tabella 11 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 12.

6.5.2.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen sind gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ zu berücksichtigen.

6.5.2.3 Combinazioni delle azioni

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

6.5.2.4 Teilsicherheitsfaktoren Widerstand

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind die charakteristischen Werte der Widerstände zu berücksichtigen.

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 Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen

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

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 Begrenzung der Rissbreiten

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist für die maßgebenden Einwirkungskombinationen unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren und Abminderungsfaktoren ψ laut Tabelle 11 die maximale Rissweite w_{kal} unter Berücksichtigung NTC2008 nachzuweisen. Die zulässige Rissbreite für Normalbeton ohne besondere Anforderung der Dichtigkeit oder bei Existenz einer Abdichtung ist auf $w_{kal} \leq 0,3$ mm zu begrenzen.

Bei besonderer Anforderung an die Dichtigkeit der Betoninnenschale oder bei aggressiven oder sehr aggressiven Umgebungsbedingungen ist die maximale Rissweite auf $w_{kal} \leq 0,2$ mm zu begrenzen.

6.6 BAULICHE DURCHBILDUNG

6.6.1 Bauliche Durchbildung

Gemäß UNI 11104 ist bei der Expositionsklasse XC3 die Verwendung von Beton C28/35, bei der Expositionsklasse XC4 Beton C32/40 vorgesehen.

Die Berechnung der Mindestbetondeckung zur Gewährleistung der Bauwerklebensdauer >100 Jahren erfolgt laut NTC2008:

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

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

Tabelle 13: Mindestbetondeckung

Um die Stärke zu vereinheitlichen, ist eine Betondeckung entlang des ganzen Tunnels von 5 cm vorgesehen.

6.6.2 Mindestbewehrung

Ist eine bewehrte Innenschale vorgesehen, wird die Mindestbewehrung gemäß NTC 2008, Punkt 4.1.6.1.1. ermittelt.

Die Querschnittsfläche der Längszugbewehrung darf nicht geringer sein als:

6.5.2.6 Limitazione dello spessore delle fessure

In considerazione delle NTC2008, si controlla allo SLE lo spessore massimo delle fessure w_{kal} per le combinazioni di carico rilevanti, in considerazione dei fattori parziali di sicurezza e dei coefficienti di riduzione ψ secondo Tabella 11. La larghezza delle fessure ammessa per il cls normale senza particolari requisiti di spessore o in presenza di impermeabilizzazione è limitata a $w_{kal} \leq 0,3$ mm.

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

6.6 STRUTTURA COSTRUTTIVA

6.6.1 Classe di esposizione e copriferro minimo

In accordo alle UNI 11104, in classe di esposizione XC3 è previsto l'utilizzo di calcestruzzo C28/35 mentre in classe di esposizione XC4 è previsto l'utilizzo di calcestruzzo C32/40.

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

	XC3	XC4
Classe di resistenza (UNI 11104)	28/35	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 13: 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:

$$A_{S,\min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d$$

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

wobei:

- b die mittlerer Breite der Zugzone;
- d die Nutzhöhe des Querschnitts;
- f_{ctm} der Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons;
- f_{yk} der charakteristische Wert der Streckengrenze des Betonstahls ist.

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 ERGEBNISSE

Die in Anhang 5 aufgezeigten Analysen zeigen, dass für die FEM-Modelle zur Simulation des Auflockerungsdrucks der Klasse T4 eine Biegebewehrung $\Phi 14$ mit Abstand 150 in der Kalotte und $\Phi 16$ mit Abstand 150 im Bereich der Ulmen und am Sohlgewölbe erforderlich sind. Die Lastverteilungsbewehrung besteht aus $\Phi 10$ mit Abstand 200.

Der Einbau von Schubbewehrung wird nicht als notwendig erachtet.

Die Ergebnisse aus den statischen Berechnungen wurden mit jenen aus vereinfachten Berechnungsmethoden und durch ähnliche Berechnungen an vergleichbaren Strukturen auf ihre Richtigkeit geprüft. Die erhaltenen Ergebnisse sind daher als akzeptabel und richtig zu erachten.

6.7 RISULTATI

Le analisi riportate in Appendice 5 mostrano che i modelli FEM per la simulazione del carico d'allentamento necessitano l'impiego di armatura flessionale $\Phi 14$ passo 150 in calotta, $\Phi 16$ passo 150 lungo i paramenti e nell'arco rovescio. L'armatura di ripartizione è costituita da $\Phi 10$ passo 200.

Non si riscontra la necessità di predisporre dell'armatura a taglio.

I risultati emersi dall'analisi statica condotta sono stati validati mediante confronto con metodi di calcolo semplificati e attraverso raffronti con altre analisi svolte su opere paragonabili. I risultati ottenuti sono pertanto ritenuti accettabili e corretti.

7 VERZEICHNISSE

7.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1 Geomechanische Homogenbereiche	9
Tabelle 2 Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone und Wahrscheinlichkeitsverteilung der unterschiedlichen Klassen (die mit [*] angegebenen Gebirge haben vorgesehene Längen von unter ca. 100m, während für die mit [**] angegeben Gebirge stellte sich heraus, dass die Literaturwechselbeziehungen zwischen RMR und nicht gültig sind; in beiden Fällen wurden die RMR und GSI Mittelwerte angewandt).	9
Tabelle 3 Typische Parameter des Gebirges in den unterschiedlichen Zonen und Klassen	10
Tabelle 4 Lage der Trennflächen im Bündnerschieferkomplex	10
Tabelle 5 Ergebnisse Kennlinienverfahren. c_f = Ortsbrustkonvergenz, c_a = absolute Konvergenz am natürlichen Gleichgewicht, c_r = relative Konvergenz am natürlichen Gleichgewicht, F_{plf} = plastische Zone an der Ortsbrust, F_{pla} = plastische Zone Gleichgewicht, R = Ausbruchradius (mit 4.86m angenommen).	11
Tabelle 6 Ergebnisse der empirischen Methoden	12
Tabelle 7 Vorgeschlagene Stabilitätskriterien in [21] [22]; c_f = Ortsbrustkonvergenz; F_{pf} = Umfang des plastischen Streifens an der Ortsbrust; $R_{scavo} = r_{eq}$ = entsprechender Aushebungsradius.	12
Tabelle 8: Verwendete geomechanische Parameter (FdE-MM T4)	16
Tabelle 9: Eigenschaften der Außenschale FdE-MM-T4.....	17
Tabelle 10: Temperatureinwirkung Innenschale.....	26
Tabelle 11: Lastfallkombinationen Innenschale.....	27
Tabelle 12: Kombinationsbeiwerte	28
Tabelle 13: Mindestbetondeckung	31

7.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Auszug aus dem geomechanischen Längsprofil und des geologischen Lageplans [3]-[4] mit Angabe des Untersuchungsgebietes.....	6
Abbildung 2: Qualitative Darstellung der Einwirkung aus dem Gebirge auf die Schale bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten	13
Abbildung 3: Analyseabschnitt FdE-MM-T4	15

7 ELENCHI

7.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Zone geomeccaniche omogenee.....	9
Tabella 2: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea e distribuzione probabilistica delle diverse classi (gli ammassi indicati con [*] hanno lunghezze previste inferiori a circa 100m, mentre per quelli indicati con [**] non risultano valide le correlazioni da letteratura tra RMR e GSI; in entrambi i casi sono stati adottati i valori medi di RMR e GSI).	9
Tabella 3: Parametri caratteristici dell'ammasso nelle diverse zone e classi	10
Tabella 4: Giacitura delle discontinuità nel complesso dei calcescisti	10
Tabella 5: Risultati del metodo delle Linee Caratteristiche. c_f = convergenza al fronte, c_a = convergenza assoluta all'equilibrio naturale, c_r = convergenza relativa all'equilibrio naturale, F_{plf} = fascia plastica al fronte, F_{pla} = fascia plastica all'equilibrio naturale, R = raggio di scavo (assunto pari a 4.86m).	11
Tabella 6: Risultati dei metodi empirici	12
Tabella 7: Criteri di stabilità proposti in [21] [22]; c_f = convergenza al fronte; F_{pf} = estensione della fascia plastica al fronte; $R_{scavo} = r_{eq}$ = raggio equivalente di scavo.	12
Tabella 8: Parametri geomeccanici considerati (FdE-MM T4)	16
Tabella 9: Caratteristiche rivestimenti di prima fase FdE-MM T4	17
Tabella 10: Variazione termica	26
Tabella 11: Combinazioni di carico rivestimento definitivo	27
Tabella 12: Coefficienti di combinazione	28
Tabella 13: Copriferro minimo.	31

7.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Estratto del profilo geomeccanico longitudinale e della planimetria geologica [3]-[4] con indicazione dell'area di studio.	6
Figura 2: Rappresentazione qualitativa degli effetti dell'ammasso sul rivestimento, in caso di ammasso fratturato	13
Figura 3: Sezione di analisi FdE-MM T4.....	15

Abbildung 4: Kraft-Verformungsverhalten der Anker.....	18
Abbildung 5: Berücksichtigte FFS für das Modell FdE-MM T4	19
Abbildung 6: Schematisierung der Kontaktsteifigkeit	22
Abbildung 7: Lasten der Oberleitung.....	24
Abbildung 8: Lastbild Wasserdruck – drainierter Regelquerschnitt	25
Abbildung 9: Qualitative Darstellung der numerisch ermittelten Normalspannungen (rot), der aktiven Gebirgslast (blau) und der passiven Bettungsreaktion (grün)	25

Figura 4: Comportamento sforzo-deformazione per gli ancoraggi	18
Figura 5: FFS considerate per il modello FdE-MM T4	19
Figura 6: Schematizzazione dell'interfaccia.....	22
Figura 7: Carichi della catenaria.....	24
Figura 8: Pressione idrostatica - Sezione tipo drenata	25
Figura 9: Rappresentazione qualitativa delle tensioni normali (rosso), ottenute dal calcolo numerico, del carico attivo dell'ammasso (blu) e della reazione assestamento del terreno (verde).	25

7.3 ANLAGENVERZEICHNIS

- ANHANG 1 – GEOMECHANISCHE KARTEN
- ANHANG 2 - KENNLINIENVERFAHREN
- ANHANG 3 - BRUCHKÖRPERANALYSE
- ANHANG 4 - FEM-ANALYSE DER AUßENSCHALE SCHNITT FDE-MM-T4
- ANHANG 5 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE
- ANHANG 6 - FEM-ANALYSE DER STRINWAND

7.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - SCHEDE GEOMECCANICHE
- APPENDICE 2 - CURVE CARATTERISTICHE
- APPENDICE 3 - ANALISI DEI BLOCCHI
- APPENDICE 4 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE SEZIONE FDE-MM-T4
- APPENDICE 5 - ANALSI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO
- APPENDICE 6 - ANALSI FEM DELLA PARETE DI FONDO

7.4 REFERENZDOKUMENTE

7.4.1 Eingangsdokumente

7.4.1.1 Ausführungsprojekt Baulos Mault 2-3

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Gesamtbauwerke - Technischer Bericht - Allgemeiner geomechanischer Bericht
- [2] 02_H61_GD_040_GTB_D0700_22001 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 2 - Geomechanischer Detailbericht
- [3] 02_H61_GD_040_GLS_D0700_22002 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 2 - Geomechanischer und Planungsvorprofil - GL-T, FdE-GL-T, FdE-GL-TT, GL-CM Ost - von km 44+192 bis km 46+769
- [4] 02_H61_GD_040_GLS_D0700_22003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 2 - Geomechanischer und Planungsvorprofil - GL-T, FdE-

7.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

7.4.1 Documenti in ingresso

7.4.1.1 Progetto Esecutivo Lotto Mault 2-3

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mault 2-3 - Opere generali - Relazione tecnica - Relazione geomeccanica generale
- [2] 02_H61_GD_040_GTB_D0700_22001 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mault 2-3 - Opere generali Parte 2 - Relazione geomeccanica di dettaglio
- [3] 02_H61_GD_040_GLS_D0700_22002 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mault 2-3 - Opere generali Parte 2 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione - GL-T, FdE-GL-T, FdE-GL-TT, GL-CM Est - da km 44+192 a km 46+769
- [4] 02_H61_GD_040_GLS_D0700_22003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mault 2-3 - Opere generali Parte 2 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione -

GL-T, FdE-GL-TT, GL-CM West - von km 44+155 bis km 46+732

- [5] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 – Sicherheit bzgl. Feuerexposition

7.4.1.2 Technische Projektaufbereitung

- [6] Geomechanischer Bericht Haupttunnel Mault PMF Trens“
- [7] Geomechanischer Bericht Erkundungstollen Mault-Brenner

7.4.1.3 Ausführungsprojekt Erweiterung Baulos Mault 1

- [8] D0755/02-V04-OP.EN 01.01 – Statistische Berechnung der Außenschale – Haupttunnel km 46+800/47+800

7.4.2 Normen und Richtlinien

- [9] Technische Konstruktionsnormen 2008 – NTC 2008;
- [10] Leitfaden N.617, Vorgehensweise für technische Konstruktionsnormen, Ausgabe Januar 2008
- [11] DM 28/10/2005 Sicherheit für Bahntunnel
- [12] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Grundlage für Konstruktion und Dokumentation zur nationalen Umsetzung ;
- [13] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [14] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Planung von für Stahlbetonbauwerke und Dokumente zur nationalen Umsetzung;
- [15] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Geotechnik und Dokumente zur nationalen Umsetzung
- [16] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Geotechnik und Dokumente zur nationalen Umsetzung
- [17] 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".
- [18] D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"

GL-T, FdE-GL-T, FdE-GL-TT, GL-CM Ovest - da km 44+155 a km 46+732

- [5] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003- Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mault 2-3 - Sicurezza nei riguardi di esposizione al fuoco

7.4.1.2 Elaborazione tecnica del progetto

- [6] Relazione geomeccanica Canne principali Mault PMF Trens
- [7] Relazione geomeccanica Cunicolo esplorativo Mault-Brennero

7.4.1.3 Progetto Esecutivo Estensione Lotto Mault 1

- [8] D0755/02-V04-OP.EN 01.01 - Relazione statica rivestimento di prima fase - Galleria di linea km 46+800/47+800

7.4.2 Normativa

- [9] Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 – NTC 2008;
- [10] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [11] DM 28/10/2005 , Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.
- [12] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Basi per la progettazione strutturale e documento di applicazione nazionale3
- [13] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [14] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale
- [15] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica e documento di applicazione nazionale
- [16] UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"
- [17] 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".
- [18] D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"

7.4.3 Literatur

- [19] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.
- [20] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method”, Eurock '96, pagg. 855-860.
- [21] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [22] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [23] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002
- [24] UNWEDGE-rocsience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [25] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design
- [26] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [27] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993
- [28] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter Innenschalen, Bautechnik 67, 1990
- [29] Rocscience Phase2 online manual (Swellex / Split Sets Section - indicazioni Atlas Copco 2006)
- [30] Cai M., Kaiser P.K., Tasaka Y., Minami M. - Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 44 pag. 247-256, 2007
- [31] MIDAS GTS Manual
- [32] Crowder J., Bawden W.F., Review of Post-Peak Parameters and Behaviour of Rock Masses: Current Trends and Research. Rocscience.
- [33] Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. Toronto: Rocscience, e-book.

7.4.3 Letteratura

- [19] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.
- [20] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method”, Eurock '96, pagg. 855-860.
- [21] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [22] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [23] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002
- [24] UNWEDGE-rocsience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [25] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design
- [26] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [27] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993
- [28] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter Innenschalen, Bautechnik 67, 1990
- [29] Rocscience Phase2 online manual (Swellex / Split Sets Section - indicazioni Atlas Copco 2006)
- [30] Cai M., Kaiser P.K., Tasaka Y., Minami M. - Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 44 pag. 247-256, 2007
- [31] MIDAS GTS Manual
- [32] Crowder J., Bawden W.F., Review of Post-Peak Parameters and Behaviour of Rock Masses: Current Trends and Research. Rocscience.
- [33] Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. Toronto: Rocscience, e-book.

ANHANG 1 - GEOMECHANISCHE KARTEN

In Folge werden die geomechanischen Karten für die Gebirge GA-BST-KS-8f laut Dokumente [6]-[7] wiedergegeben.

APPENDICE 1 - SCHEDE GEOMECCANICHE

Di seguito è riportata le scheda geomeccanica per gli ammassi rocciosi GA-BST-KS-8f secondo il Documento [6]-[7]

Geotechnische Kennwerte		Gebirgsart GA-BST-KS-8f		
Parametri geotecnici		Tipo di ammasso roccioso GA-BST-KS-8f		
Lithologie		Bündnerschieferkomplex: Dünnschichtige Wechselfolge von Glimmermarmor, Kalz Quarzit und Phyllit, Bereiche mit höherem Phyllitanteil - 531		
Litologia		Complesso dei calcescisti: alternanze poco spesse di calcescisti, quarziti calcitici e filladi, a tratti con presenza elevata di fillade - 531		
Gesteinskennwerte / Mineralogie (Labor)		Mittelwert (M)	Standardabweichung (s)	Versuchszahl (n)
Parametri della roccia / Mineralogia (Laboratorio)		Valore medio (M)	Deviazione standard (s)	Numero di prove (n)
γ [MN/m ³]		0,02656	\pm 0,00036	63
α_i [MPa] med (F II sf)		41	\pm 18	3
α_i [MPa] min (F 45° sf)		24	\pm 9	12
m_i [-] (Hoek&Brown) aus Triax.-Druckversuch / da prova triassiale		12	\pm 2	4
E [MPa] aus Einax.-Druckversuch / da prova uniaxiale		43000	\pm 11100	15
ν [-] aus Einax.-Druckversuch / da prova uniaxiale		0,21	\pm 0,05	8
CAI [-]		2,7	\pm 0,4	8
äquiv. Qz-Gehalt / Contenuto equ. di Qz [%]		42	\pm 9	8
Quellpotential / Potenziale di swelling		keines / assente		
Trennflächeneigenschaften (Kartierung / Bohrungen)		Statistische Auswertung der Orientierungen und Eigenschaften der Trennflächen		
Proprietà delle discontinuità (Rilevamento / Sondaggi)		Elaborazione statistica delle giaciture e delle proprietà delle discontinuità		
Schieferung: Orientierung / Abstand		S: 355/60		
Scistosità: Giacitura / Spaziatura				
Trennflächenorientierung [°] (Vertrauenskegel)		RTF2w: 285/85	RTF6: 050/65	
Giacitura delle discontinuità (Cono di confidenza)		RTF5: 110/75		
Trennflächenabstände [mm]		RTF2w: 200-600	RTF6: 200-600	
Spaziatura delle discontinuità		RTF5: 200-600	S: 60-200	
Trennflächendurchgängigkeit [m]		RTF2w: <1	RTF6: 3-10	
Persistenz der discontinuität		RTF5: <1	S: 3-10	
Trennflächenöffnung [mm]		RTF2w: 0	RTF6: 0	
Apertura della discontinuität		RTF5: 0	S: 0	
Trennflächenrauigkeit JRC₀ [-]		RTF2w: 4-8	RTF6: 10-12	
Rugosità delle discontinuität		RTF5: 4-8	S: 4-8	
Trennflächenverwitterung (EN ISO 14689-1)				
Alterazione delle discontinuität				
Trennflächenfüllung (Typ u. %-Anteil)				
Riempimento delle discontinuität (tipo e %)				
Trennflächenkennwerte (Labor)		Bandbreite		Versuchszahl (n)
Parametri delle discontinuität (Laboratorio)		Range		Numero di prove (n)
$\varphi_{peak/res}$ / φ_{base} [°] (unverwilt. TF / Disc. inalterate)		44 - 46 / 19 - 36 / 30 - 31		3 / 2 / 2
$c_{peak/res}$ [MPa] (unverwilt. TF / Disc. inalterate)		1,7 - 4,1 / 0,27 - 0,47		3 / 2
Gebirgskennwerte in-Situ		Bandbreite		Versuchszahl (n)
Parametri dell'ammasso roccioso in sito		Range		Numero di prove (n)
E [MPa] (BLA / Prova dilatometrica): Last/carico 87,8-10,6 MPa		32500-63600		2
Gebirgskennwerte		Statistik der Indexwerte u. berechnete Festigkeits- und Verformungsparameter		
Parametri dell'ammasso roccioso		Statistica dei parametri indice e parametri di resistenza e deformabilità calcolati		
Indexwerte (Kartierung / Bohrungen)		Mittelwert (M)	Standardabweichung (s)	Versuchszahl (n)
Parametri indice (Rilevamento / Sondaggi)		Valori medio (M)	Deviazione standard (s)	Numero di prove (n)
RQD [%] (ISRM)		85	\pm	
RMR [-] (Bieniawski, 1999)		60	\pm	
GSI [-] (Hoek)		50	-	-
Festigkeits- u. Verformungskennwerte (berechnet)		Kombination 1: M	Kombination 2: M - s	Kombination 3: M + s
Parametri di resistenza e deformabilità (calcolati)		Combinazione 1: M	Combinazione 2: M - s	Combinazione 3: M + s
α [MPa] (Hoek&Brown)		1,5	0,9	2,0
α_{cm} [MPa] (Hoek&Brown)		4,6	2,9	6,3
c [MPa] (Mohr-Coulomb): $H_{min}=960m / H_{max}=1110m$		1,9 / 2,0	1,6 / 1,7	2,1 / 2,3
φ [°] (Mohr-Coulomb): $H_{min}=960m / H_{max}=1110m$		27 / 26	24 / 23	30 / 28
E [MPa] (Boyd/Serafim 1983 / Hoek 2002 / Hoek&Diederichs 2006)		- / (4900) / 13200	- / (3900) / 9800	- / 5700 / 16600
Charakteristische Werte / Valori caratteristici		Inputparameter / Valori di input		
γ_k (Gebirge / ammasso) [kN/m ³]		27,0	GSI [-] - Hoek&Brown	50
$\alpha_{i,k}$ (Gestein / roccia) [MPa]		33*	RMR [-] - Bienawski	60
$\alpha_{m,k}$ (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa]		6,3	σ_v ($\gamma \cdot H_{min}/max$) [MPa]	25,9 / 30,0
c_k (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa] - H_{min}/max		2,1 / 2,3	k_0 [-]	0,8-1,0
φ_k (Gebirge / ammasso roccioso) [°] - H_{min}/max		30 / 28		
E_k (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa]		5500		
Bemerkungen		*Wert: M+s (F 45° sf)		
Note		*Valore: M+s (F 45° sf)		

GA-BST-KS-8f: Gebirgsverhaltenstyp GVT 3	
GA-BST-KS-8f: Comportamento dell'ammasso roccioso TCR 3	
Gebirgsart : GA-BST-KS-8f	
SW 263°	NE 83°
NW 353°	SE 173°
Gebirgsarten	GA-BST-KS-8f: Dünnschichtige Wechselfolge von Glimmerarmor, Kalzitquarzit u. Phyllit
Tipo di ammasso roccioso	GA-BST-KS-8f: Alternanze poco spessi di calcescisti, quarziti calcifici e filladi (531)
Orientierung der Haupttrennflächen	Steil einfallende, schiefend bzw. quer zur Tunnelachse verlaufende Trennflächen; Schieferung: mittelsteil einfallend, senkrecht zur Tunnelachse
Direzione delle discontinuità principali	Discontinuità ad alta inclinazione con direzione subparallela, trasversale e perpendicolare all'AT; Scistosità ad inclinazione media con direzione perpendicolare all'AT
Druckhaftigkeit $\sigma_{cm,k}/\sigma_{max}$ (Hoek 2000)	$\geq 0,21$: mittel druckhaft
Rapporto di sollecitazione $\sigma_{cm,k}/\sigma_{max}$	$\geq 0,21$: mediam ente spingente
Einfluss des Bergwassers	vernachlässigbar
Influenza della falda	trascurabile
Quelldruck	keiner
Pressione di rigonfiamento	assente
Gebirgsverhalten	GVT 3: Spannungsbedingte Entfestigung in Hohlraumnähe durch Abscheren über Trennflächen Ortsbrust (kurzfristig stabil): lokale Ausbrüche
Comportamento dell'ammasso roccioso	TCR 3: Allentamenti in corrisp. della cavità attraverso rottura a taglio lungo discontinuità dovuto all'alto stato tensionale Fronte di scavo (stabile a breve termine): locali distacchi di blocchi
Radialdeformation	< 15 cm (Kennlinienverfahren)
Deformazione radiale	< 15 cm (Metodo delle curve caratteristiche)
Bemerkungen	Überlagerung: 960 - 1110 m
Note	Coperatura: 960 - 1110 m

ANHANG 2 - KENNLINIENVERFAHREN

Nachfolgend werden die Kennlinien aufgezeigt, durch die Folgendes bestimmt werden kann:

- Radialer Druck - Konvergenz
- Konvergenz - Entfernung von Ortsbrust
- Radialer Druck - Ausdehnung des plastischen Streifens jenseits des Abbauprofils
- Entfernung von Ortsbrust - Ausdehnung des plastischen Streifens jenseits des Abbauprofils
- Entfernung von Ortsbrust - fiktive Aushubkräfte

Das Verfahren wurde auf den Gebirgen GA-BST-KS-8f mit den optimistischen Parametern aus Kapitel 5.2.2 und unter Annahme eines elastisch-plastischen Materialverhaltens mit softening und nicht damit verbundenem Fließen des Materials Gestein laut Mohr-Coulomb und unter Berücksichtigung der Formel von Ribacchi [19] angewandt.

Die Kurve "Konvergenz - Entfernung zur Ortsbrust" wurde durch ein vereinfachtes, analytisches Verfahren ermittelt, das die Relationen von Nguyen, Minh et al. [20] verwendet.

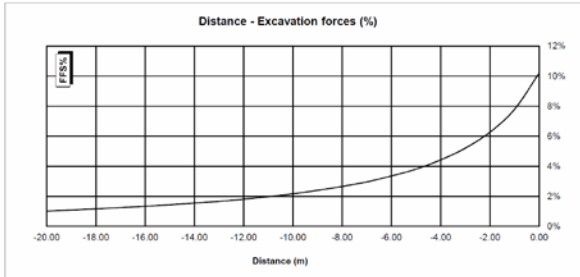
APPENDICE 2 - CURVE CARATTERISTICHE

Di seguito sono riportate le curve caratteristiche, mediante le quali è stato possibile valutare:

- 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

L'analisi è stata eseguita per l'ammasso GA-BST-KS-8f con i valori ottimistici riportati nel Capitolo 5.2.2 assumendo un modello costitutivo elasto-plastico con softening e flusso non associato del materiale roccia secondo Mohr-Coulomb, nella formulazione proposta da Ribacchi [19].

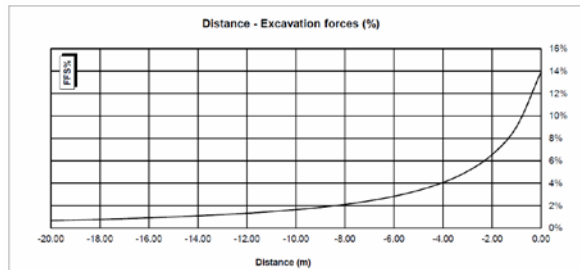
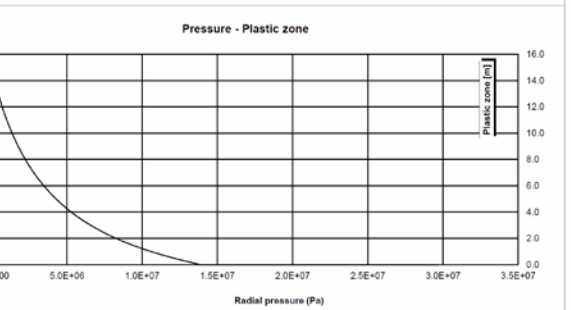
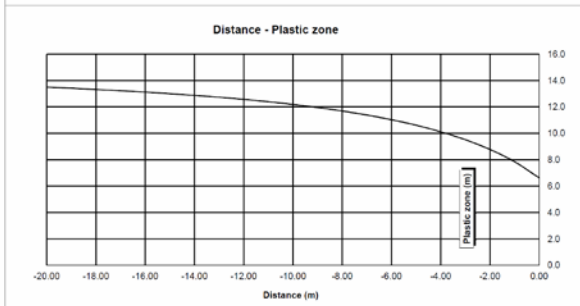
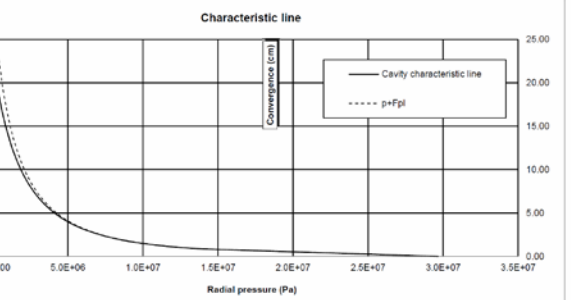
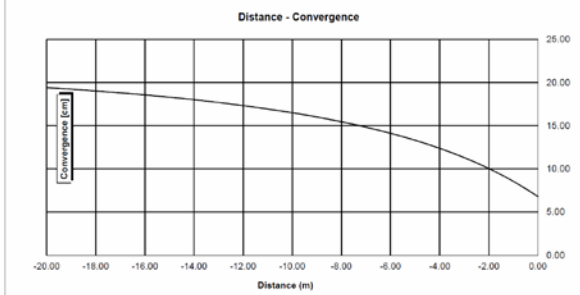
La curva "Convergenza – Distanza dal fronte" è stata ricavata attraverso un procedimento analitico semplificato che sfrutta le relazioni proposte da Nguyen, Minh et al. [20]



13_GA-BST-KS-8f

INPUT DATA		RESULTS	
Weight [N/mc]	26600	At final equilibrium	
Overburden [m]	1115	Total convergence [cm]	22.7
Excavation radius [m]	4.84	Convergence after excavation [cm]	15.9
		Plastic zone thickness [m]	14.8
Peak internal friction angle [°]	27.69	Equilibrium at excavation face	
Post peak internal friction angle [°]	21.15	Convergence [cm]	6.8
Peak cohesion [Pa]	2193000	1 - (deconfinement ratio) [%]	10.2%
Post peak cohesion [Pa]	1392000		
Deformation modulus [Pa]	1.15E+10		
Poisson's ratio [-]	0.3		
Dilation angle [°]	3.50		

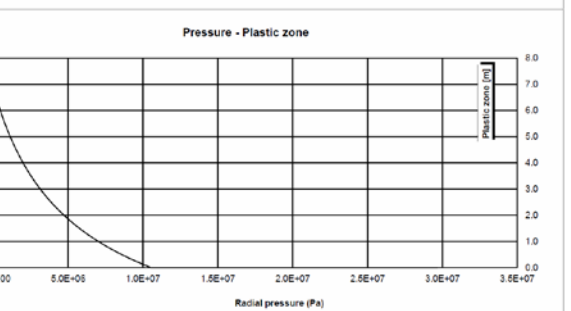
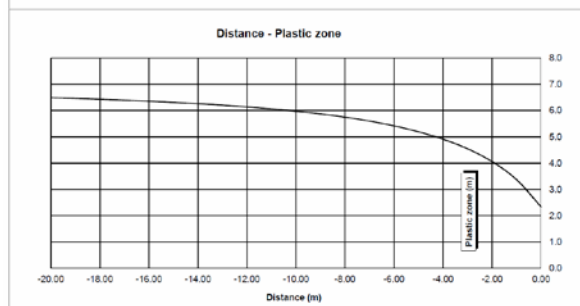
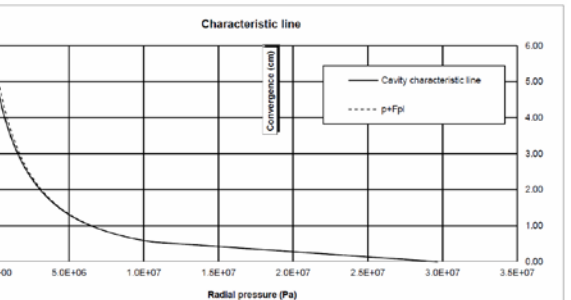
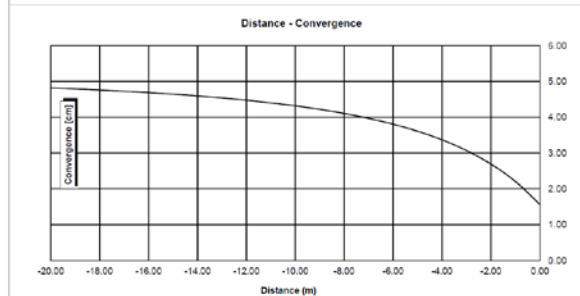
c(face) / Radius	1.40 [%]
c(total) / Radius	4.68 [%]
c(after excav.) / Radius	3.28 [%]
Pl.thick. (face)/Radius	136.8 [%]
Pl.thick. (total)/Radius	306.6 [%]



GA-BST-KS-8f -(valori ottimistici) R=4.86m

INPUT DATA		RESULTS	
Weight [N/mc]	26600	At final equilibrium	
Overburden [m]	1115	Total convergence [cm]	5.2
Excavation radius [m]	4.86	Convergence after excavation [cm]	3.7
		Plastic zone thickness [m]	6.9
Peak internal friction angle [°]	34.25	Equilibrium at excavation face	
Post peak internal friction angle [°]	25.60	Convergence [cm]	1.6
Peak cohesion [Pa]	2090000	1 - (deconfinement ratio) [%]	13.9%
Post peak cohesion [Pa]	1790000		
Deformation modulus [Pa]	2.04E+10		
Poisson's ratio [-]	0.21		
Dilation angle [°]	4.32		

c(face) / Radius	0.32 [%]
c(total) / Radius	1.07 [%]
c(after excav.) / Radius	0.75 [%]
Pl.thick. (face)/Radius	48.1 [%]
Pl.thick. (total)/Radius	141.8 [%]



ANHANG 3 - BRUCHKÖRPERANALYSE

Der Anhang 3 führt die Ergebnisse der Bruchkörperanalyse an, die mit dem Rechenprogramm UNWEDGE 3.0 erstellt wurden.

Die Tabellen enthalten den minimalen Sicherheitsfaktor für jeweils drei Trennfläche, die die einzelnen Homogenbereiche kennzeichnen. Die Grafiken stellen hingegen nur die jeweils drei ungünstigsten Trennflächen dar.

APPENDICE 3 - ANALISI DEI BLOCCHI

L'appendice 3 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.

Rock mass

GA-BS-GM-8e; GA-T-A-8e; GA-BST-M-8e; GA-BST-KPH-8e; GA-BST-KS-8e

Area L2

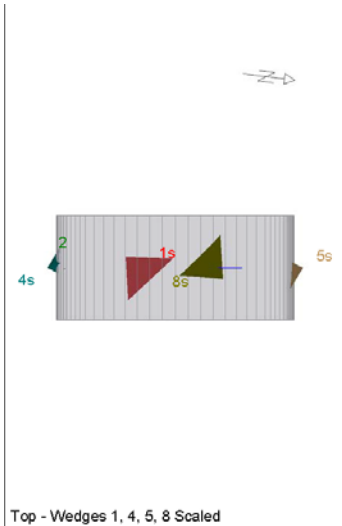
		Joint Orientattions		Joint Properties		
		Dip	Dip Direction	persistence	ϕ	c
		[°]	[°]	[m]	[°]	[kPa]
J1	SC	70	350	10	20	0
J2	RTF1	70	180	1	20	0
J3	RTF2e	80	85	3	20	0
J4	RTF3	80	320	3	20	0
J5	RTF6	80	220	3	20	0

Necessary anchorage pattern:

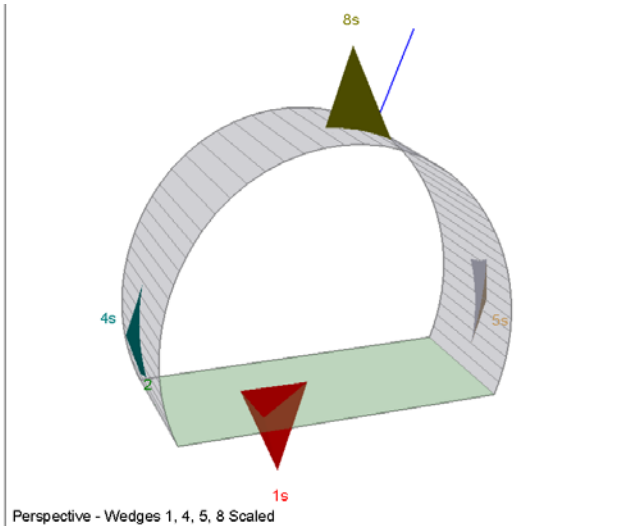
1.8	x	1.5	m
L	=	3.0	m
Swellex Pm16	N_{yd}	122	kN
Shotcrete lining	10	cm	(Shear strength 0.91 MPa)

X1	Wedges with a maximum high of 0.3 m or a maximum weight of 10 kN
X2	Wedges with a maximum high of 0.5 m or a maximum weight of 100 kN
S	Safety reached
N	Negligible small

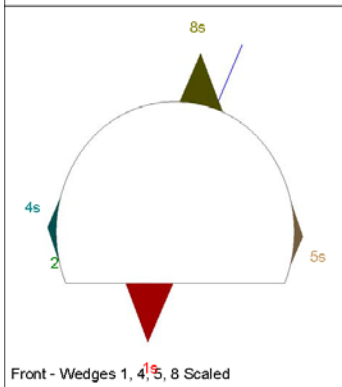
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety [-]	Wedge Weight [MN]	Wedge Volume [m ³]	Comment	Apex Height [m]
1	1	3	5	36.57	0.005	0.198	S	0.64
2	3	4	5	72.115	0.003	0.108	S	0.79
3	1	4	5	86.341	0.002	0.072	S	0.61
4	2	4	5	101.856	0.001	0.048	S	0.48
5	1	2	4	197.086	0	0.012	S	0.14
6	1	2	3	209.962	0	0.009	S	0.16
7	1	2	5	227.853	0	0.008	S	0.16
8	2	3	4	231.268	0	0.005	S	0.11
9	1	3	4	334.766	0	0.004	S	0.61
10	2	3	5	2095.867	0	0	N	0.07



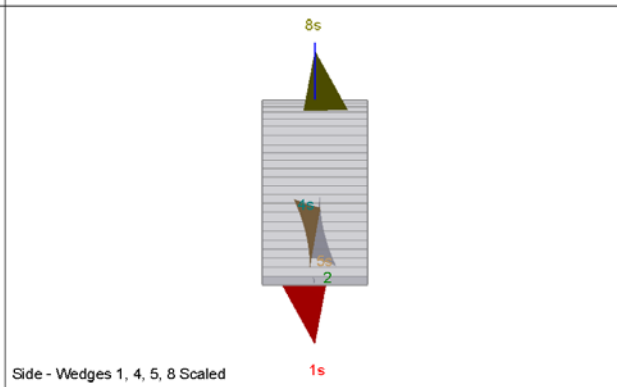
Top - Wedges 1, 4, 5, 8 Scaled



Perspective - Wedges 1, 4, 5, 8 Scaled



Front - Wedges 1, 4, 5, 8 Scaled



Side - Wedges 1, 4, 5, 8 Scaled

Wedge Information

Floor wedge [1]
 Factor of Safety: stable
 Wedge Volume: 1.592 m³
 Wedge Weight: 0.043 MN
 Apex Height: 2.52 m

Lower Left wedge [2]
 Factor of Safety: 956.061
 Wedge Volume: 0.000 m³
 Wedge Weight: 0.000 MN
 Apex Height: 0.00 m

Lower Left wedge [4]
 Factor of Safety: 70.714
 Wedge Volume: 0.123 m³
 Wedge Weight: 0.003 MN
 Apex Height: 0.38 m

Lower Right wedge [5]
 Factor of Safety: 125.958
 Wedge Volume: 0.123 m³
 Wedge Weight: 0.003 MN
 Apex Height: 0.38 m

Roof wedge [8]
 Factor of Safety: 16.972
 Wedge Volume: 1.255 m³
 Wedge Weight: 0.034 MN
 Apex Height: 2.20 m

Rock mass

GA-BS-GM-8e; GA-T-A-8e; GA-BST-M-8e; GA-BST-KPH-8e; GA-BST-KS-8e

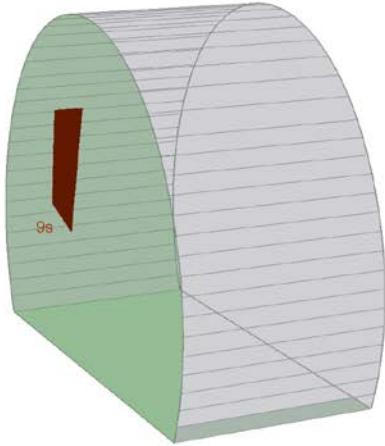
Area tunnel face

		Joint Orientattions		Joint Properties			
		Dip	Dip Direction	persistence	φ	c	φ_d
		[°]	[°]	[m]	[°]	[kPa]	[°]
J1	SC	70	350	10	20	0	16.23
J2	RTF1	70	180	1	20	0	16.23
J3	RTF2e	80	85	3	20	0	16.23
J4	RTF3	80	320	3	20	0	16.23
J5	RTF6	80	220	3	20	0	16.23

X1	Wedges with a maximum high of 0.3 m or a maximum weight of 10 kN
X2	Wedges with a maximum high of 0.5 m or a maximum weight of 100 kN
S	Safety reached
N	Negligible small

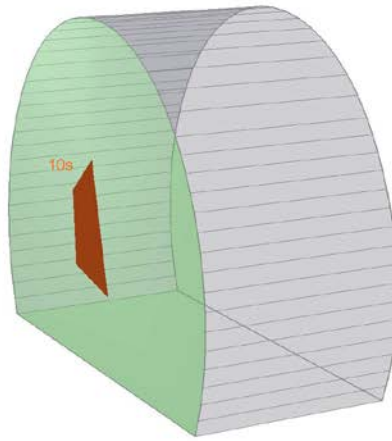
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety [-]	Wedge Weight [MN]	Wedge Volume [m ³]	Comment
1	1	3	5	15.141	0.008	0.281	S
2	3	4	5	21.388	0.005	0.177	S
3	1	2	3	75.226	0	0.014	S
4	1	4	5	83.303	0.065	0.065	S
5	2	3	4	95.054	0	0.009	S
6	1	2	4	115.947	0.003	0.099	S
7	1	3	4	144.666	0	0.008	S
8	2	4	5	648.534	0	0.002	S
9	1	2	5	811.859	0	0.002	S
10	2	3	5	2890.261	0	0	N

Near End wedge [9] Scaled
FS: 36.831



Volume: 0.281 m3, Weight: 0.008 MN, Apex Height: 0.36 m

Far End wedge [10] Scaled
FS: 15.141



Volume: 0.281 m3, Weight: 0.008 MN, Apex Height: 0.36 m

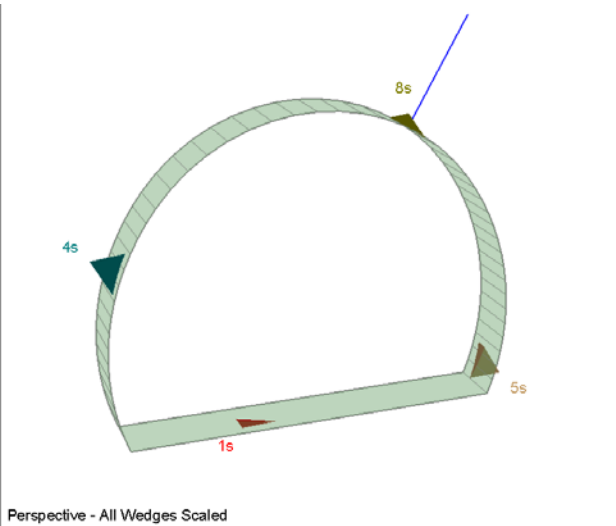
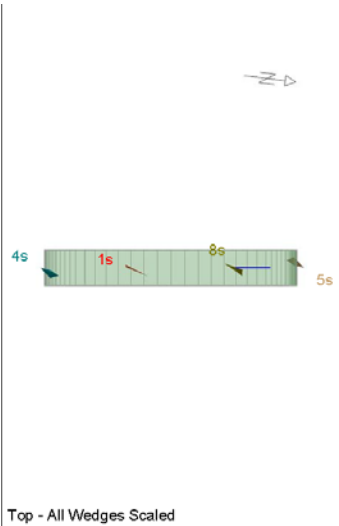
Wedge Information

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 36.831
Wedge Volume: 0.281 m3
Wedge Weight: 0.008 MN
Apex Height: 0.36 m

Far End wedge [10]

Factor of Safety: 15.141
Wedge Volume: 0.281 m3
Wedge Weight: 0.008 MN
Apex Height: 0.36 m



Wedge Information

Floor wedge [1]

Factor of Safety: stable
 Wedge Volume: 0.003 m³
 Wedge Weight: 0.000 MN
 Apex Height: 0.21 m

Upper Left wedge [4]

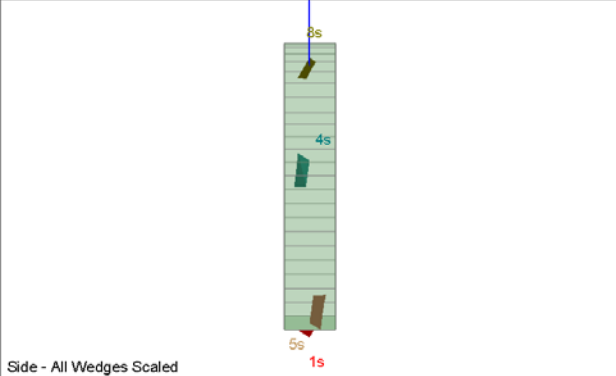
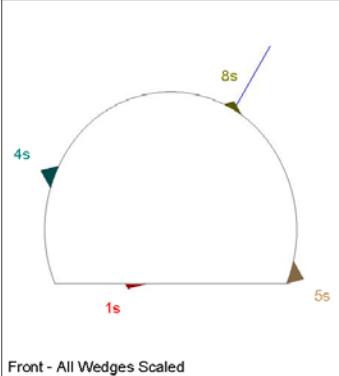
Factor of Safety: 0.264
 Wedge Volume: 0.032 m³
 Wedge Weight: 0.001 MN
 Apex Height: 0.61 m

Lower Right wedge [5]

Factor of Safety: 8.260
 Wedge Volume: 0.033 m³
 Wedge Weight: 0.001 MN
 Apex Height: 0.60 m

Upper Right wedge [8]

Factor of Safety: 328.352
 Wedge Volume: 0.010 m³
 Wedge Weight: 0.000 MN
 Apex Height: 0.30 m



Rock mass
GA-BST-KS-8f

Area L2

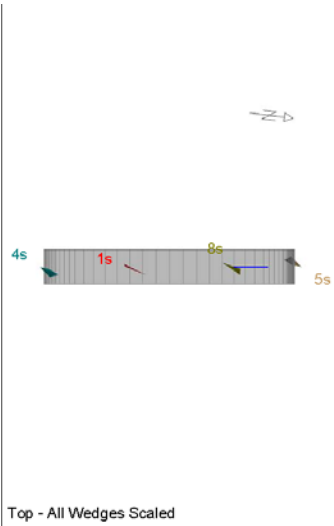
		Joint Orientattions		Joint Properties		
		Dip	Dip Direction	persistence	ϕ	c
		[°]	[°]	[m]	[°]	[kPa]
J1	SC	60	355	10	20	0
J2	RTF2w	85	285	1	20	0
J3	RTF5	75	110	1	20	0
J4	RTF6	65	50	10	20	0

Necessary anchorage pattern:

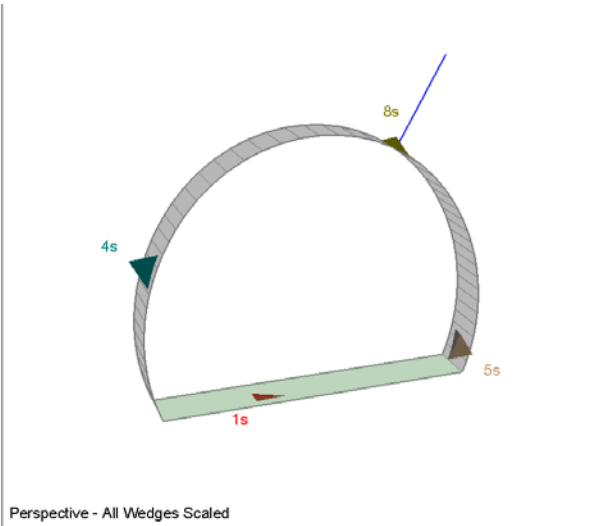
1.8	x	1.5	m
L	=	3.0	m
Swellex Pm16	N_{yd}	122	kN
Shotcrete lining	10	cm	(Shear strength 0.91 MPa)

X1	Wedges with a maximum high of 0.3 m or a maximum weight of 10 kN
X2	Wedges with a maximum high of 0.5 m or a maximum weight of 100 kN
S	Safety reached
N	Negligible small

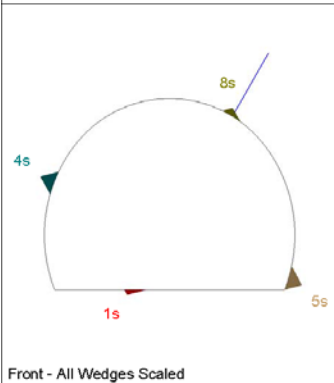
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety [-]	Wedge Weight [MN]	Wedge Volume [m ³]	Comment	Apex Height [m]
1	1	2	3	193.211	0.001	0.032	S	0.61
2	1	3	4	201.316	0	0.012	S	0.89
3	2	3	4	233.336	0	0.015	S	0.45
4	1	2	4	1754.34	0	0	N	0.92



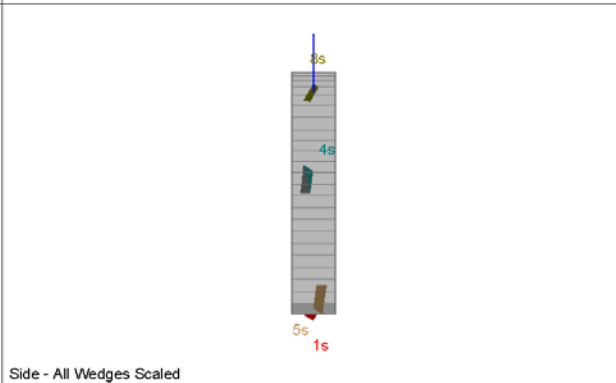
Top - All Wedges Scaled



Perspective - All Wedges Scaled



Front - All Wedges Scaled



Side - All Wedges Scaled

Wedge Information

Floor wedge [1]

Factor of Safety: stable
 Wedge Volume: 0.003 m³
 Wedge Weight: 0.000 MN
 Apex Height: 0.21 m

Upper Left wedge [4]

Factor of Safety: 193.211
 Wedge Volume: 0.032 m³
 Wedge Weight: 0.001 MN
 Apex Height: 0.61 m

Lower Right wedge [5]

Factor of Safety: 1174.477
 Wedge Volume: 0.033 m³
 Wedge Weight: 0.001 MN
 Apex Height: 0.60 m

Upper Right wedge [8]

Factor of Safety: 470.677
 Wedge Volume: 0.010 m³
 Wedge Weight: 0.000 MN
 Apex Height: 0.30 m

Rock mass
GA-BST-KS-8f

Area tunnel face

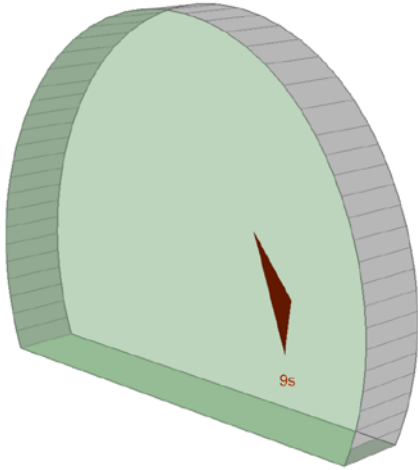
		Joint Orientattions		Joint Properties			
		Dip	Dip Direction	persistence	φ	c	φ_d
		[°]	[°]	[m]	[°]	[kPa]	[°]
J1	SC	60	355	10	20	0	16.23
J2	RTF2w	85	285	1	20	0	16.23
J3	RTF5	75	110	1	20	0	16.23
J4	RTF6	65	50	10	20	0	16.23

Shotcrete lining 5 cm (Shear strength 0.91 MPa)

X1	Wedges with a maximum high of 0.3 m or a maximum weight of 10 kN
X2	Wedges with a maximum high of 0.5 m or a maximum weight of 100 kN
S	Safety reached
N	Negligible small

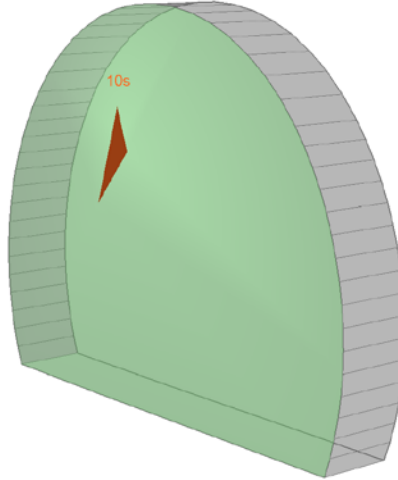
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety [-]	Wedge Weight [MN]	Wedge Volume [m ³]	Comment
1	1	3	4	98.527	0.001	0.027	S
2	2	3	4	167.036	0	0.007	S
3	1	2	3	239.076	0	0.004	S
4	1	2	4	1692.948	0	0	N

Near End wedge [9] Scaled
FS: stable



Volume: 0.027 m3, Weight: 0.001 MN, Apex Height: 0.37 m

Far End wedge [10] Scaled
FS: 98.527



Volume: 0.027 m3, Weight: 0.001 MN, Apex Height: 0.37 m

Wedge Information

Near End wedge [9]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 0.027 m3
Wedge Weight: 0.001 MN
Apex Height: 0.37 m

Far End wedge [10]
Factor of Safety: 98.527
Wedge Volume: 0.027 m3
Wedge Weight: 0.001 MN
Apex Height: 0.37 m

Rock mass

BCA-A-10g; BCA-GS-10g;

Area L2

		Joint Orientattions		Joint Properties		
		Dip	Dip Direction	persistence	ϕ	c
		[°]	[°]	[m]	[°]	[kPa]
J1	SC	45	345	3	20	0
J2	RTF1	80	160	1	20	0
J3	RTF2w	75	255	1	20	0
J4	RTF3	85	300	1	20	0
J5	RTF6	80	20	3	20	0

Necessary anchorage pattern:

1.8 x 1.5 m

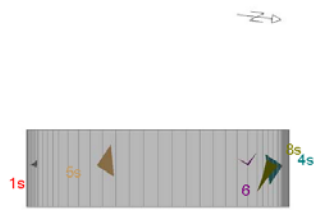
L = 3.0 m

Swellex Pm16 N_{yd} 122 kN

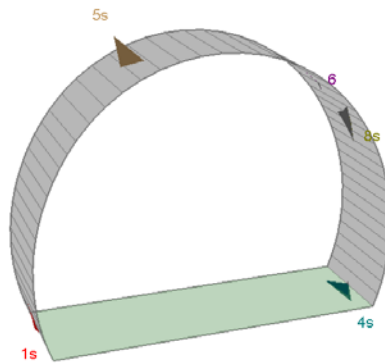
Shotcrete lining 10 cm (Shear strength 0.91 MPa)

X1	Wedges with a maximum high of 0.3 m or a maximum weight of 10 kN
X2	Wedges with a maximum high of 0.5 m or a maximum weight of 100 kN
S	Safety reached
N	Negligible small

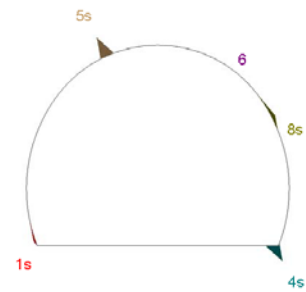
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety [-]	Wedge Weight [MN]	Wedge Volume [m ³]	Comment	Apex Height [m]
1	1	4	5	90.965	0.002	0.088	S	0.81
2	2	3	5	97.868	0.001	0.054	S	0.88
3	1	3	4	107.506	0.001	0.053	S	0.67
4	2	4	5	119.299	0.001	0.035	S	0.87
5	1	3	5	132.851	0.001	0.036	S	0.90
6	1	2	5	141.07	0.001	0.031	S	0.22
7	3	4	5	147.492	0.001	0.023	S	0.92
8	1	2	3	152.681	0.001	0.022	S	0.18
9	1	2	4	199.42	0	0.015	S	0.18
10	2	3	4	1130.351	0	0	N	0.96



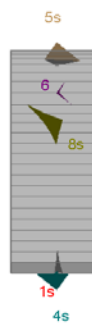
Top - Wedges 1, 4, 5, 8 Scaled



Perspective - Wedges 1, 4, 5, 8 Scaled



Front - Wedges 1, 4, 5, 8 Scaled



Side - Wedges 1, 4, 5, 8 Scaled

Wedge Information

Lower Left wedge [1]

Factor of Safety: 732.412
 Wedge Volume: 0.003 m3
 Wedge Weight: 0.002 MN
 Apex Height: 0.08 m

Lower Right wedge [4]

Factor of Safety: stable
 Wedge Volume: 0.088 m3
 Wedge Weight: 0.002 MN
 Apex Height: 0.62 m

Roof wedge [5]

Factor of Safety: 90.965
 Wedge Volume: 0.088 m3
 Wedge Weight: 0.002 MN
 Apex Height: 0.81 m

Upper Right wedge [6]

Factor of Safety: 1427.920
 Wedge Volume: 0.000 m3
 Wedge Weight: 0.000 MN
 Apex Height: 0.01 m

Upper Right wedge [8]

Factor of Safety: 103.674
 Wedge Volume: 0.023 m3
 Wedge Weight: 0.001 MN
 Apex Height: 0.14 m

Rock mass
 BCA-A-10g; BCA-GS-10g;

Area tunnel face

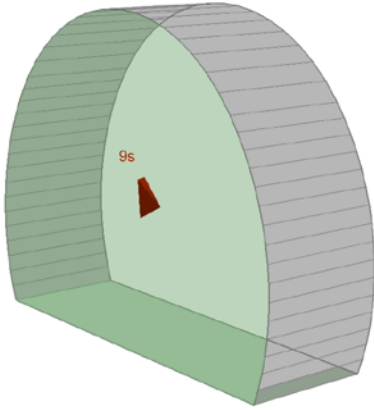
		Joint Orientattions		Joint Properties			
		Dip	Dip Direction	persistence	φ	c	φ_d
		[°]	[°]	[m]	[°]	[kPa]	[°]
J1	SC	45	345	3	20	0	16.23
J2	RTF1	80	160	1	20	0	16.23
J3	RTF2w	75	255	1	20	0	16.23
J4	RTF3	85	300	1	20	0	16.23
J5	RTF6	80	20	3	20	0	16.23

Shotcrete lining 5 cm (Shear strength 0.91 MPa)

X1	Wedges with a maximum high of 0.3 m or a maximum weight of 10 kN
X2	Wedges with a maximum high of 0.5 m or a maximum weight of 100 kN
S	Safety reached
N	Negligible small

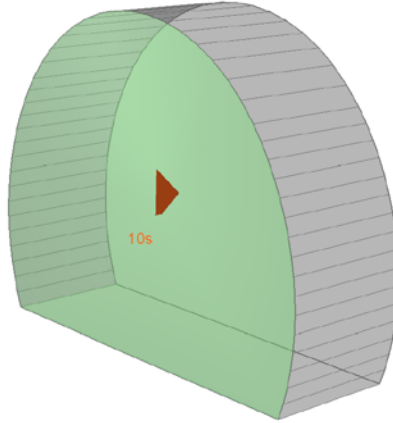
Combination	Joint A	Joint B	Joint C	Factor of Safety [-]	Wedge Weight [MN]	Wedge Volume [m ³]	Comment
1	1	2	3	62.032	0.001	0.025	S
2	1	3	4	77.328	0	0.018	S
3	1	2	5	132.292	0.001	0.031	S
4	1	3	5	132.33	0.001	0.036	S
5	2	3	5	162.09	0.001	0.054	S
6	1	2	4	260.65	0	0.008	S
7	3	4	5	543.1	0	0	N
8	1	4	5	544.425	0	0	N
9	2	3	4	565.618	0	0	N
10	2	4	5	604.466	0	0	N

Near End wedge [9] Scaled
FS: 62.032



Volume: 0.025 m3, Weight: 0.001 MN, Apex Height: 0.23 m

Far End wedge [10] Scaled
FS: 1609.864



Volume: 0.025 m3, Weight: 0.001 MN, Apex Height: 0.23 m

Wedge Information

Near End wedge [9]

Factor of Safety: 62.032
Wedge Volume: 0.025 m3
Wedge Weight: 0.001 MN
Apex Height: 0.23 m

Far End wedge [10]

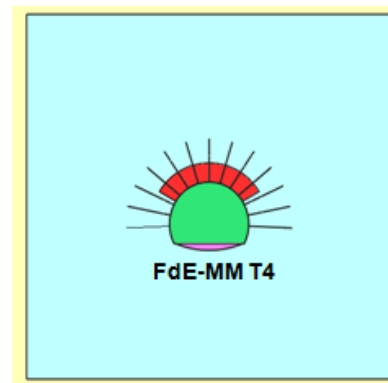
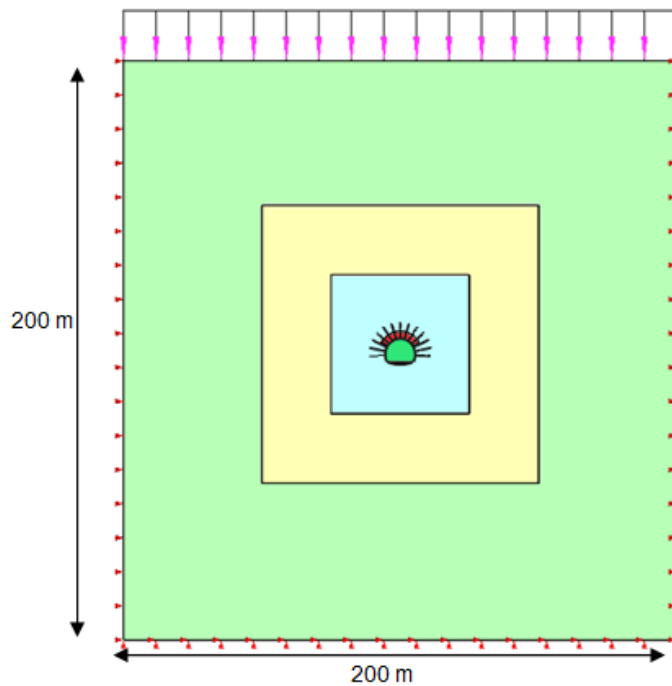
Factor of Safety: 1609.864
Wedge Volume: 0.025 m3
Wedge Weight: 0.001 MN
Apex Height: 0.23 m

ANHANG 4 - FEM- ANALYSE DER AUßENSCHALE SCHNITT FdE-MM-T4

Diese Anlage führt die wichtigsten Outputs der FEM-Analysen des Schnitts FdE-MM-T4 an, die mit dem Rechenprogramm MIDAS GTS durchgeführt wurden.

APPENDICE 4 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE SEZIONE FdE-MM-T4

Nella presente appendice sono riportati i principali output delle analisi agli elementi finiti della sezione FdE-MM T4 effettuate con il programma di calcolo MIDAS GTS.



A4.1 OUTPUT FEM-MODELL

A4.1 OUTPUT MODELLO FEM

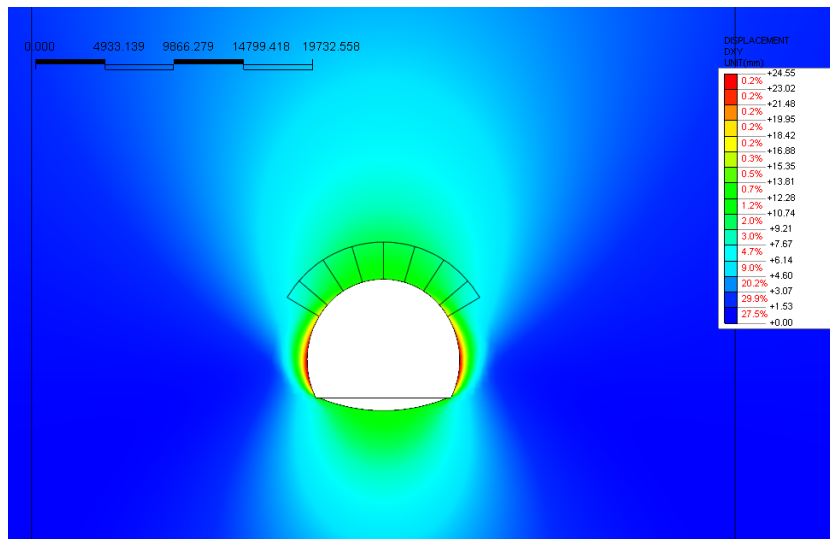


Abbildung 1: Verschiebungen xy [mm] an der Ortsbrust FdE-MM-T4

Illustrazione 1: Spostamenti xy [mm] - fronte FdE-MM-T4

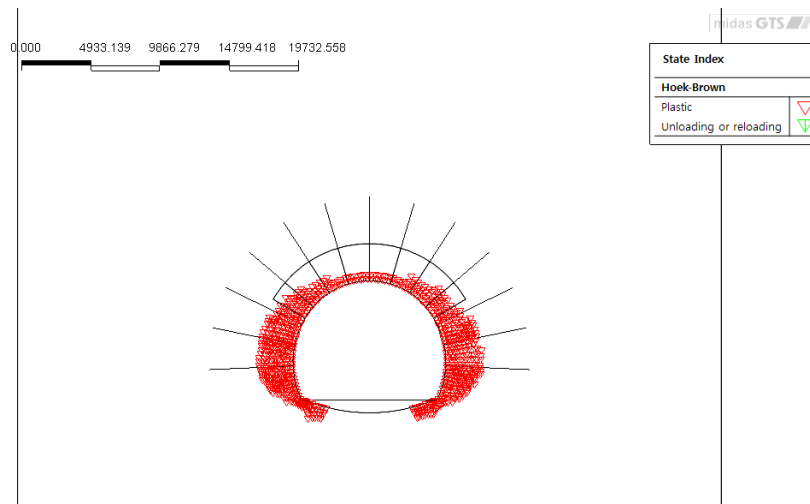


Abbildung 2: Plastifizierung an der Ortsbrust FdE-MM-T4

Illustrazione 2: Plasticizzazioni - fronte FdE-MM-T4

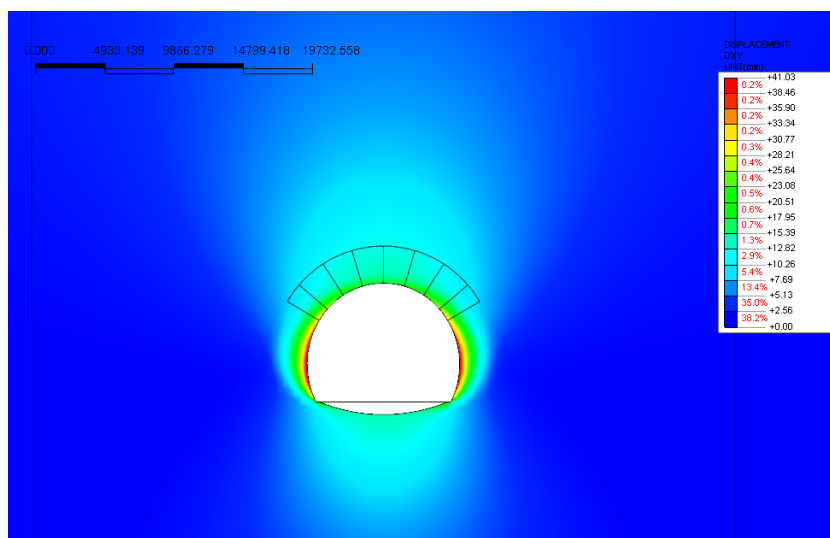


Abbildung 3: Verschiebungen xy [mm] in 1.5 m Entfernung von Ortsbrust FdE-MM-T4

Illustrazione 3: Spostamenti xy [mm] a 1.5m fronte FdE-MM-T4

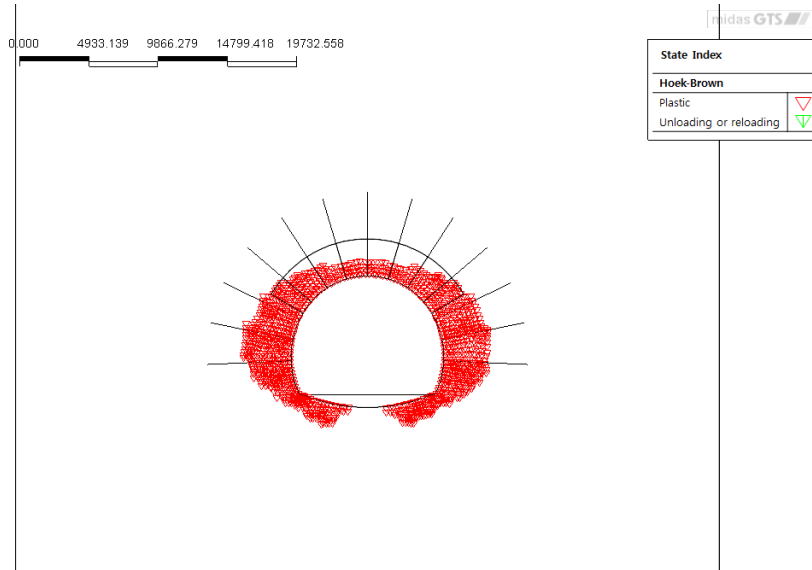


Abbildung 4: Plastifizierung in 1.5 m Entfernung von Ortsbrust FdE-MM-T4

Illustrazione 4: Plasticizzazioni a 1.5m dal fronte FdE-MM-T4

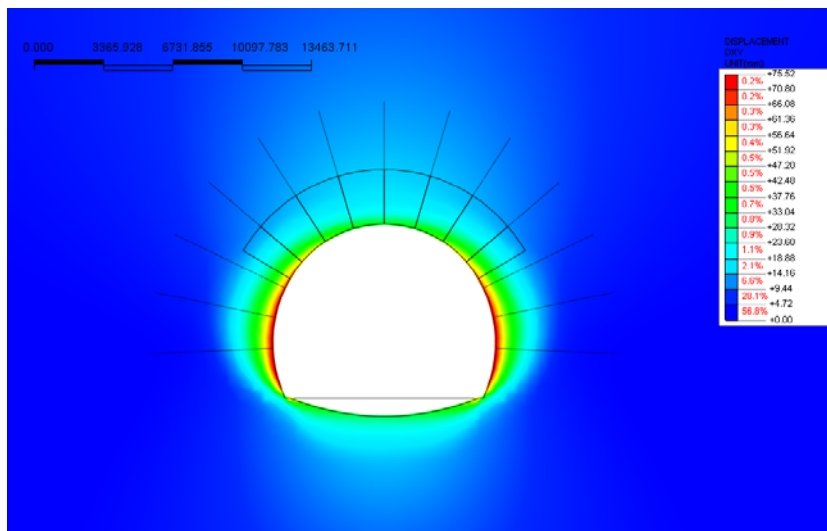


Abbildung 5: Verschiebungen xy [mm] am Ende des Ausbruchs

Illustrazione 5: Spostamenti xy [mm] fine scavo FdE-MM-T4

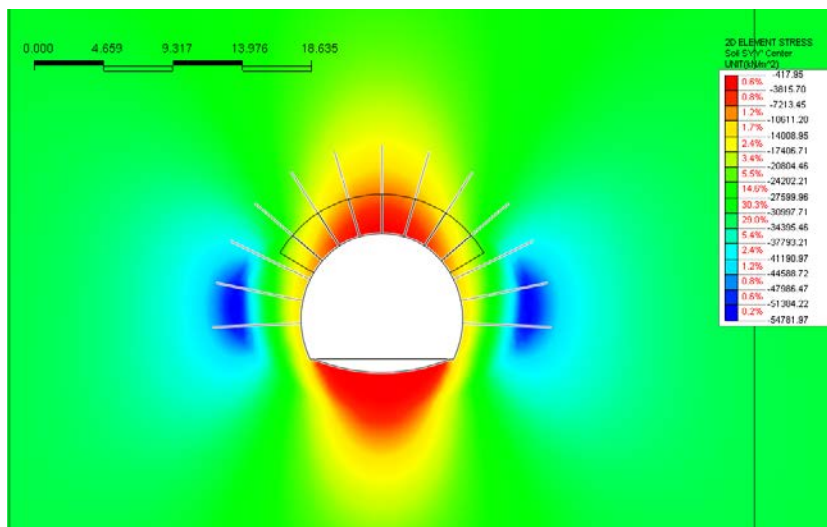


Abbildung 6: Vertikale Spannungen σ_{yy} [kN/m²] - am Ende des Ausbruchs

Illustrazione 6: Tensioni verticali σ_{yy} [N/mm²] - fine scavo FdE-MM-T4

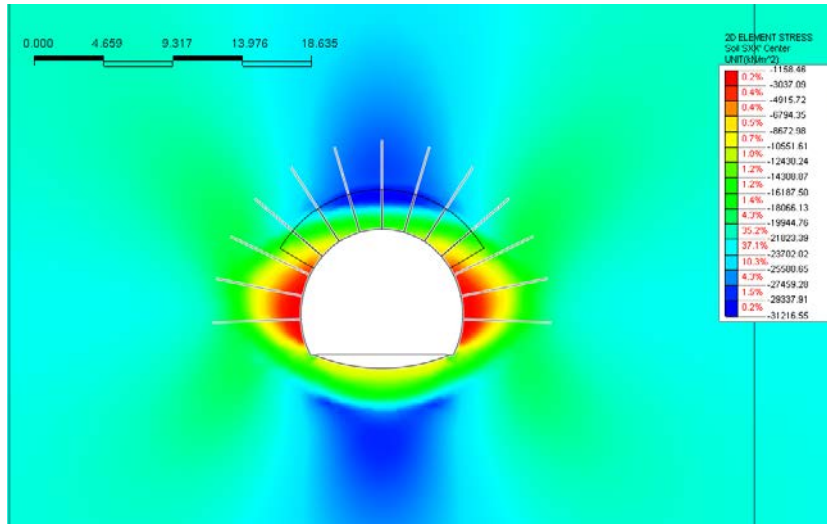


Abbildung 7: Horizontale Spannungen σ_{xx} [kN/m²] - am Ende des Ausbruchs

Illustrazione 7: Tensioni orizzontali σ_{xx} [N/mm²] - fine scavo FdE-MM-T4

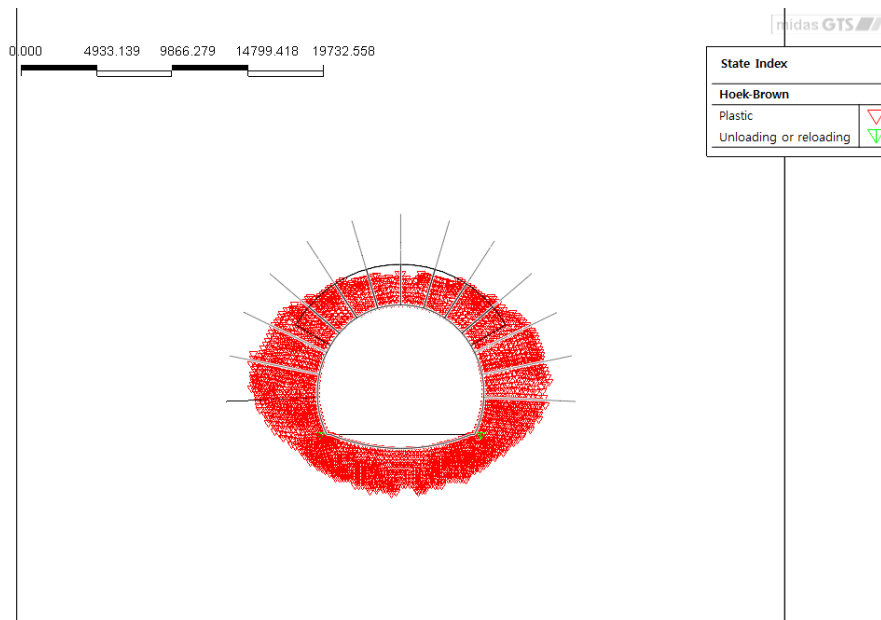


Abbildung 8: Plastifizierung am Ende des Ausbruchs FdE-MM-T4

Illustrazione 8: Plasticizzazioni fine scavo FdE-MM-T4

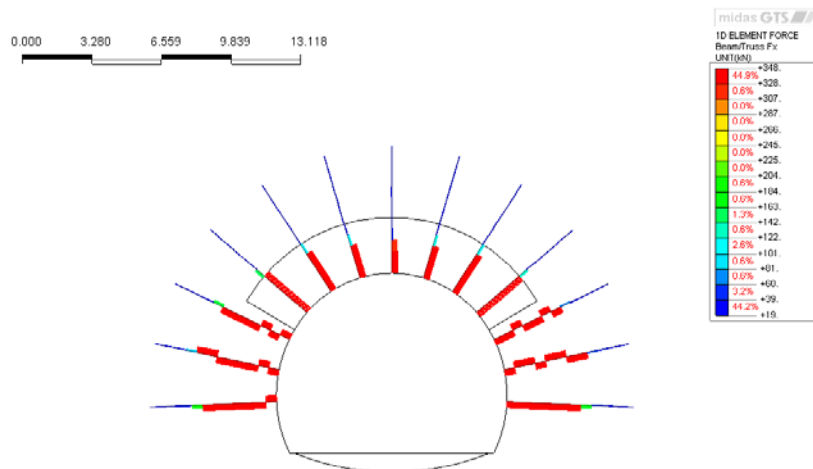


Abbildung 9: Axiale Einwirkungen an den Nägeln [kN] - Ende Ausbruch FdE-MM-T4

Illustrazione 9: Sollecitazioni assiali ancoraggi [kN] - fine scavo FdE-MM-T4

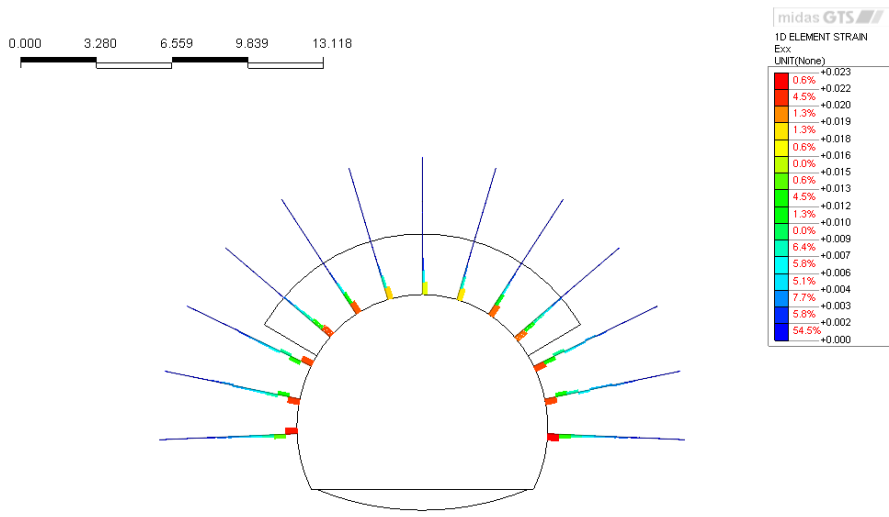


Abbildung 10: Axiale Verformungen der Anker [kN]- Ende Ausbruch FdE-MM-T4

Illustrazione 10: Deformazione assiale ancoraggi [kN] - fine scavo FdE-MM-T4

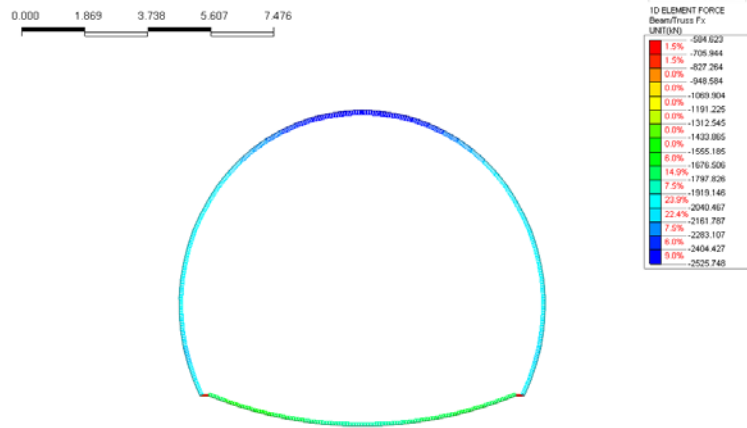


Abbildung 11: Normale Belastungen an der Außenschale [kN] - Ende Ausbruch FdE-MM-T4

Illustrazione 11: Sollecitazioni normali sul rivestimento di prima fase [kN] - fine scavo FdE-MM-T4

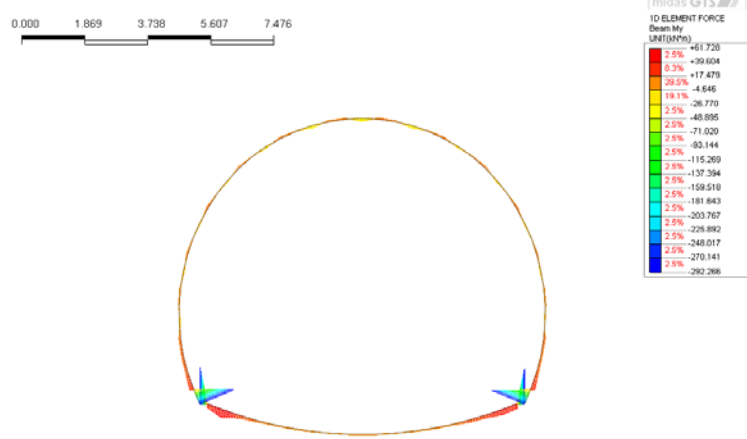


Abbildung 12: Momente an der Außenschale [kNm]

Illustrazione 12: Momente sul rivestimento di prima fase [kNm] - fine scavo FdE-MM-T4

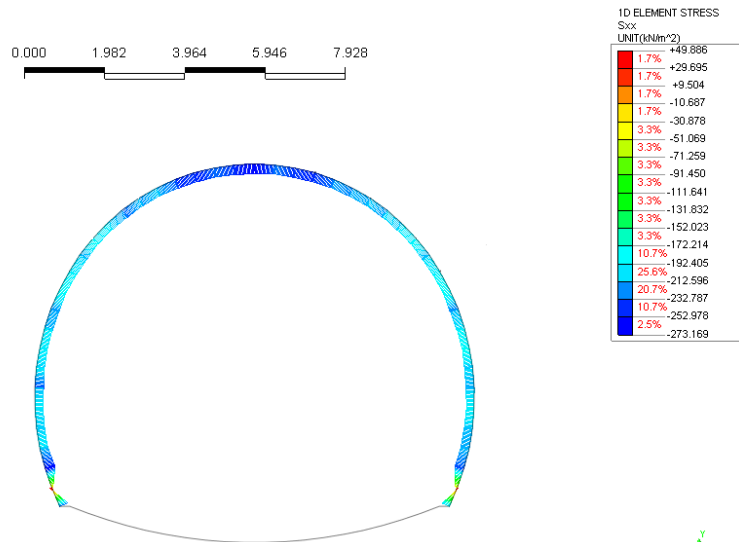


Abbildung 13: Normaldruck auf dem Innenausbau (FdE-MM-T4) -
Ende Ausbruch

Illustrazione 13: Carico di allentamento sul rivestimento interno FdE-
MM-T4 - fine scavo

A4.2 NACHWEISE AUßENSCHALE

Nachweis Diagramm Wechselwirkung M-N

A4.2 VERIFICHE RIVESTIMENTO PRIMA FASE

Verifiche diagramma di interazione M-N

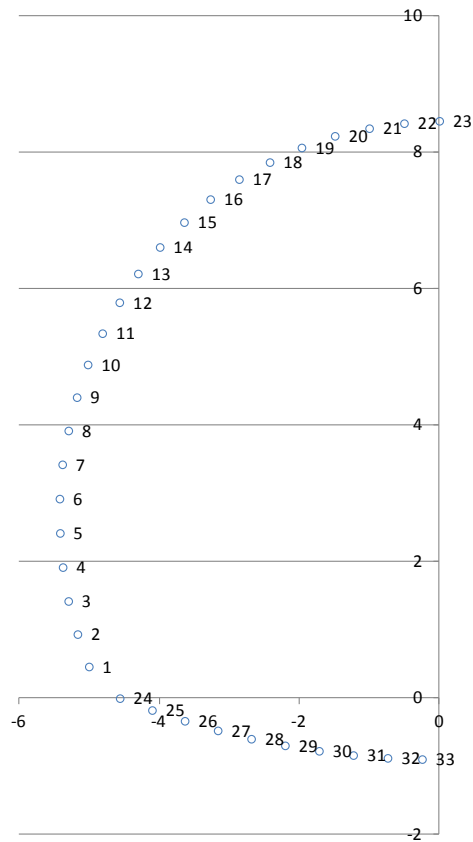
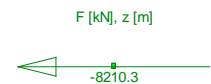
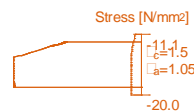
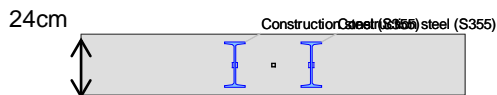
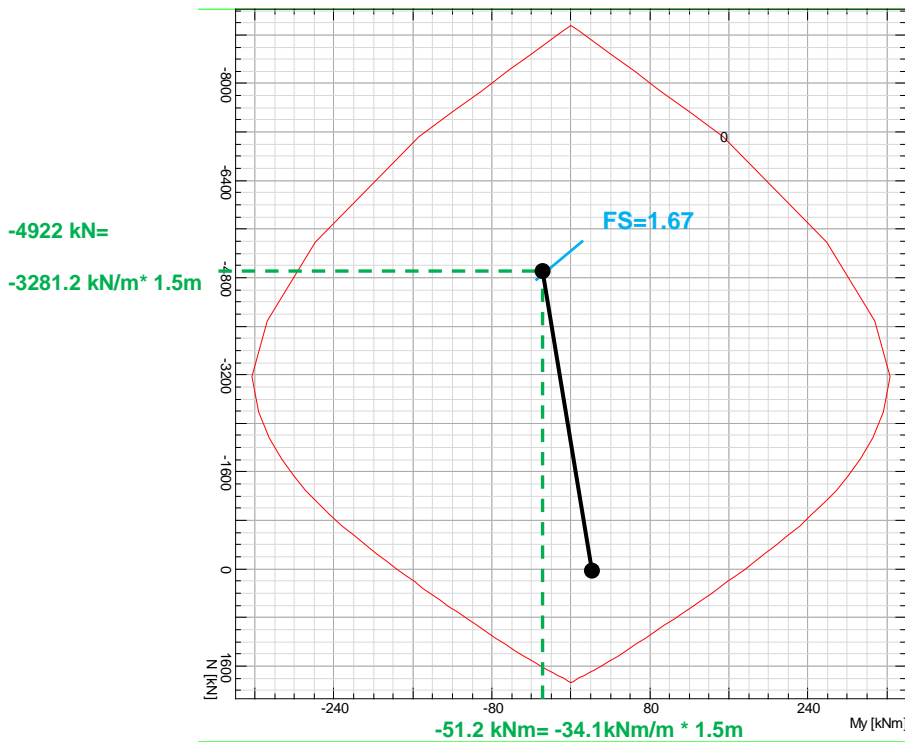


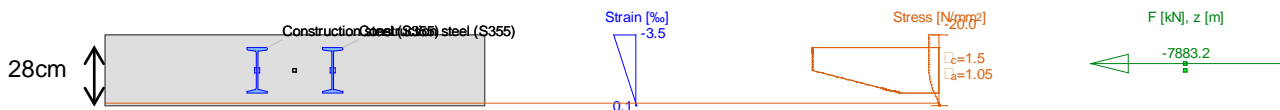
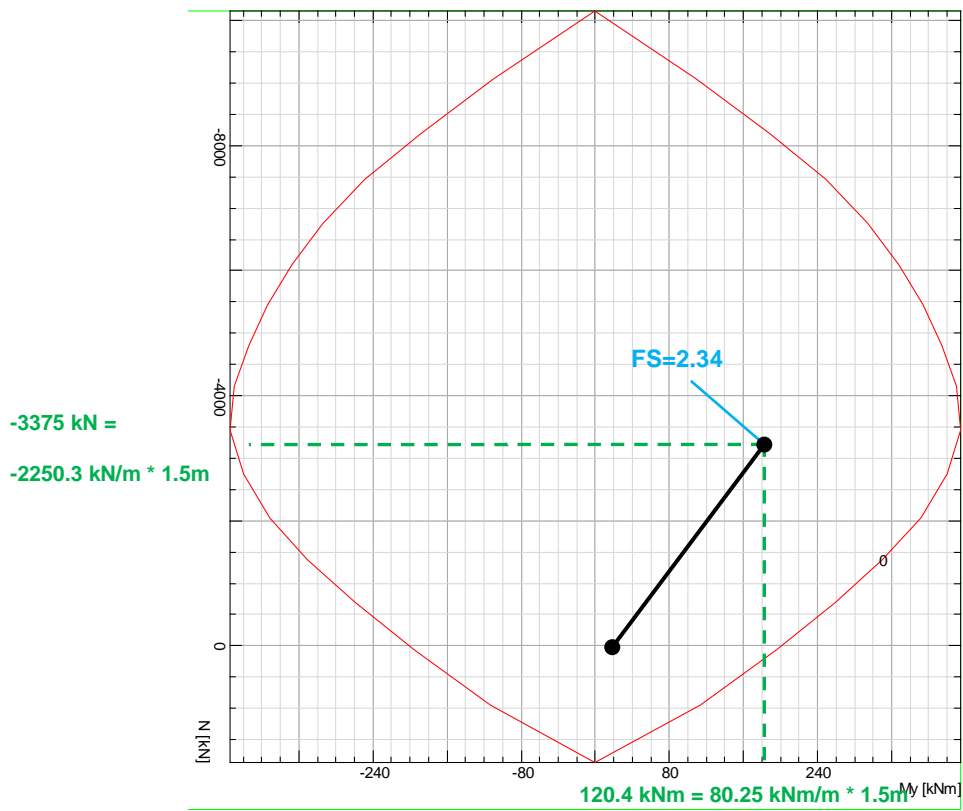
Abbildung 14: Nummerierung der Knoten des numerischen Modells FdE-MM T4

Illustrazione 14: Numerazione dei nodi del modello numerico FdE-MM T4

	X	Y	N _k	M _k	N _d	M _d	FS
	[m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
1	-5.00	0.46	-2012.00	30.22	-2615.6	39.3	2.02
2	-5.17	0.94	-2062.00	17.45	-2680.6	22.7	2.07
3	-5.30	1.42	-2133.00	14.60	-2772.9	19.0	2.03
4	-5.38	1.92	-2095.00	13.31	-2723.5	17.3	2.08
5	-5.42	2.42	-2037.00	-8.85	-2648.1	-11.5	2.17
6	-5.42	2.92	-1983.00	3.89	-2577.9	5.1	2.28
7	-5.38	3.43	-2035.00	5.12	-2645.5	6.7	2.21
8	-5.30	3.92	-1999.00	-7.93	-2598.7	-10.3	2.22
9	-5.18	4.41	-1974.00	8.80	-2566.2	11.4	2.24
10	-5.02	4.89	-2021.00	1.39	-2627.3	1.8	2.26
11	-4.81	5.35	-1993.00	-6.37	-2590.9	-8.3	2.24
12	-4.57	5.80	-1999.00	12.70	-2598.7	16.5	2.18
13	-4.30	6.22	-2028.00	1.13	-2636.4	1.5	2.25
14	-3.99	6.61	-2049.00	-8.56	-2663.7	-11.1	2.16
15	-3.64	6.98	-2112.00	12.25	-2745.6	15.9	2.07
16	-3.27	7.31	-2169.00	2.04	-2819.7	2.7	2.1
17	-2.86	7.61	-2194.00	-12.79	-2852.2	-16.6	1.99
18	-2.42	7.86	-2248.00	11.97	-2922.4	15.6	1.95
19	-1.97	8.07	-2326.00	3.78	-3023.8	4.9	1.95
20	-1.49	8.24	-2384.00	-21.61	-3099.2	-28.1	1.79
21	-1.00	8.35	-2458.00	9.42	-3195.4	12.2	1.81
22	-0.50	8.43	-2517.00	8.03	-3272.1	10.4	1.78
23	0.00	8.46	-2524.00	-26.26	-3281.2	-34.1	1.67



	X	Y	N _k	M _k	N _d	M _d	FS
	[m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
24	-4.56	0.00	-1730.00	28.39	-2249.00	36.91	2.67
25	-4.10	-0.17	-1731.00	61.73	-2250.30	80.25	2.34
26	-3.64	-0.33	-1652.00	21.23	-2147.60	27.60	2.87
27	-3.16	-0.47	-1602.00	12.60	-2082.60	16.38	3.07
28	-2.69	-0.59	-1697.00	4.68	-2206.10	6.09	3.01
29	-2.20	-0.69	-1732.00	6.04	-2251.60	7.86	2.93
30	-1.72	-0.77	-1781.00	5.70	-2315.30	7.42	2.86
31	-1.23	-0.83	-1814.00	1.89	-2358.20	2.46	2.85
32	-0.74	-0.88	-1830.00	1.16	-2379.00	1.50	2.83
33	-0.25	-0.89	-1835.00	5.58	-2385.50	7.26	2.78



A3.3 NACHWEIS ORTSBRUSTSTABILITÄT

Nachfolgend gibt man die Plots der axialsymmetrischen Analysen für den Schnitt FdE-MM T4 wieder.

Analysen ohne Befestigungsmaßnahmen

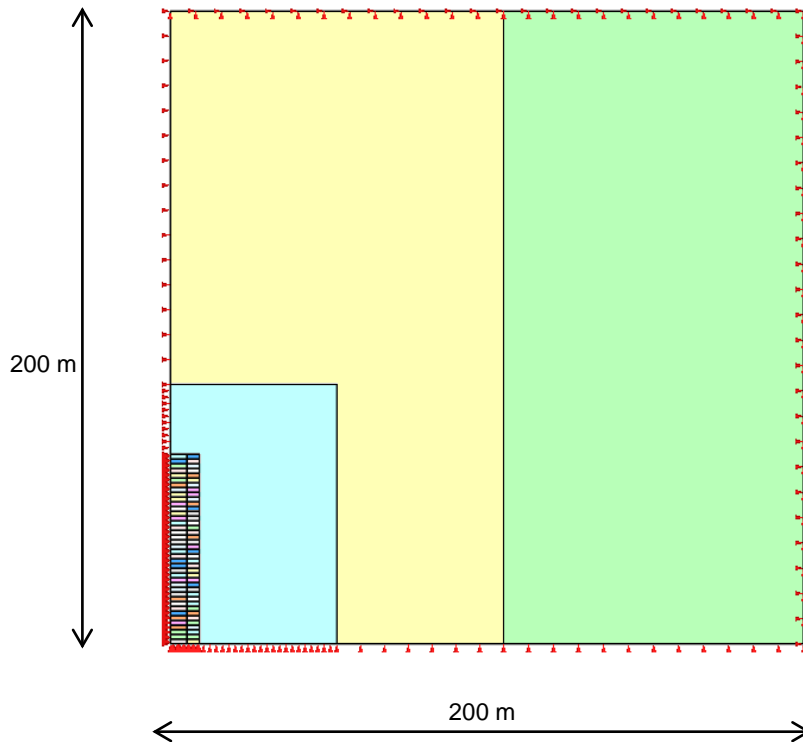
Die Analyse wurde ohne Befestigungsmaßnahmen an der Ortsbrust und ohne Außenschale sowie für Schritte von 1.5 m ausgeführt.

A3.3 VERIFICHE STABILITÀ DEL FRONTE

Nel seguito si riportano i plot delle analisi assialsimmetriche eseguite per la sezione FdE-MM T4.

Analisi senza interventi di consolidamento

L'analisi è stata eseguita in assenza di interventi di consolidamento del fronte e di assenza dei rivestimenti di prima fase e per tappe di 1.5 metri.



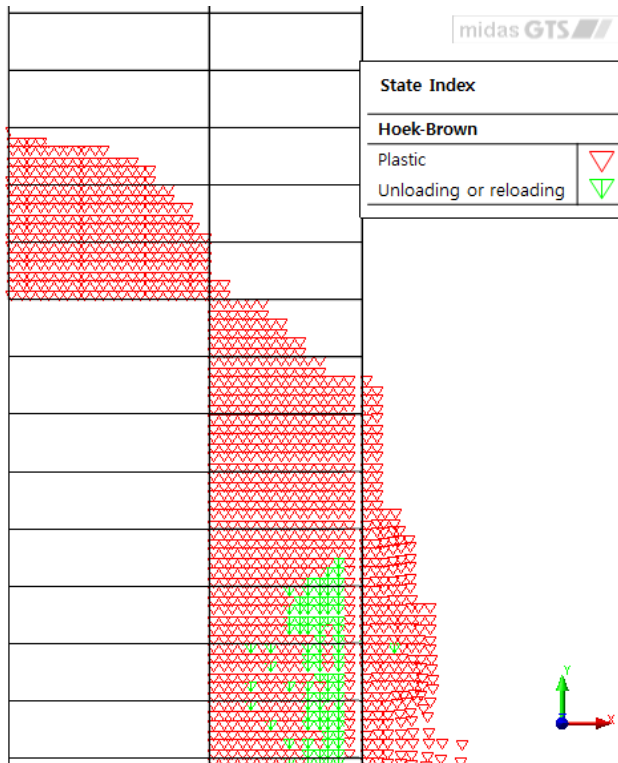


Abbildung 15: Axialsymmetrisches Modell, plastifizierte Zone ohne Verankerungen an der Ortsbrust

Illustrazione 15: Modello Assialsimmetrico, Zona plasticizzata in assenza di ancoraggi al fronte

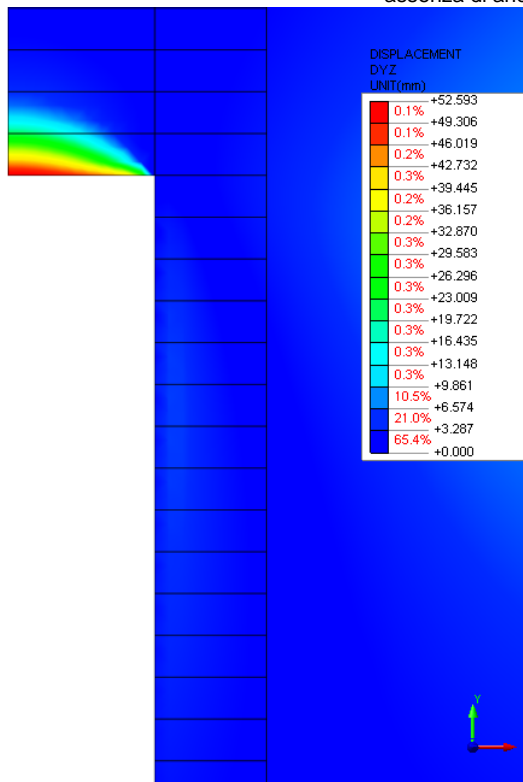


Abbildung 16: Axialsymmetrisches Modell - Extrusion an der Ortsbrust

Illustrazione 16: Modello Assialsimmetrico, Estrusione al fronte

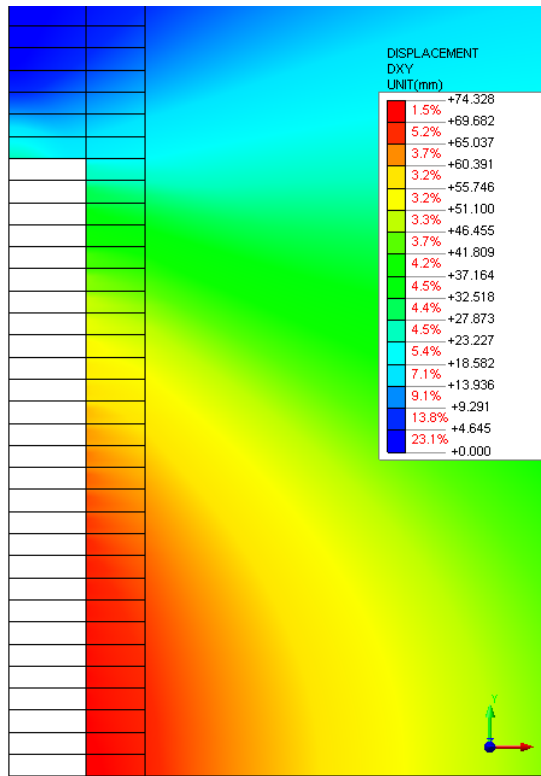


Abbildung 17: Axialsymmetrisches Modell, radiale Konvergenz

Illustrazione 17: Modello assialsimmetrico, convergenza radiale

Analyse mit Konsolidierungen

Die Analyse wurde mit Vorhandensein der Ortsbrustsicherung und am Umriss durchgeführt, mit einem Schritt von 1.5 m, wobei eine Mindestüberlappung von 6m der Anker an der Ortsbrust berücksichtigt wurden.

Um den Beitrag der Konsolidierungen abzuschätzen, wird eine fiktive Erhöhung der Kohäsion Δc am vergüteten Gebirge vorgenommen, die mit dem Begrenzungsdruck σ_3 (Resultierende der Zugfestigkeit eines Einschlusses dividiert durch Einflussbereich) zusammenhängt:

$$\Delta\sigma_3 = \min\left[T_f = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot L \cdot \tau_a; T_f = \sigma_b \cdot A_b\right] \cdot \left(\frac{N_b}{A_b}\right)$$
$$\Delta c = \frac{\cos \phi}{2(1 - \sin \phi)} \cdot \Delta\sigma_3$$

Mit:

- $\Delta\sigma_3$ = Begrenzungsdruck
- N_b = Anzahl der Anker an Ortsbrust
- A_b = Widerstandsfläche des Ankers
- σ_b = Zug-Bruchfestigkeit
- D = Durchmesser Bohrung
- α = Wulstkoeffizient
- L = Länge Überlappung
- s_l = seitliche Oberfläche des Ankers
- τ_a = Haftfestigkeit zwischen Anker und Mörtel (oder zwischen Mörtel und Boden)

Was hingegen die Befestigung des Ausbruchsrands des Hohlraums betrifft, so wird der Ansatz nach Hoek und Ribacchi, analog zum Dokument [8], angewandt. Man nimmt eine befestigte Zone von 1 m Quergröße an und führt eine Abfolge von gewichteten Durchschnitten durch mit Bezug auf die Widerstandsfläche der einzelnen Komponenten (Gebirge und Zementinjektion) und berechnet die äquivalenten Werte des Elastizität- und des Kohäsionsmodul:

$$\sigma_{cm,eq} = \frac{\sigma_{cm} \cdot A_{rock} + R_c \cdot A_c}{A_{TOT}}$$
$$c_{eq} = \sigma_{cm,eq} \cdot \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi}$$
$$E_{eq} = \frac{E_{rock} \cdot A_{rock} + E_c \cdot A_c}{A_{TOT}}$$

Mit:

- σ_{cm} Druckfestigkeit des urspr. Gebirges, die der

Analisi con interventi di consolidamento

L'analisi è stata eseguita con la presenza di interventi di consolidamento del fronte e al contorno per tappe di 1.5 metri, tenendo conto della sovrapposizione minima di 6 metri per gli ancoraggi al fronte.

La stima del contributo fornito dai consolidamenti è effettuata applicando un incremento di coesione fittizio Δc all'ammasso consolidato, legato alla pressione di confinamento σ_3 (risultante della resistenza a trazione di un incluso divisa per la sua area d'influenza):

In cui:

- $\Delta\sigma_3$ = pressione di confinamento
- N_b = numero delle barre al fronte
- A_b = area resistente della barra
- σ_b = resistenza di rottura a trazione
- D = diametro di perforazione
- α = coefficiente di sbulbatura
- L = lunghezza di sovrapposizione
- s_l = superficie laterale della barra
- τ_a = tensione di aderenza tra barra e malta (o tra malta e terreno)

Per quanto riguarda il consolidamento del contorno del cavo viene adottato l'approccio di Hoek e Ribacchi analogamente al Doc. [8]. Si considera una porzione di zona consolidata avente dimensione trasversale di 1m e si esegue un processo di medie pesate con riferimento all'area ed alla resistenza di ogni singolo componente (ammasso e iniezione cementizia), calcolando valori equivalenti di modulo elastico e coesione:

Dove:

- σ_{cm} è la resistenza dell'ammasso originario pari alla

einaxialen Druckfestigkeit entspricht;

resistenza a compressione monoassiale;

- A_{rock} Oberfläche des nicht befestigten Gebirges;
- R_c Widerstand der injizierten Mischung;
- A_c von der Injektion betroffene Fläche.

- A_{rock} è la superficie dell'ammasso non consolidato;
- R_c è la resistenza della miscela iniettata;
- A_c è l'area interessata dall'iniezione.

Parametri geotecnici ammasso	Angolo d'attrito di picco	Φ'_p	34.3	°
	Angolo d'attrito residuo	Φ'_r	25.6	°
	Angolo di dilatanza	ψ	4.3	°
	Coesione di picco	c'_p	2.909	MPa
	Coesione residua	c'_r	1.79	MPa
	Resistenza a compressione uniassiale di picco	$\sigma_{cm,p}$	11.000	MPa
	Resistenza a compressione uniassiale residua	$\sigma_{cm,r}$	5.685	MPa
	Pendenza curva $\sigma/3$	k	3.575	-
	Modulo elastico	Em	20414	MPa
	Coefficiente di Poisson	v	0.3	-

Parametri tunnel	Raggio tunnel	r_0	4.8	m
	Copertura	h	1115	m
	Peso specifico roccia	γ_r	26.6	kN/m ³
	Pressione idrostatica	p_0	29.66	MPa

Consolidamento al contorno	Passo longitudinale	il	3.0	m
	Passo trasversale	it	0.75	m
	Numero barre / m ²	n	0.444	-
	area barra	Ab	0.015	m ²
	Diametro corona	dc	0.1	m
	Coefficiente sbulbatura	α	1.3	-
	Area di iniezione	Ac	0.013	m ²
	Resistenza iniezione	Rc	25	MPa
	Modulo elastico iniezione	Ec	25000	MPa
	Resistenza equivalente picco	$R_{p,eq}$	11.144	MPa
	Resistenza equivalente residua	$R_{r,eq}$	5.829	MPa
	Coesione di picco equivalente	$c_{p,eq}$	2.947	MPa
	Coesione residua equivalente	$c_{r,eq}$	1.835	MPa
Modulo elastico equivalente	Eeq	20558	MPa	

Consolidamento del nucleo	Numero consolidamenti	Nb	34.0	-
	Diametro perforazione	D	0.1	m
	Lunghezza sovrapposizione	L	6.0	m
	Coefficiente sbulbatura	α	1	-
	Tensione aderenza barra/malta	τ	0.3	MPa
	Tensione caratteristica SLU	σ_b	400	MPa
	Diametro esterno	de	0.038	m
	Diametro interno	di	0.019	m
	Area resistente	Ab	0.001	m ²
	Area del fronte di scavo	sb	72.38	m ²
	Resistenza a rottura	T1	340.23	kN
	Resistenza a sfilamento	T2	565.49	kN
	Pressione di confinamento longitudinale	$\Delta\sigma_3$	0.160	MPa
	Coesione migliorata	c'	2.989	MPa

Da das Materialmodell nach Hoek-Brown verwendet wurde, wurden die entsprechenden Steigerung des Parameters s_b aufgrund der Angaben aus [33] berücksichtigt.

Essendo stato impiegato il modello costitutivo di Hoek-Brown, sono stati considerati corrispondenti incrementi del parametro s_b , sulla base delle indicazioni contenute in [33].

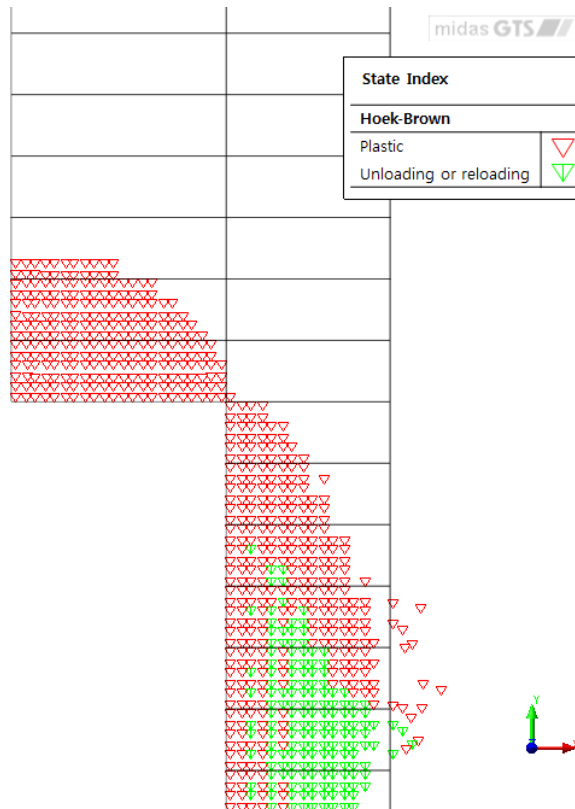


Abbildung 18: Axialsymmetrisches Modell, plastifizierte Zone beim Vorhandensein von Befestigungen

Illustrazione 18: Modello Assialsimmetrico, Zona plasticizzata in presenza dei consolidamenti

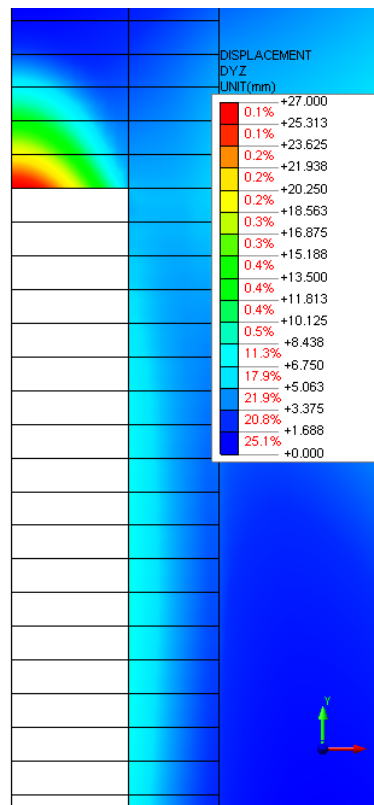


Abbildung 19: Axialsymmetrisches Modell, Extrusion an der Ortsbrust

Illustrazione 19: Modello Assialsimmetrico, Estrusione al fronte

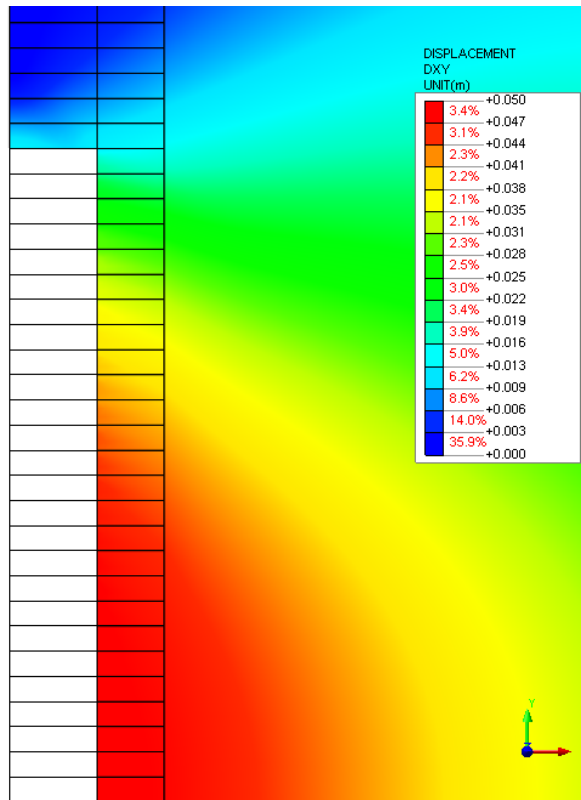


Abbildung 20: Axialsymmetrisches Modell, radiale Konvergenz

Illustrazione 20: Modello assialsimmetrico, convergenza radiale

ANHANG 5 - FEM- ANALYSE DER INNENSCHALE

Die Anlage 5 führt neben den erforderlichen Querschnittsnachweise im GZG und GZT die graphischen Darstellungen und wichtigsten Outputs der Analysen der Innenschale auf, die mit dem Rechenprogramm MIDAS Gen durchgeführt wurden.

APPENDICE 5 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

L'appendice 5 contiene le rappresentazioni grafiche dei principali input e output dell'analisi del rivestimento definitivo condotte con il programma MIDAS Gen, oltre alle opportune verifiche sezionali allo SLU e SLE.

A.5.1. General parameters of structure

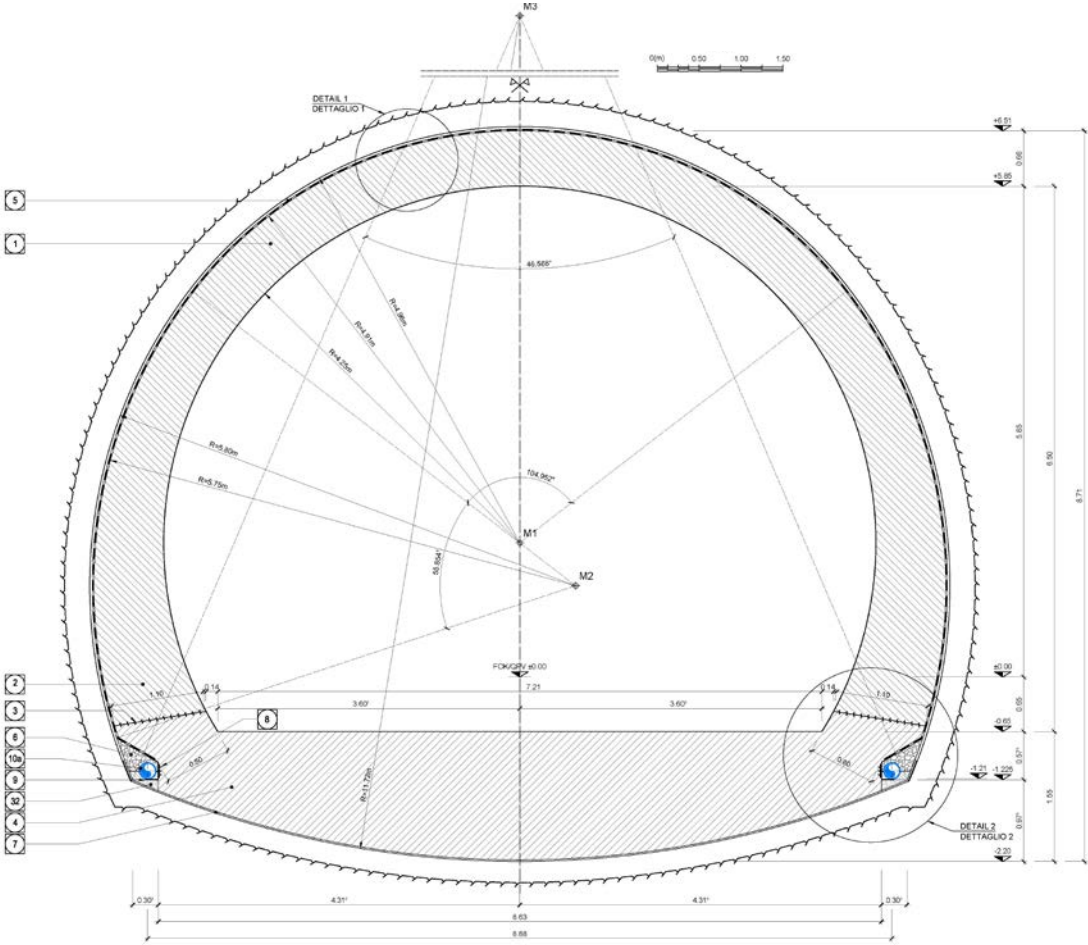


Figure 1 FdE-MM T4 cross section

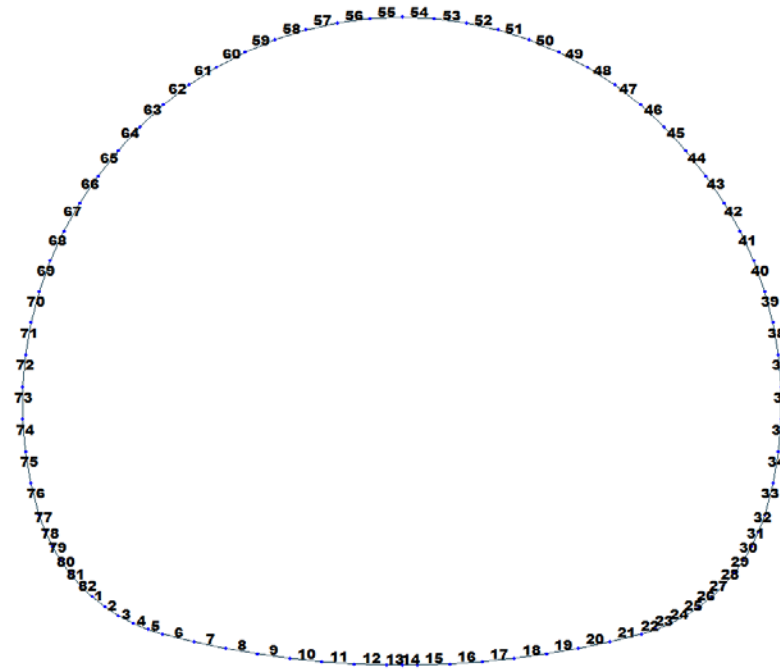


Figure 2 Elements numbering

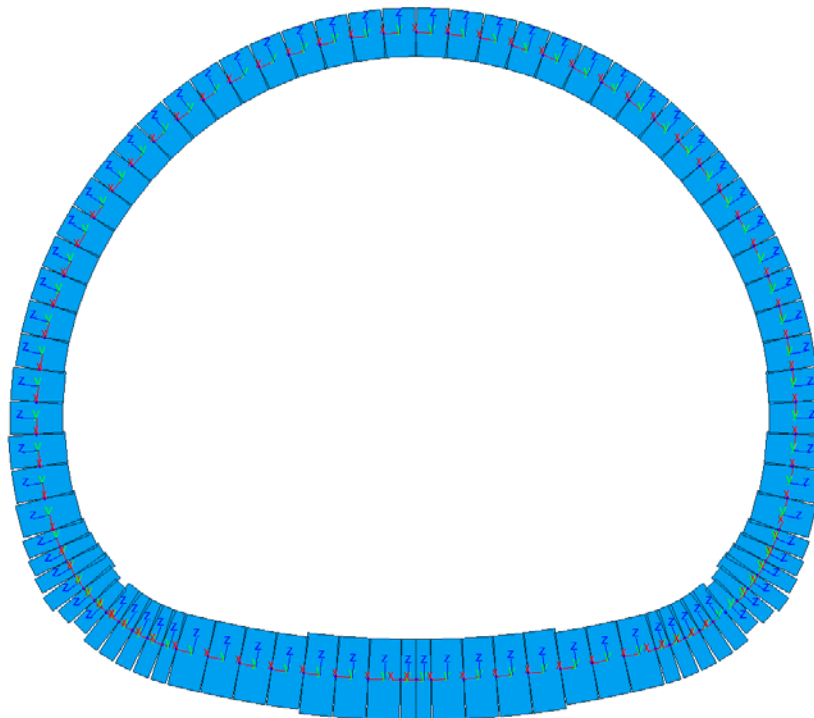


Figure 3 Element local axis

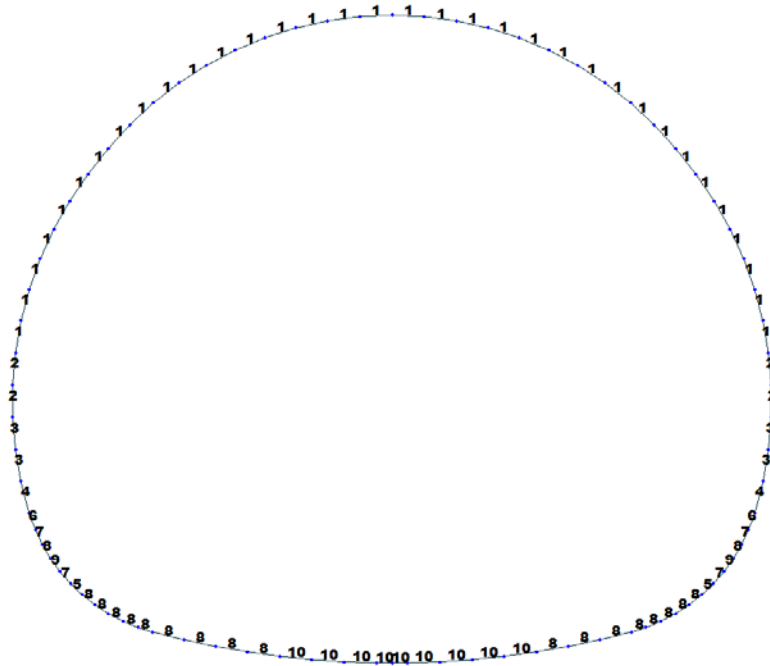


Figure 4 Element section property

Table 1 Section characteristic

ID	Name	Area (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	Cyp (m)	Cym (m)	Czp (m)	Czm (m)
1	100 x 60	0.6000	0.5000	0.5000	0.0451	0.0180	0.0500	0.5000	0.5000	0.3000	0.3000
2	100 x 65	0.6500	0.5417	0.5417	0.0546	0.0229	0.0542	0.5000	0.5000	0.3250	0.3250
3	100 x 70	0.7000	0.5833	0.5833	0.0649	0.0286	0.0583	0.5000	0.5000	0.3500	0.3500
4	100 x 75	0.7500	0.6250	0.6250	0.0759	0.0352	0.0625	0.5000	0.5000	0.3750	0.3750
5	100 x 74	0.7400	0.6167	0.6167	0.0737	0.0338	0.0617	0.5000	0.5000	0.3700	0.3700
6	100 x 80	0.8000	0.6667	0.6667	0.0876	0.0427	0.0667	0.5000	0.5000	0.4000	0.4000
7	100 x 85	0.8500	0.7083	0.7083	0.0999	0.0512	0.0708	0.5000	0.5000	0.4250	0.4250
8	100 x 90	0.9000	0.7500	0.7500	0.1128	0.0607	0.0750	0.5000	0.5000	0.4500	0.4500
9	100 x 95	0.9500	0.7917	0.7917	0.1264	0.0714	0.0792	0.5000	0.5000	0.4750	0.4750
10	100 x 100	1.0000	0.8333	0.8333	0.1406	0.0833	0.0833	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000

Table 2 Material parameters

ID	Name	Type	Code	Elasticity (kN/m ²)	Poisson	Thermal (1/[F])	Density (kN/m ³)	Mass Density (kN/m ³ /g)
1	C30/37	Concrete	NTC2008	3.30e+007	0.2	1e-005	2.50e+001	2.5493e+0
2	B450C	Rebar steel	NTC2008	21.0e+007	0.2	0	7.85e+001	7.850 e+0

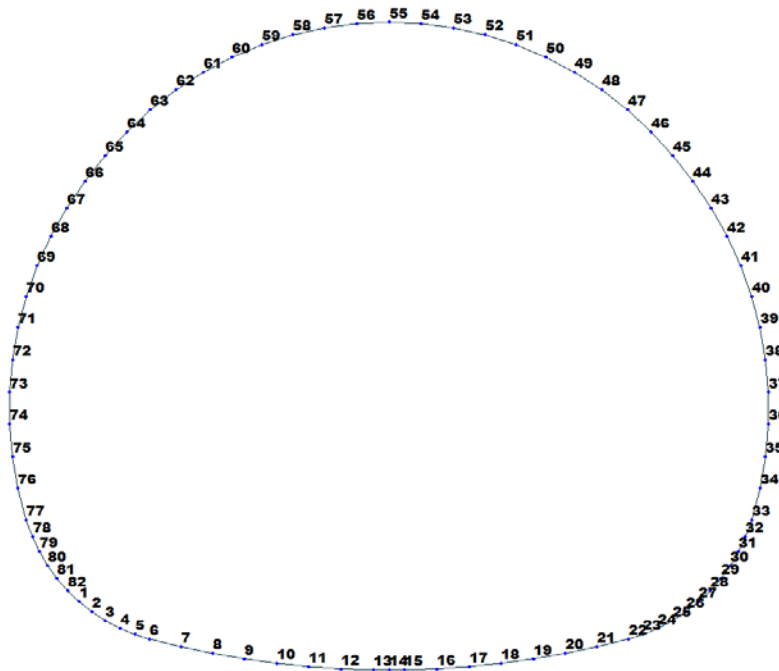


Figure 5 Node numbering

Table 3 Bounderies parameters

Node	Type	SDx (kN/m)	SDz (kN/m)	Stiffness (kN/m)	Direction	Multi-Linear Type	cx (m)	cy (kN)	dx (m)	dy (kN)
1	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
1	Linear	1470000.0	0.0	0.0	Dx(+)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
2	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
2	Linear	1470000.0	0.0	0.0	Dx(+)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
3	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
3	Linear	1470000.0	0.0	0.0	Dx(+)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
4	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
4	Linear	1470000.0	0.0	0.0	Dx(+)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
5	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
5	Linear	1470000.0	0.0	0.0	Dx(+)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
6	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
6	Linear	1470000.0	0.0	0.0	Dx(+)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
7	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
7	Linear	1470000.0	0.0	0.0	Dx(+)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
8	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
8	Linear	1470000.0	0.0	0.0	Dx(+)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
9	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
9	Linear	1470000.0	0.0	0.0	Dx(+)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
10	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
10	Linear	1470000.0	0.0	0.0	Dx(+)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
11	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
11	Linear	1470000.0	0.0	0.0	Dx(+)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
12	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
12	Linear	1470000.0	0.0	0.0	Dx(+)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
13	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
13	Linear	1470000.0	0.0	0.0	Dx(+)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0

Node	Type	SDx (kN/m)	SDz (kN/m)	Stiffness (kN/m)	Direction	Multi-Linear Type	cx (m)	cy (kN)	dx (m)	dy (kN)
54	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
55	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
56	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
57	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
58	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
59	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
60	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
61	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
62	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
63	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
64	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
65	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
66	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
67	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
68	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
69	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
70	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
71	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
72	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
73	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
74	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
75	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
76	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
77	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
78	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
79	Multi-Linear	0.0	0.0	0.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.01	150.0	0.10	60000.0
80	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
81	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0
82	Comp.-only	0.0	0.0	2939000.0	Dz(-)	Unsymmetric	0.0	0.0	0.0	0.0

A.5.2. Load for cross section FdE-MM T4

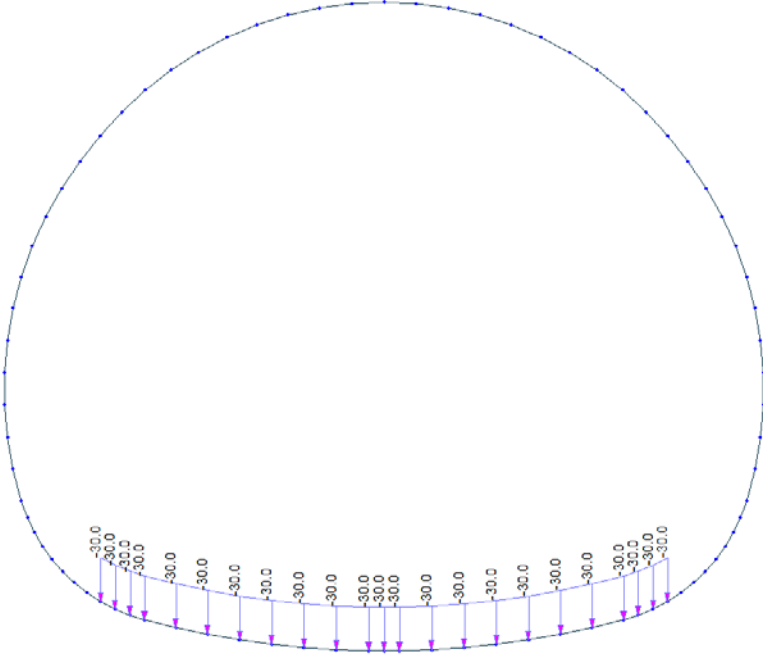


Figure 6 Load G3

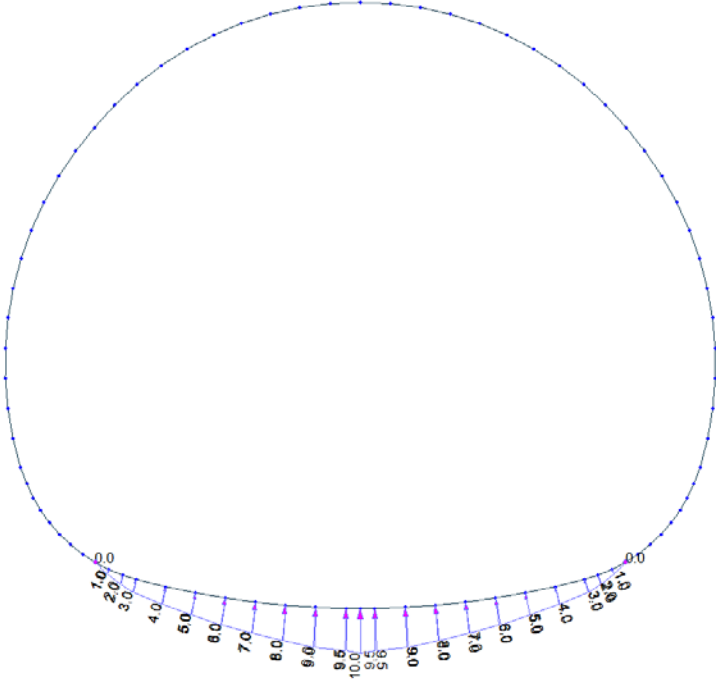


Figure 7 Load G4

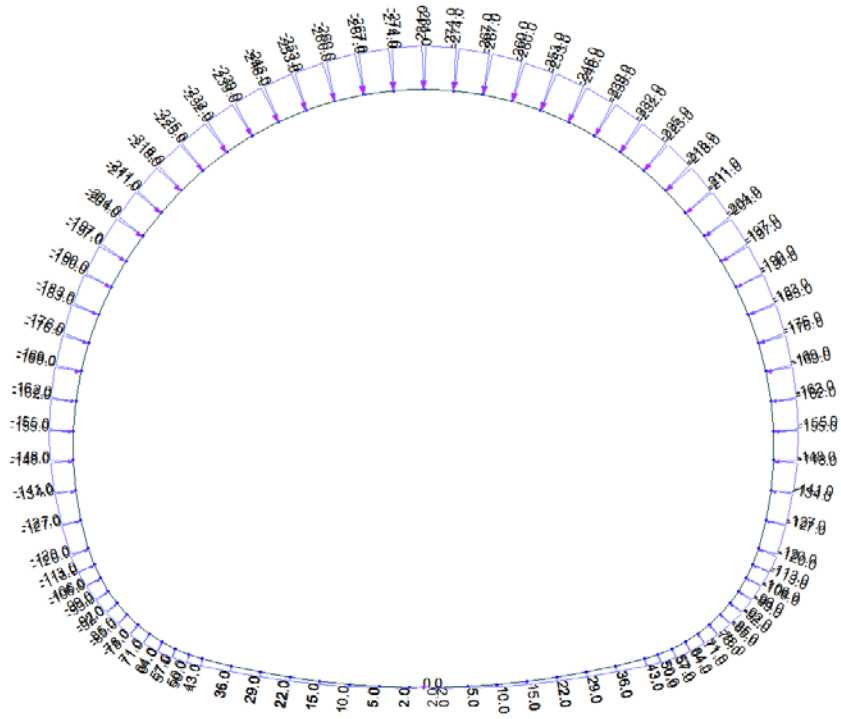


Figure 8 Load G5

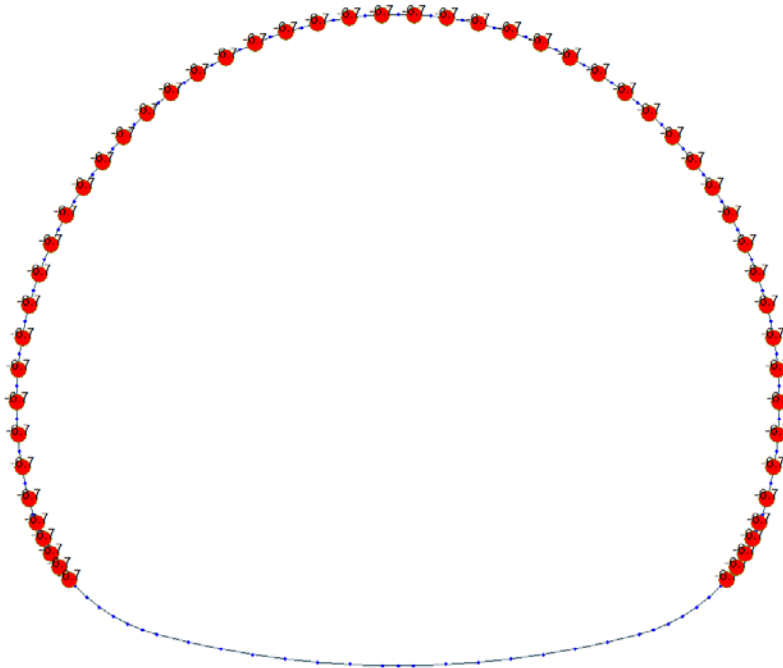


Figure 9 Load G6 SLU

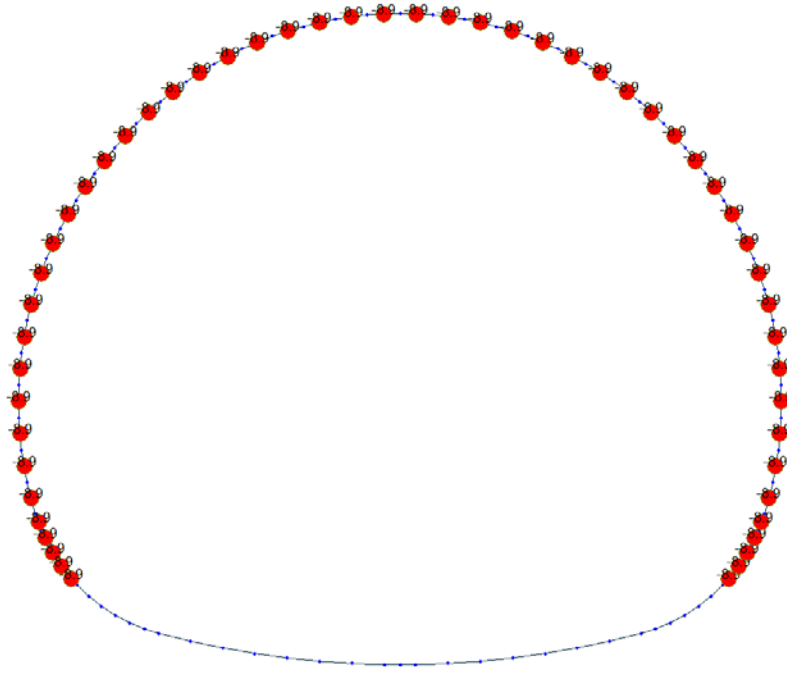


Figure 10 Load G6 SLE

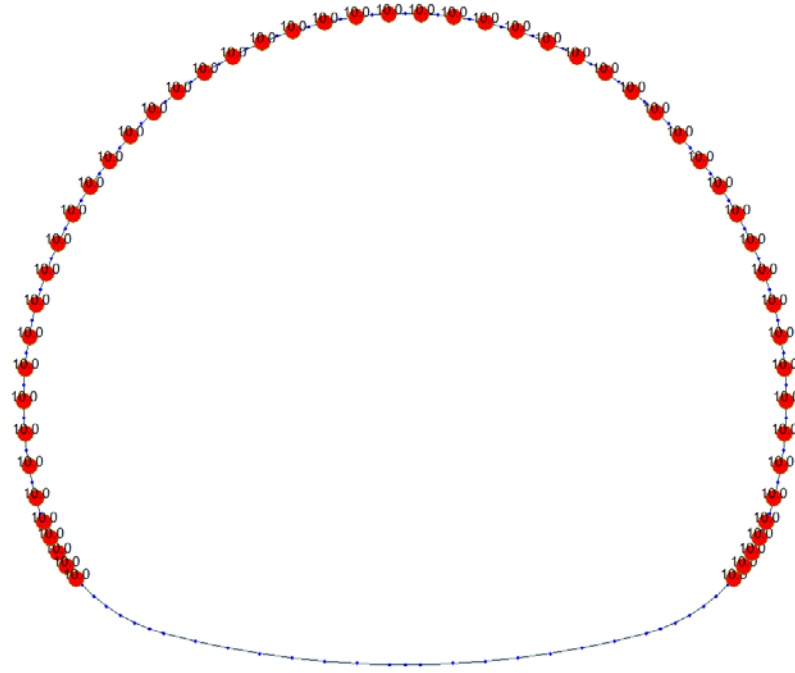


Figure 11 Q1 E (Costant temperature)

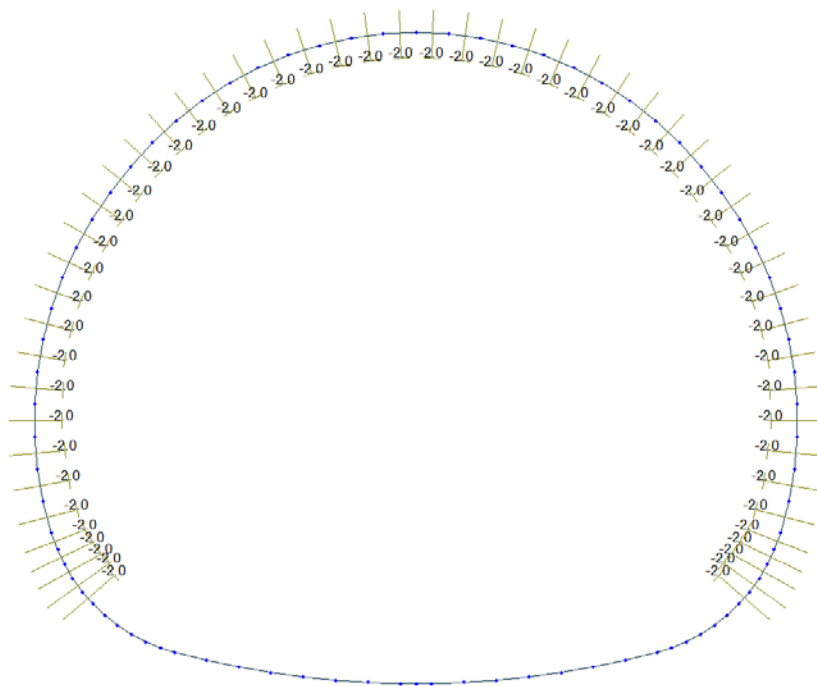


Figure 12 Load Q1 E (Temperature gradient)

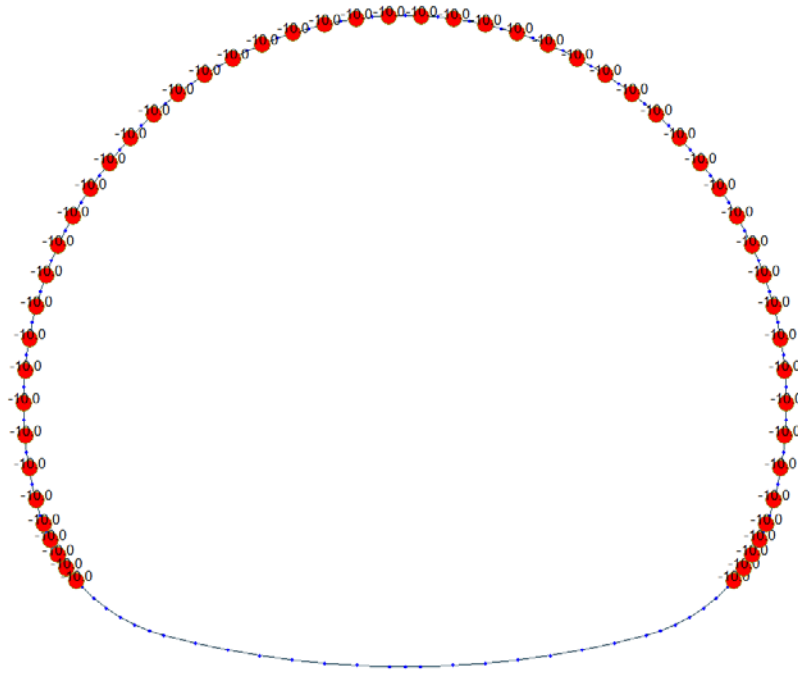


Figure 13 Load Q1 I (Costant temperature)

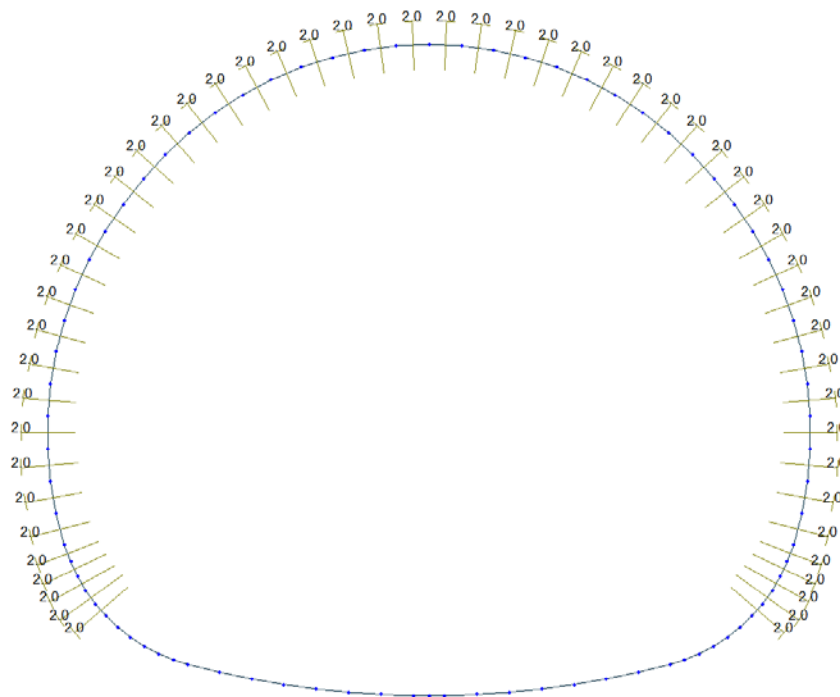


Figure 14 Load Q1 I (Temperature gradient)

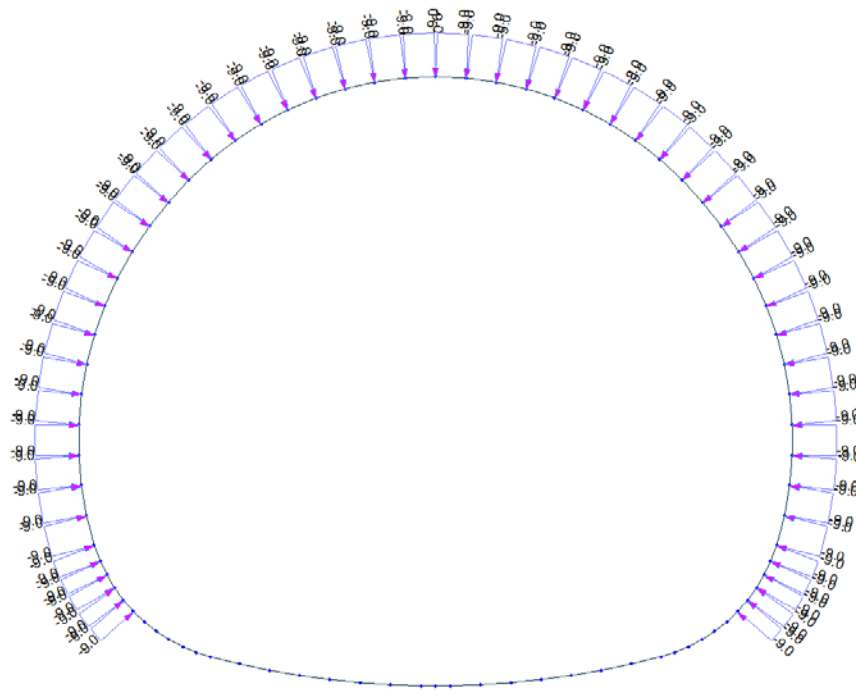


Figure 15 Load A1 Aspiration

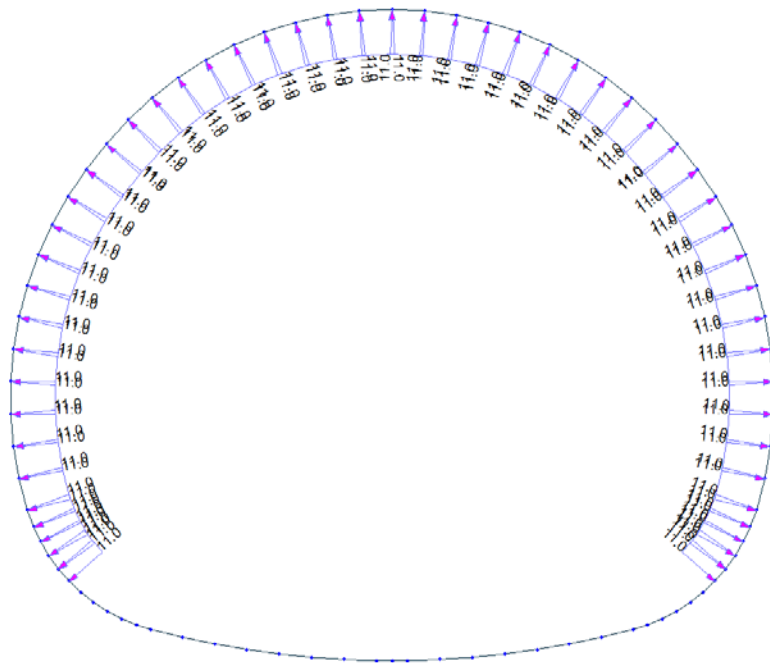


Figure 16 Load A Pression

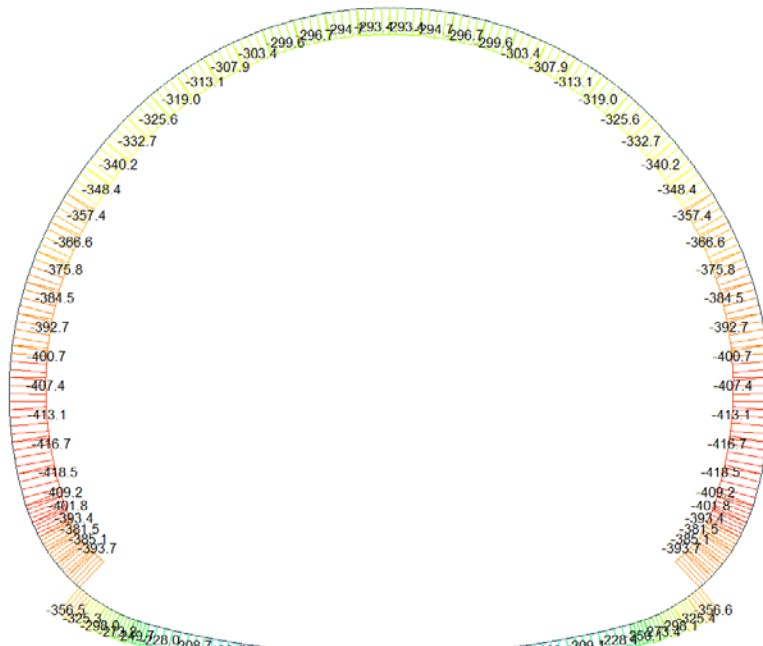
A.5.3. Load combinations

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
1	1	Inactive	Add	G1(1.350) +	Q1 - E(1.500)	
2	2	Inactive	Add	G1(1.350) +	G6 - SLU(1.000) +	Q1 - I(1.500)
3	3	Inactive	Add	G1(1.350) +	G2(1.350) +	G3(1.000)
				+ Q1 - E(1.500)		
4	4	Inactive	Add	G1(1.350) +	G2(1.350) +	G3(1.000)
				+ G6 - SLU(1.000) +	Q1 - I(1.500)	
5	5	Inactive	Add	G1(1.350) +	G2(1.350) +	G3(1.000)
				+ G4(1.350) +	G5(1.350) +	Q1 - E(1.500)
6	6	Inactive	Add	G1(1.350) +	G2(1.350) +	G3(1.000)
				+ G4(1.350) +	G5(1.350) +	G6 - SLU(1.000)
				+ Q1 - I(1.500)		
7	11	Inactive	Add	G1(1.000) +	G2(1.000) +	G3(1.000)
				+ Q1 - E(0.600) +	A1 - P(1.000)	
8	12	Inactive	Add	G1(1.000) +	G2(1.000) +	G3(1.000)
				+ G6 - SLU(1.000) +	Q1 - I(0.600) +	A1 - A(1.000)
9	21	Strength/Stress	Add	G1(1.000) +	G5(1.000) +	Q1 - E(0.600)
10	22	Strength/Stress	Add	G1(1.000) +	G5(1.000) +	G6 - SLU(1.000)
11	SLE - 1	Inactive	Add	G1(1.000) +	Q1 - E(1.000)	
12	SLE - 2	Inactive	Add	G1(1.000) +	G6 - SLE(1.000) +	Q1 - I(1.000)
13	SLE - 3	Inactive	Add	G1(1.000) +	G2(1.000) +	G3(1.000)
				+ Q1 - E(1.000)		
14	SLE - 4	Inactive	Add	G1(1.000) +	G2(1.000) +	G3(1.000)
				+ G6 - SLE(1.000) +	Q1 - I(1.000)	
15	SLE - 5	Inactive	Add	G1(1.000) +	G2(1.000) +	G3(1.000)
				+ G4(1.000) +	G5(1.000) +	Q1 - E(1.000)
16	SLE - 6	Inactive	Add	G1(1.000) +	G2(1.000) +	G3(1.000)
				+ G4(1.000) +	G5(1.000) +	G6 - SLE(1.000)
				+ Q1 - I(1.000)		

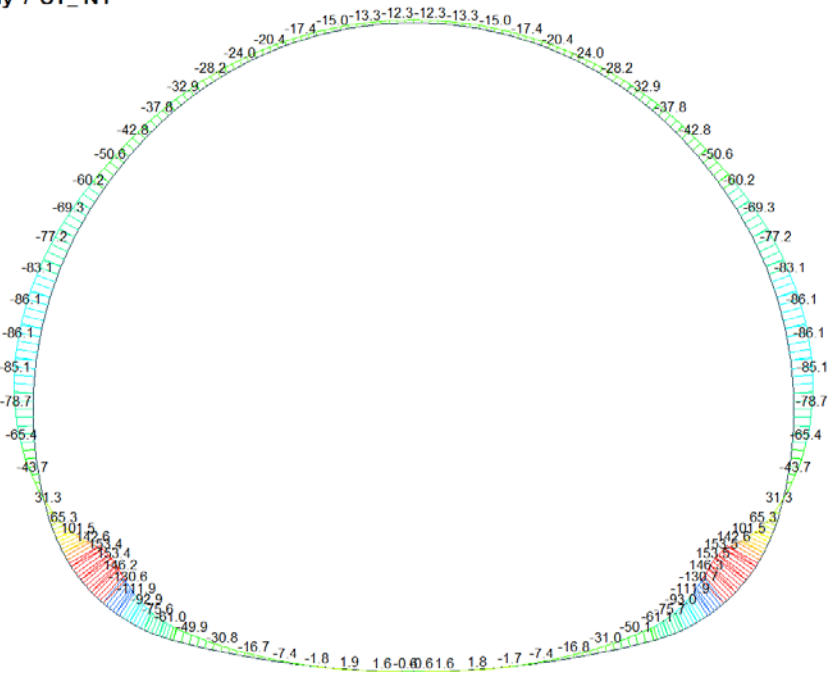
A.5.4. Output and check result for cross section FdE-MM T4

A.5.4.1. Load combination SLU 1

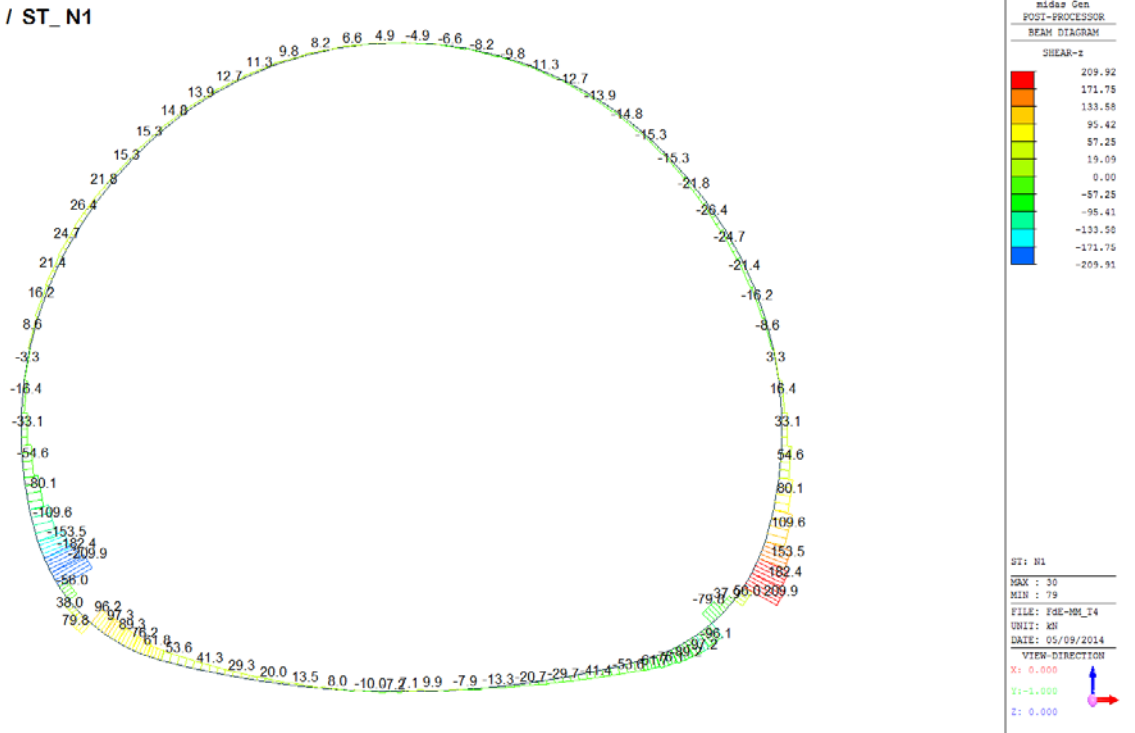
Beam Diagram_Fx / ST_N1



Beam Diagram_My / ST_N1

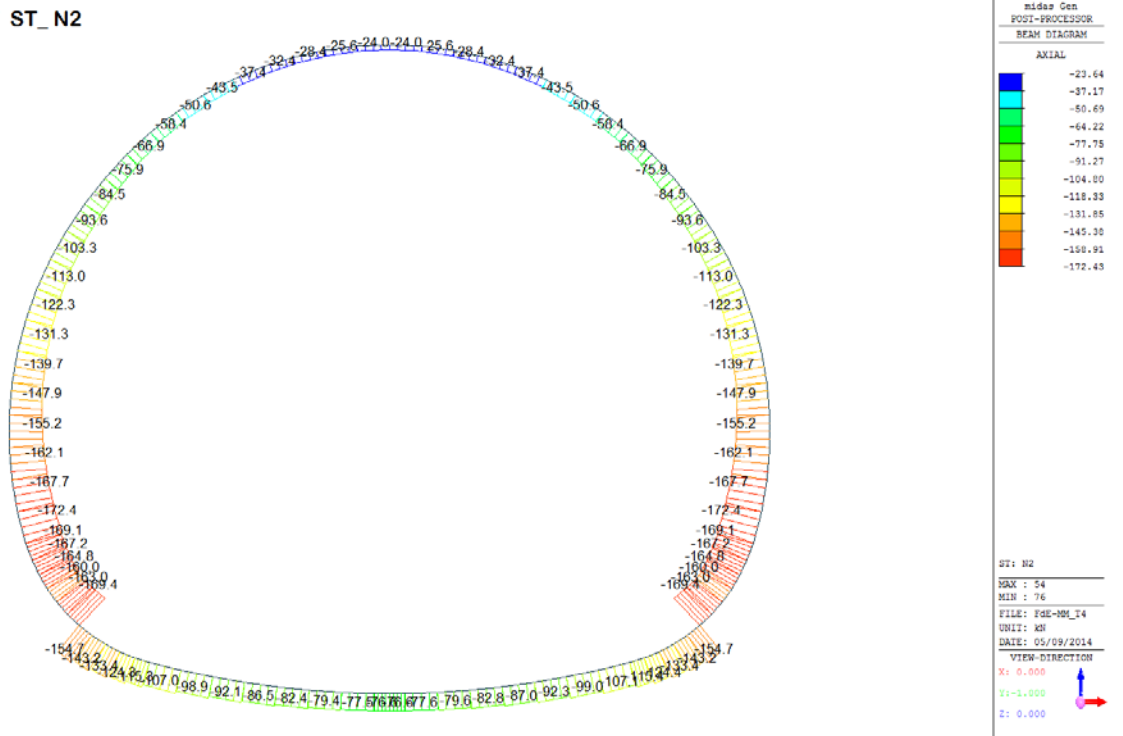


Beam Diagram_Fz / ST_N1

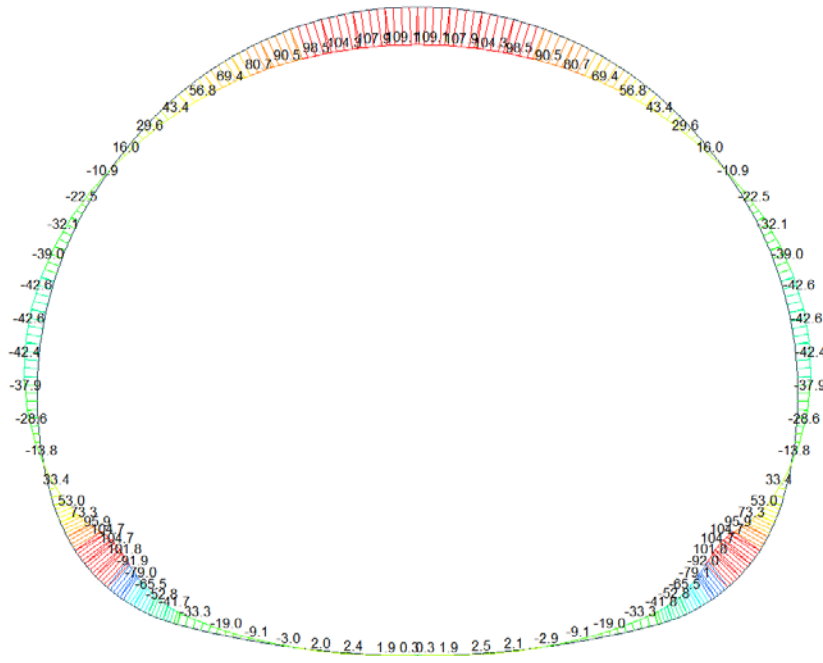


A.5.4.2. Load combination SLU 2

Beam Diagram_Fx / ST_N2



Beam Diagram_My / ST_N2



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

109.00
90.81
72.53
54.25
35.98
17.70
0.00
-18.86
-37.13
-55.41
-73.69
-91.96

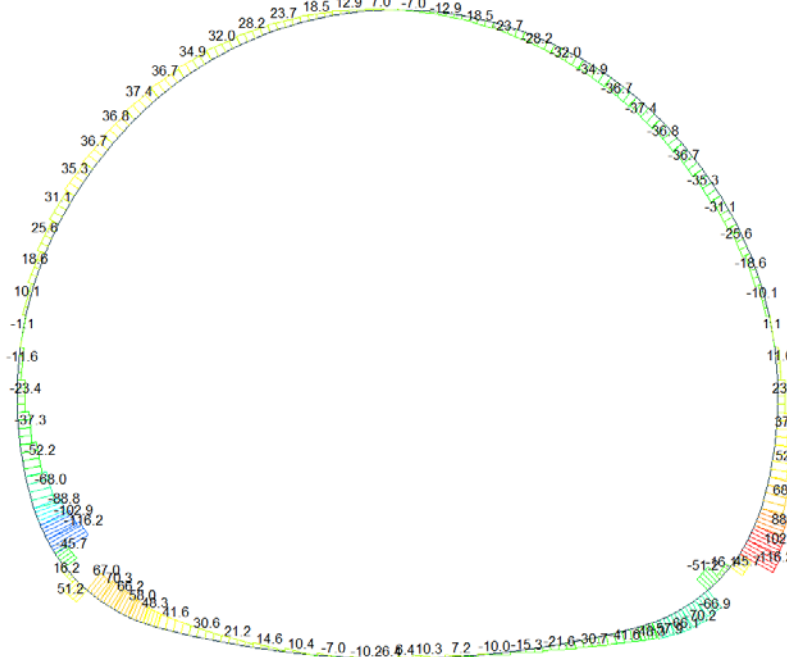
ST: N2

MAX : 54
MIN : 26

FILE: FGE-MI_T4
UNIT: KN*M
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

Beam Diagram_Fz / ST_N2



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-z

116.19
85.07
73.94
52.02
31.69
10.56
0.00
-31.69
-52.81
-73.94
-85.07
-116.19

ST: N2

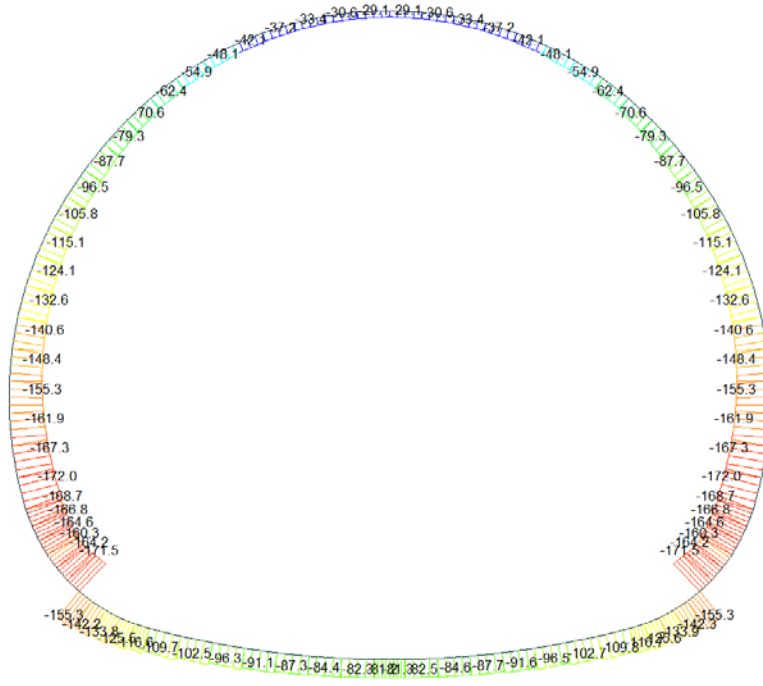
MAX : 30
MIN : 79

FILE: FGE-MI_T4
UNIT: KN
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

A.5.4.3. Load combination SLU 3

Beam Diagram_Fx / ST_N3



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

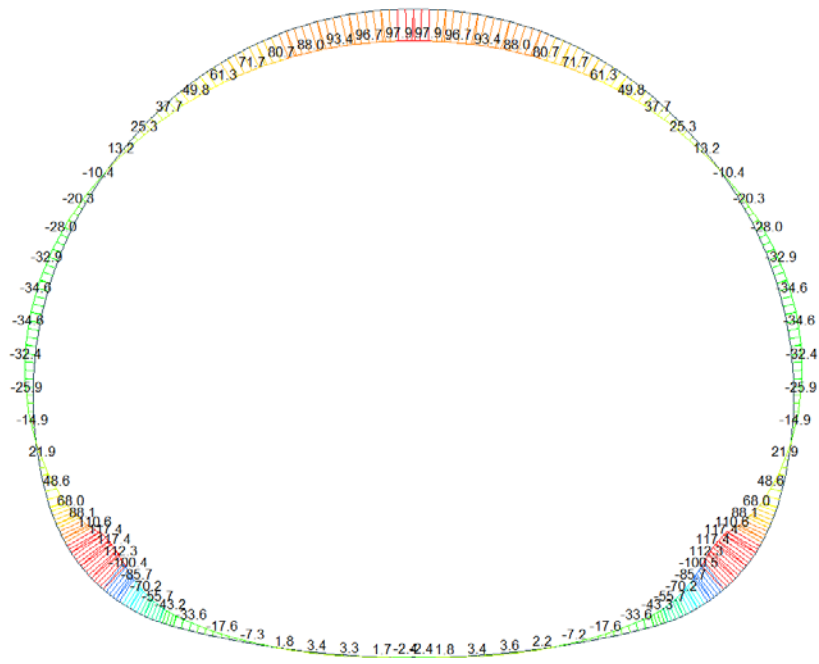
AXIAL

Blue	-28.74
Light Blue	-41.76
Light Green	-54.78
Green	-67.81
Yellow-Green	-80.83
Yellow	-93.85
Orange	-106.88
Red-Orange	-119.90
Red	-132.92
Dark Red	-145.94
Dark Red	-158.97
Dark Red	-171.99

ST: N3
MAX : 54
MIN : 76
FILE: FGE-MH_14
UNIT: KN
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

Beam Diagram_My / ST_N3



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

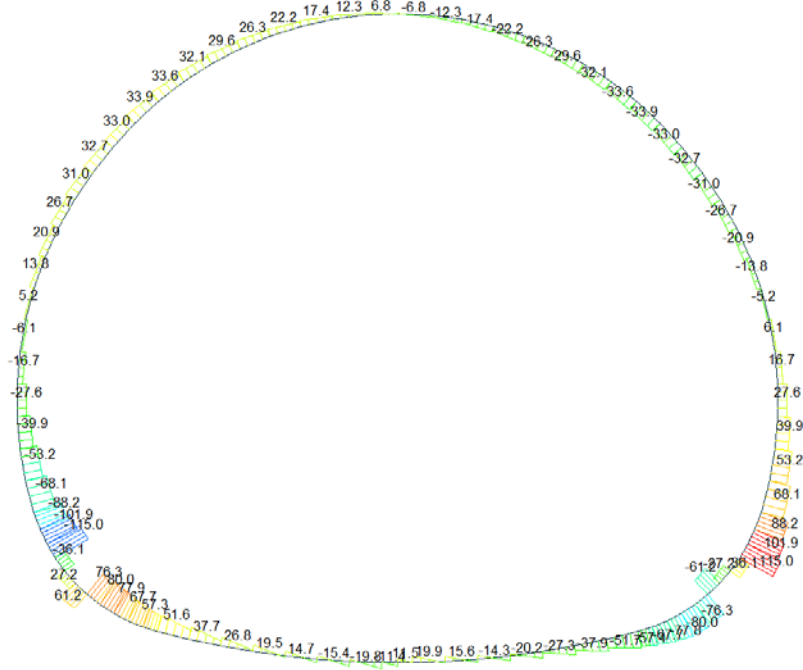
MOMENT-Y

Dark Red	117.40
Red	97.89
Orange	77.79
Yellow-Orange	57.90
Yellow	38.18
Light Green	18.37
Green	0.00
Light Green	-21.24
Light Blue	-41.05
Light Blue	-60.85
Light Blue	-80.66
Dark Blue	-100.46

ST: N3
MAX : 29
MIN : 26
FILE: FGE-MH_14
UNIT: KN*M
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

Beam Diagram_Fz / ST_N3



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-F

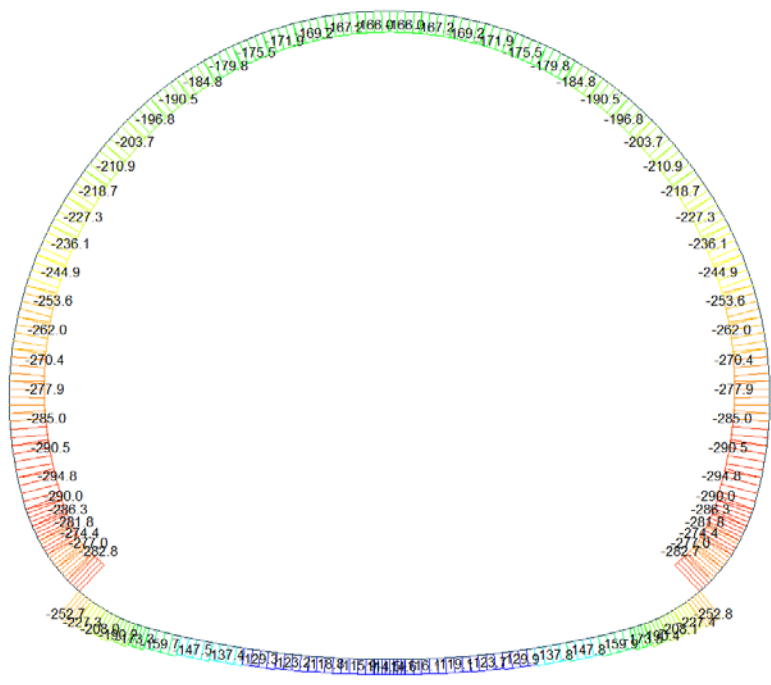
114.99
94.08
73.18
52.27
31.36
10.46
0.00
-31.36
-52.27
-73.18
-94.08
-114.99

ST: N3
MAX : 90
MIN : 79
FILE: FGE-MH_T4
UNIT: KN
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

A.5.4.4. Load combination SLU 4

Beam Diagram_Fx / ST_N4



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

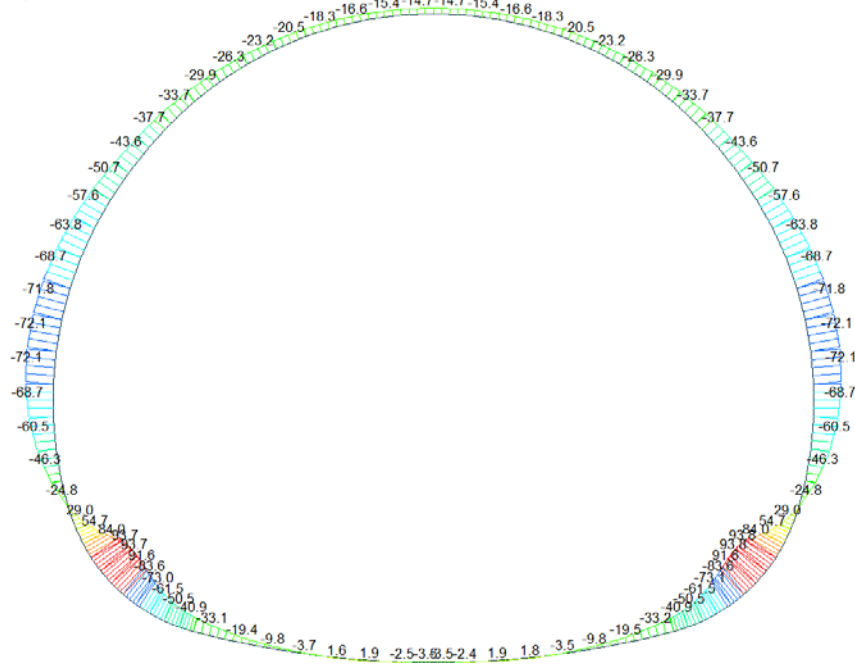
AXIAL

-114.49
-130.89
-147.28
-163.67
-180.07
-196.46
-212.85
-229.24
-245.64
-262.03
-278.42
-294.82

ST: N4
MAX : 13
MIN : 76
FILE: FGE-MH_T4
UNIT: KN
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

Beam Diagram_My / ST_N4



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

93.76
77.63
61.50
45.30
29.25
13.12
0.00
-19.13
-35.26
-51.30
-67.51
-85.64

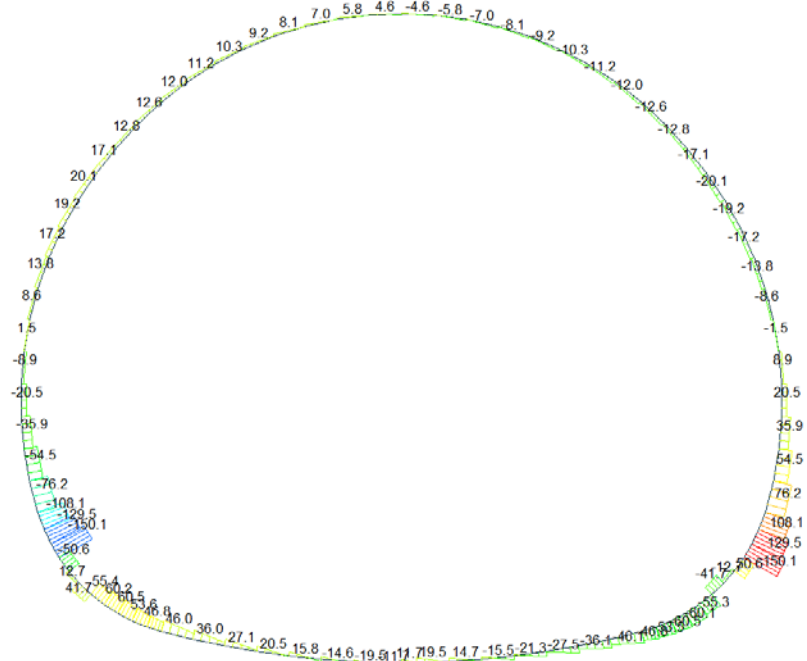
ST: N4

MAX : 93
MIN : 26

FILE: PGE-NM_T4
UNIT: KN*M
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

Beam Diagram_Fz / ST_N4



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-z

150.14
122.84
95.54
68.25
40.95
13.65
0.00
-40.94
-68.24
-95.54
-122.84
-150.13

ST: N4

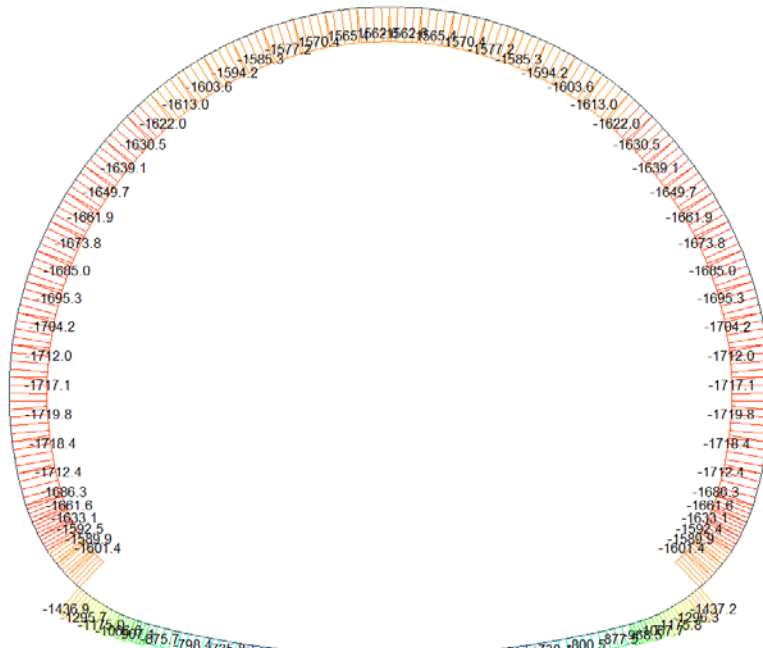
MAX : 30
MIN : 79

FILE: PGE-NM_T4
UNIT: KN
DATE: 05/09/2014

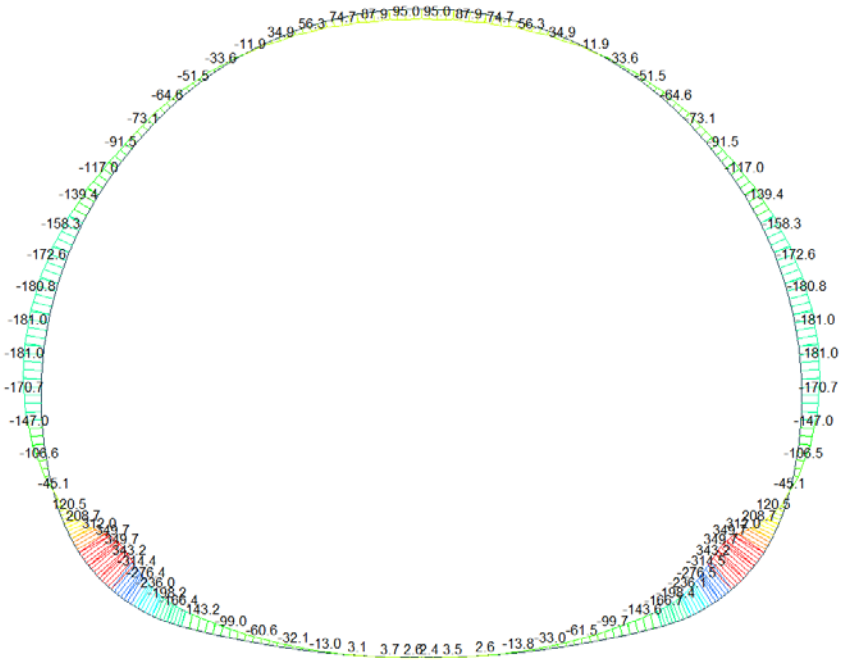
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

A.5.4.5. Load combination SLU 5

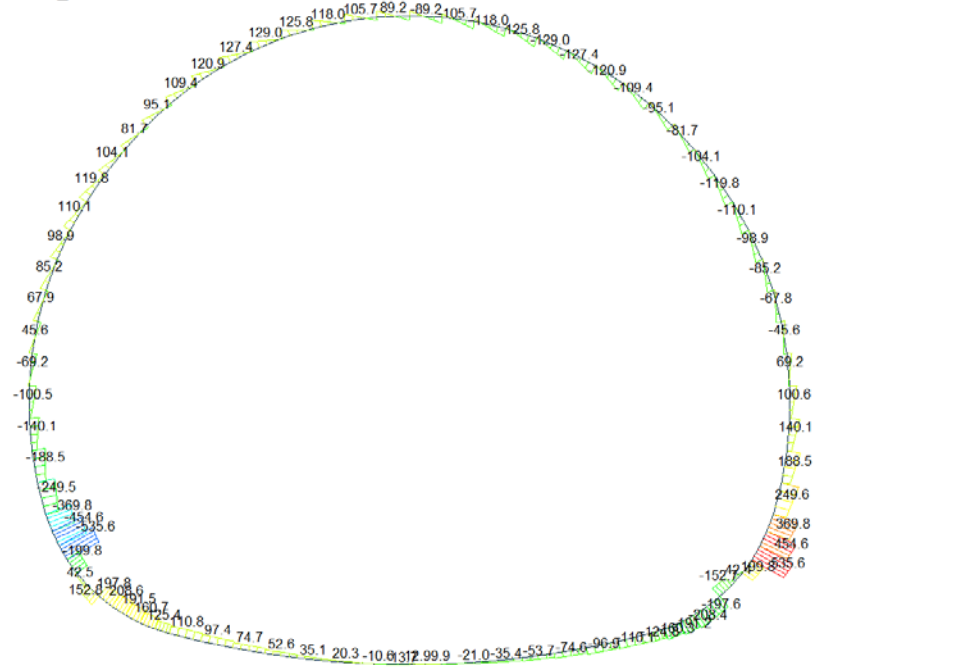
Beam Diagram_Fx / ST_N5



Beam Diagram_My / ST_N5

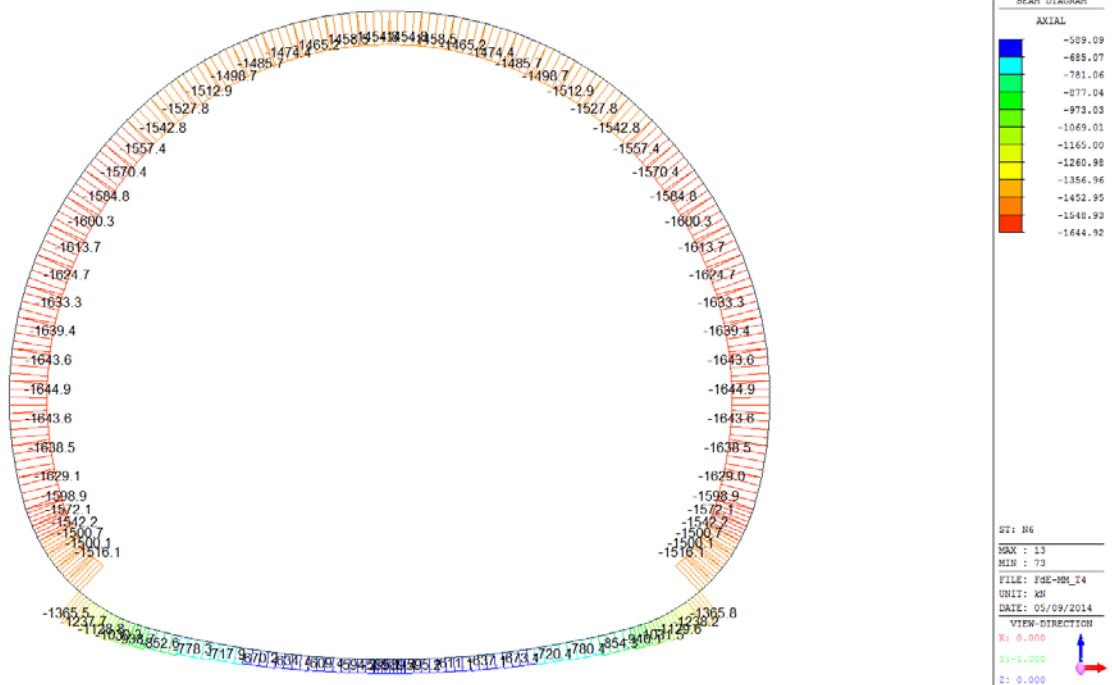


Beam Diagram_Fz / ST_N5

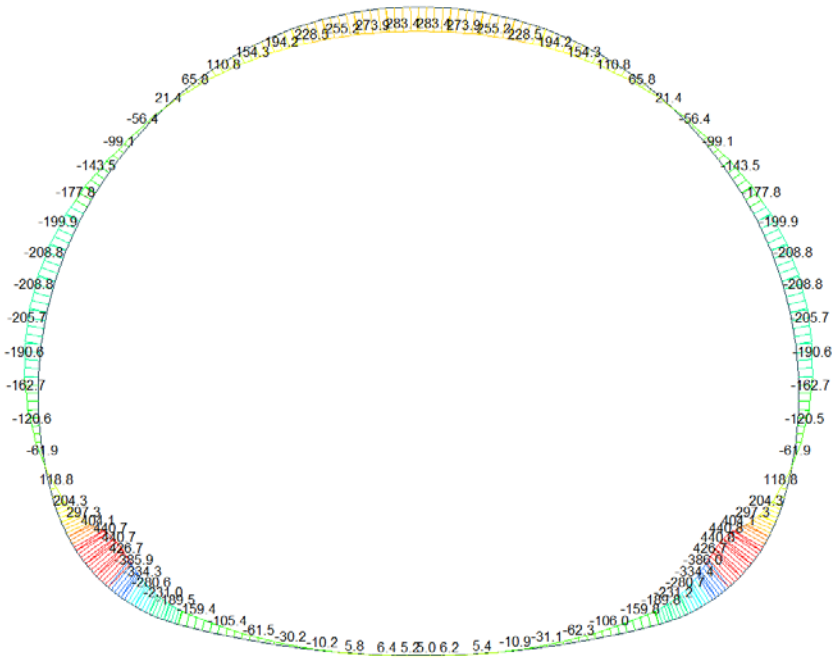


A.5.4.6. Load combination SLU 6

Beam Diagram_Fx / ST_N6



Beam Diagram_My / ST_N6



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

440.75
365.59
290.44
215.28
140.12
64.97
0.00
-85.35
-160.51
-235.66
-310.82
-385.98

ST: N6

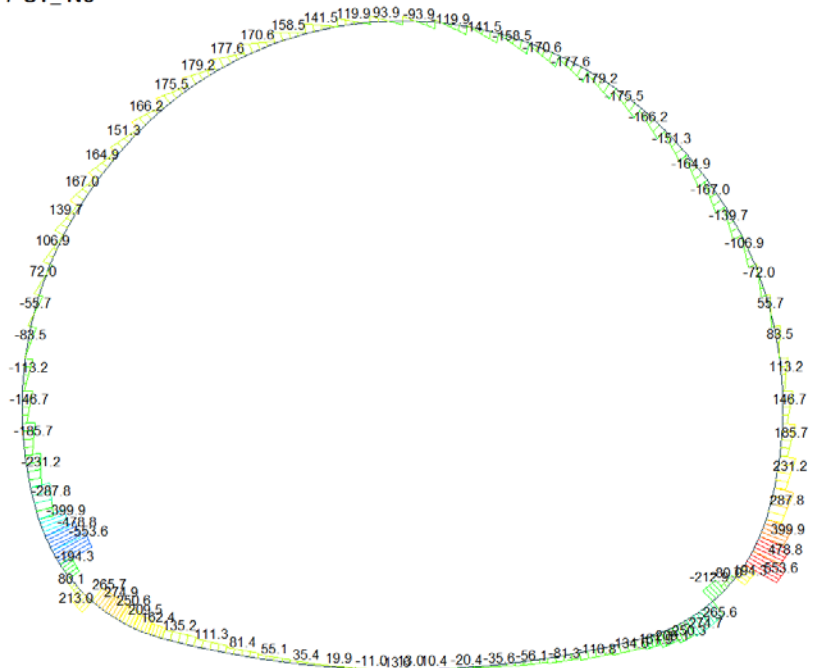
MAX : 29
MIN : 26

FILE: PGE-MI_T4
UNIT: KN*M
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION

X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

Beam Diagram_Fz / ST_N6



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-z

553.57
452.92
352.27
251.62
150.98
50.33
0.00
-150.97
-251.62
-352.26
-452.91
-553.56

ST: N6

MAX : 30
MIN : 79

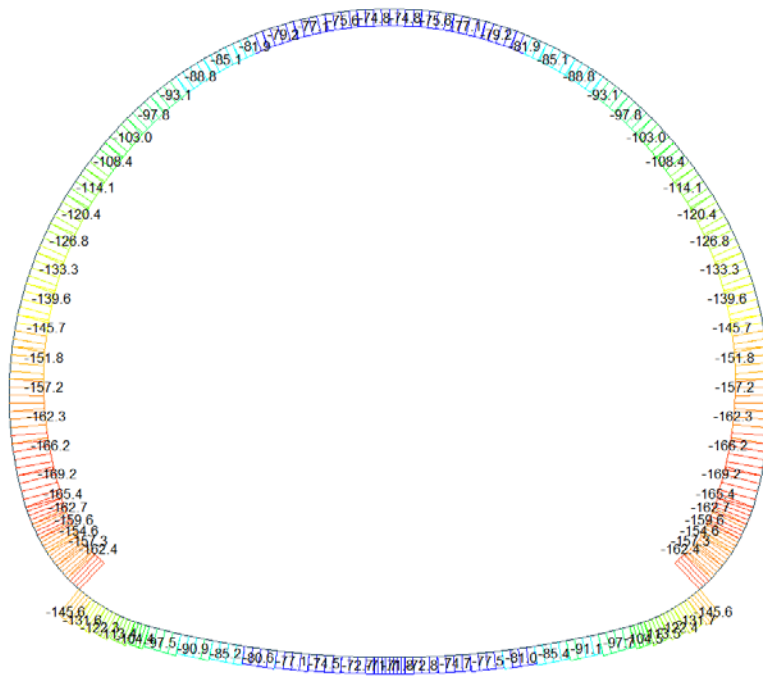
FILE: PGE-MI_T4
UNIT: KN
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION

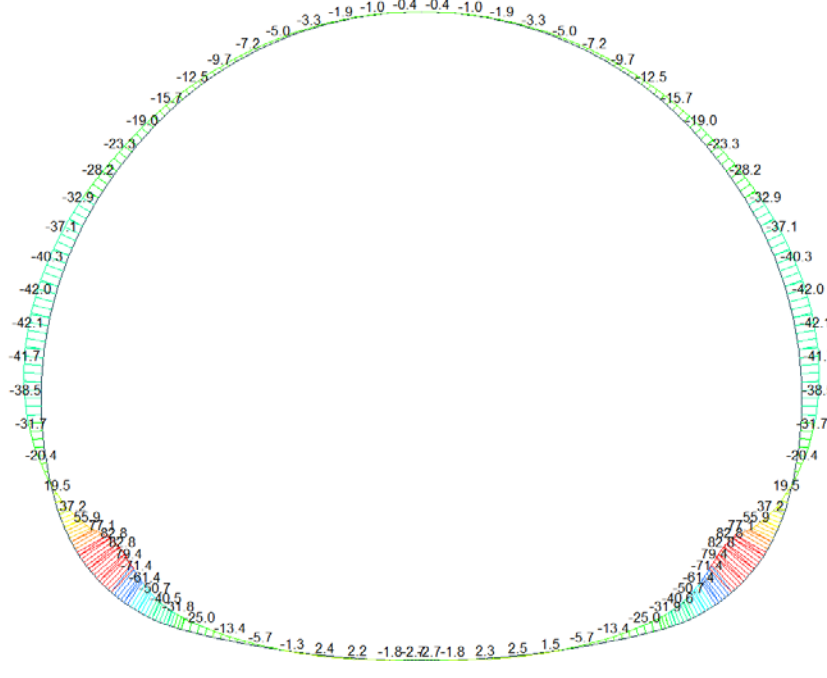
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

A.5.4.7. Load combination SLU 11

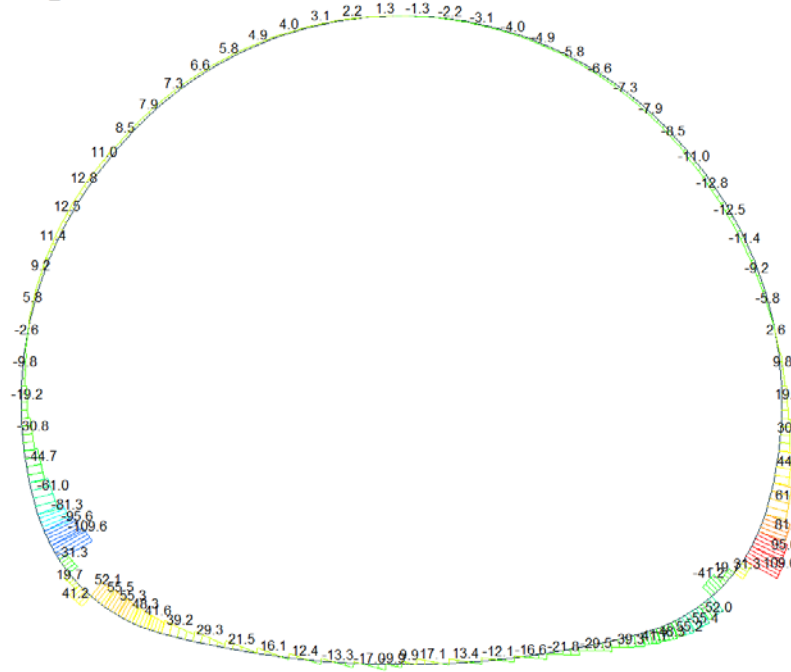
Beam Diagram_Fx / ST_N11



Beam Diagram_My / ST_N11



Beam Diagram_Fz / ST_N11



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-Fz

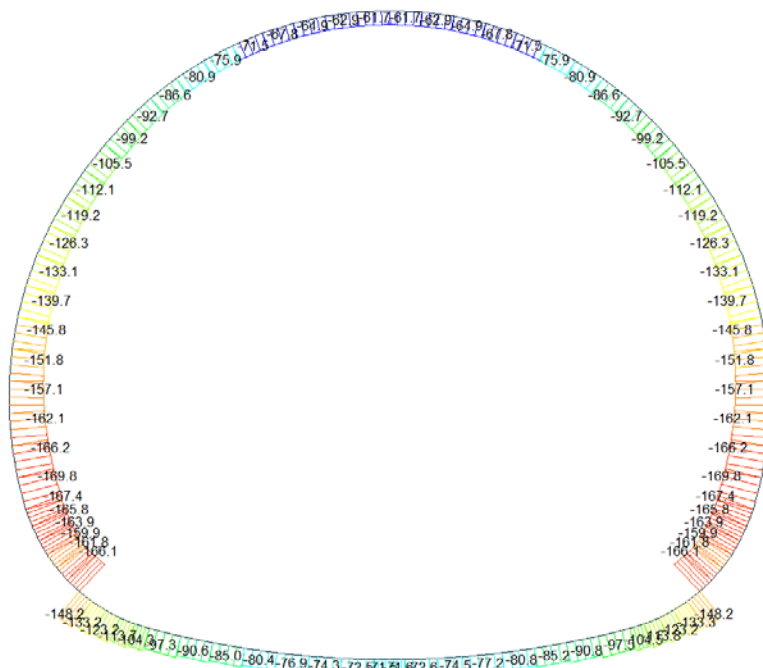
109.57
89.65
69.73
49.81
29.88
9.96
0.00
-29.88
-49.80
-69.73
-89.66
-109.57

ST: N11
MAX : 90
MIN : 79
FILE: FGE-MH_T4
UNIT: KN
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

A.5.4.8. Load combination SLU 12

Beam Diagram_Fx / ST_N12



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

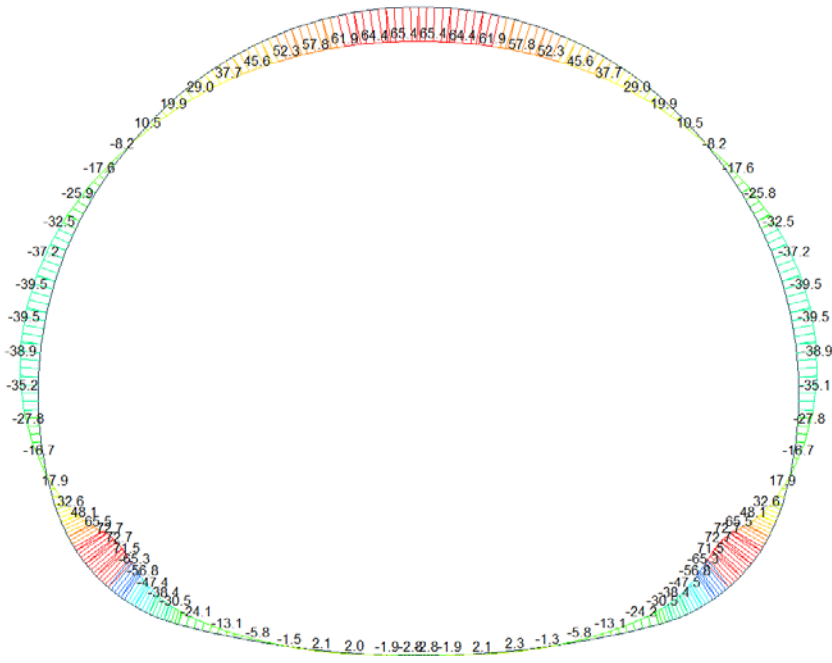
AXIAL

-61.40
-71.33
-81.18
-91.03
-100.88
-110.73
-120.58
-130.43
-140.28
-150.13
-159.98
-169.83

ST: N12
MAX : 54
MIN : 76
FILE: FGE-MH_T4
UNIT: KN
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

Beam Diagram_My / ST_N12



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

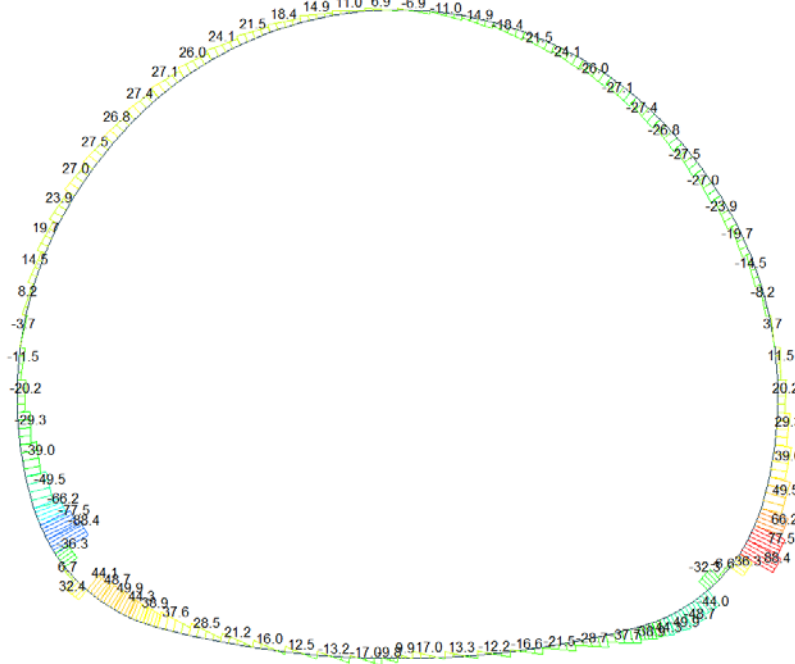
MOMENT-y

72.69
60.15
47.61
35.07
22.52
9.98
0.00
-15.10
-27.65
-40.19
-52.73
-65.27

ST: N12
MAX : 22
MIN : 26
FILE: FGE-MI_T4
UNIT: KN*M
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 1.000
Z: 0.000

Beam Diagram_Fz / ST_N12



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-z

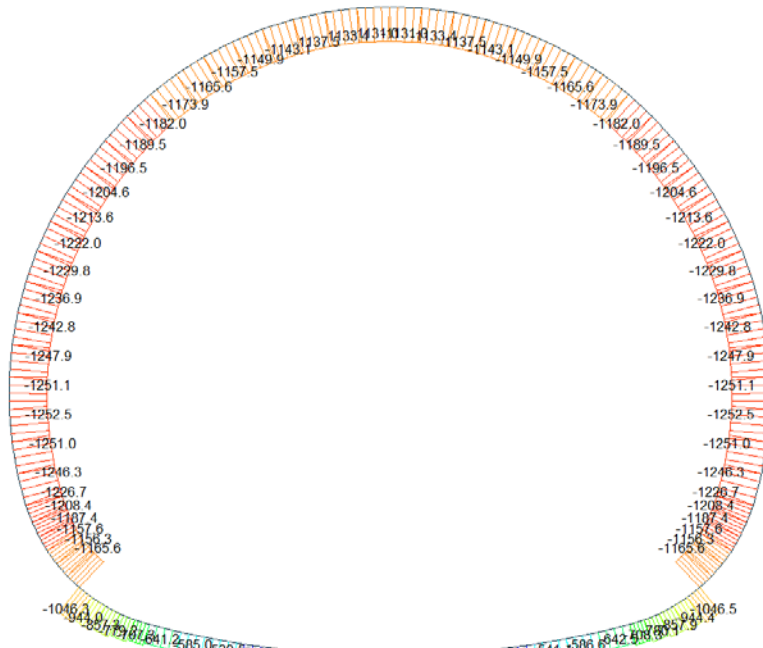
88.44
72.36
56.28
40.20
24.12
8.04
0.00
-24.12
-40.20
-56.28
-72.36
-88.44

ST: N12
MAX : 30
MIN : 79
FILE: FGE-MI_T4
UNIT: KN
DATE: 05/09/2014

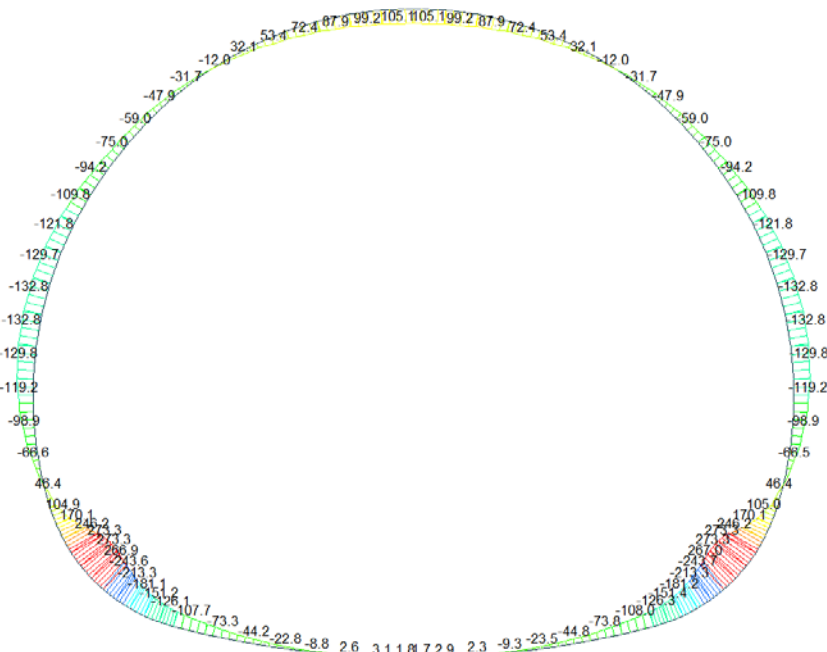
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 1.000
Z: 0.000

A.5.4.9. Load combination SLU 21

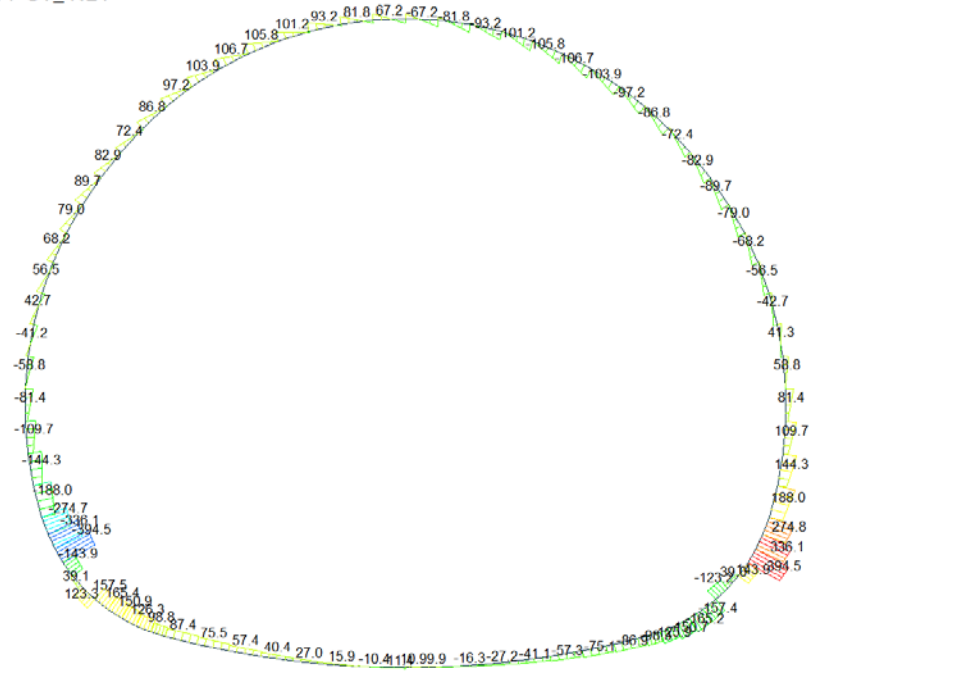
Beam Diagram_Fx / ST_N21



Beam Diagram_My / ST_N21



Beam Diagram_Fz / ST_N21



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

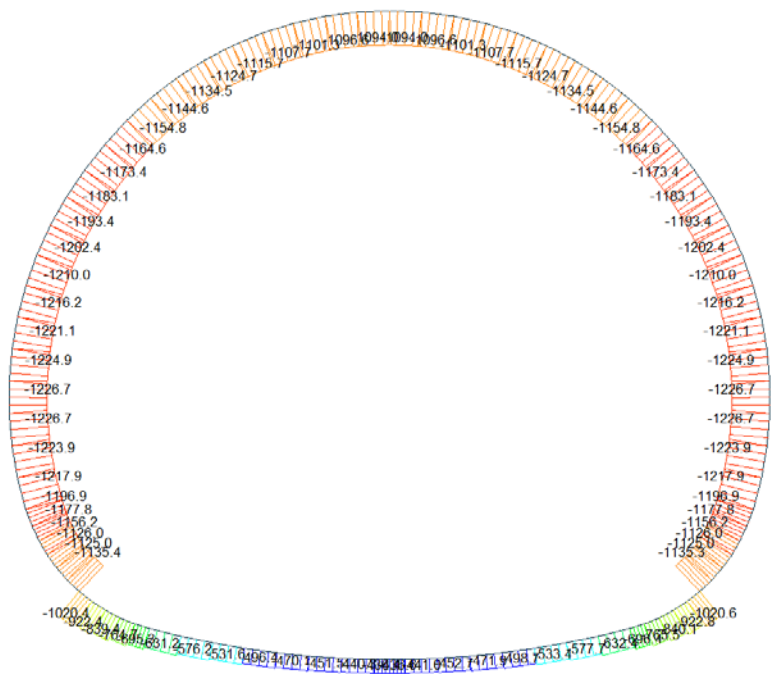
SHEAR-F

394.50
322.80
251.06
179.33
107.60
35.87
0.00
-107.60
-179.33
-251.06
-322.79
-394.52

ST: N21
MAX : 30
MIN : 79
FILE: FGE-NM_14
UNIT: KN
DATE: 05/09/2014
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

A.5.4.10. Load combination SLU 22

Beam Diagram_Fx / ST_N22



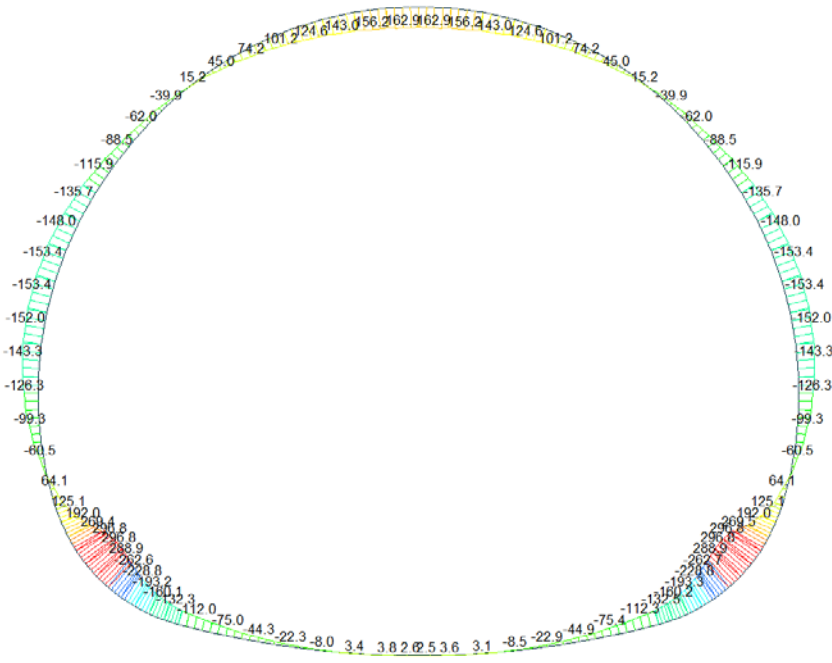
midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

AXIAL

-436.30
-508.23
-580.08
-651.93
-723.78
-795.63
-867.48
-939.33
-1011.18
-1083.03
-1154.88
-1226.73

ST: N22
MAX : 13
MIN : 74
FILE: FGE-NM_14
UNIT: KN
DATE: 05/09/2014
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

Beam Diagram_My / ST_N22



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-My

296.02
245.96
195.10
144.24
93.37
42.51
0.00
-59.22
-110.08
-160.94
-211.00
-262.67

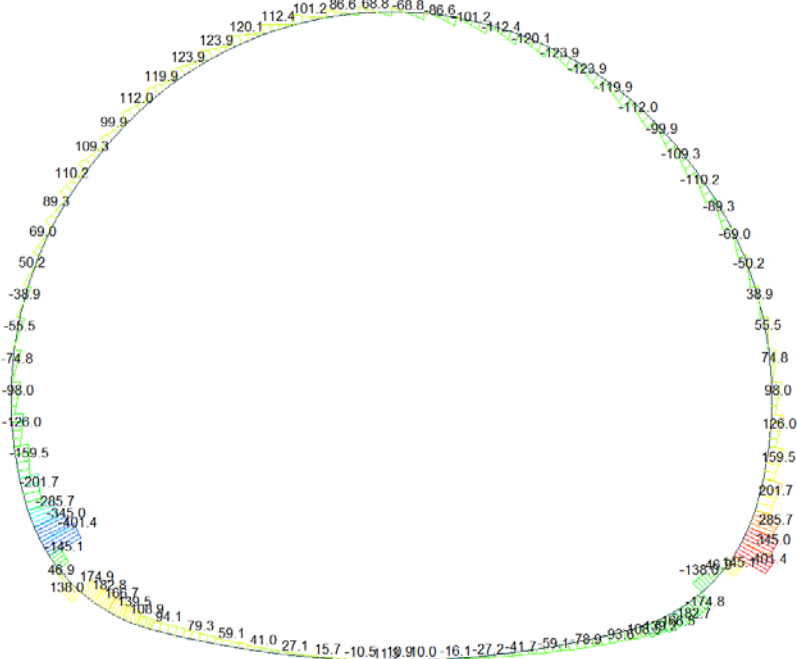
ST: N22

MAX : 29
MIN : 26

FILE: FGE-MH_T4
UNIT: KN*M
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

Beam Diagram_Fz / ST_N22



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

SHEAR-Fz

401.39
328.41
255.43
182.45
109.47
36.49
0.00
-109.47
-182.45
-255.42
-328.40
-401.38

ST: N22

MAX : 30
MIN : 79

FILE: FGE-MH_T4
UNIT: KN
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

A.5.4.11. Rebarred sections ratio cheking

SECTION CHECKING															
MEMBER	SECTION PROPERTIES		fck	fyk	CHECK	LOAD CB	LOAD CB	Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc	V_Rds	V_Ed
SECTION	Bc (m)	Hc (m)	[N/mm ²]	[N/mm ²]		M-N iteration	V			Ratio-N	Ratio-My	Ratio-Mz	Ratio-Vc	Ratio-Vs	Ratio-V
1	100 x 90		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	15'354	1361.760	385.913	0.000	488.345	-	265.748
2	1.00	0.90								0.187	0.191	0.000	0.544	-	0.544
2	100 x 90		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	15'354	1234.360	334.283	0.000	470.232	-	274.947
2	1.00	0.90								0.165	0.167	0.000	0.585	-	0.585
3	100 x 90		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	15'354	1123.140	280.594	0.000	454.803	-	250.590
2	1.00	0.90								0.142	0.142	0.000	0.551	-	0.551
4	100 x 90		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	15'354	1025.720	231.044	0.000	440.860	-	209.470
2	1.00	0.90								0.122	0.121	0.000	0.475	-	0.475
5	100 x 90		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	15'354	935.315	189.506	0.000	427.875	-	162.419
2	1.00	0.90								0.104	0.103	0.000	0.380	-	0.380
6	100 x 90		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	15'354	846.825	159.392	0.000	414.863	-	134.910
2	1.00	0.90								0.089	0.090	0.000	0.325	-	0.325
7	100 x 90		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P16	15'354	793.427	98.968	0.000	404.454	-	111.314
2	1.00	0.90								0.070	0.071	0.000	0.275	-	0.275
8	100 x 90		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P16	15'354	731.697	60.616	0.000	396.020	-	81.362
2	1.00	0.90								0.058	0.057	0.000	0.205	-	0.205
9	100 x 90		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P16	15'354	683.306	32.050	0.000	389.381	-	55.076
2	1.00	0.90								0.049	0.050	0.000	0.141	-	0.141
10	100 x 100		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P20	17'516	647.436	12.973	0.000	410.967	-	35.372
2	1.00	1.00								0.038	0.039	0.000	0.086	-	0.086
11	100 x 100		30.00	450.00	OK	N5	N5	14-2-P20	17'516	624.115	3.056	0.000	409.582	-	20.343
2	1.00	1.00								0.036	0.015	0.000	0.050	-	0.050
12	100 x 100		30.00	450.00	OK	N5	19	14-2-P20	17'516	608.556	2.566	0.000	332.622	-	19.778
2	1.00	1.00								0.036	0.013	0.000	0.059	-	0.059
13	100 x 100		30.00	450.00	OK	N5	20	14-2-P20	17'516	603.287	0.866	0.000	337.208	-	11.734
2	1.00	1.00								0.035	0.004	0.000	0.035	-	0.035
14	100 x 100		30.00	450.00	OK	N5	20	14-2-P20	17'516	603.633	2.423	0.000	337.218	-	11.746
2	1.00	1.00								0.035	0.012	0.000	0.035	-	0.035
15	100 x 100		30.00	450.00	OK	N5	19	14-2-P20	17'516	609.575	2.423	0.000	332.642	-	19.911
2	1.00	1.00								0.036	0.012	0.000	0.060	-	0.060
16	100 x 100		30.00	450.00	OK	N5	N5	14-2-P20	17'516	625.829	2.619	0.000	409.826	-	20.956
2	1.00	1.00								0.037	0.013	0.000	0.051	-	0.051
17	100 x 100		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P20	17'516	649.887	13.778	0.000	411.310	-	35.619
2	1.00	1.00								0.039	0.039	0.000	0.087	-	0.087
18	100 x 100		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P20	17'516	686.381	32.994	0.000	416.363	-	56.113
2	1.00	1.00								0.043	0.044	0.000	0.135	-	0.135
19	100 x 90		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P16	15'354	734.253	61.526	0.000	396.374	-	81.348
2	1.00	0.90								0.058	0.058	0.000	0.205	-	0.205
20	100 x 90		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P16	15'354	795.557	99.651	0.000	404.749	-	110.827
2	1.00	0.90								0.070	0.071	0.000	0.274	-	0.274
21	100 x 90		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	15'354	848.551	159.765	0.000	415.107	-	134.290
2	1.00	0.90								0.089	0.090	0.000	0.324	-	0.324
22	100 x 90		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	15'354	936.736	189.782	0.000	428.077	-	161.890
2	1.00	0.90								0.104	0.103	0.000	0.378	-	0.378
23	100 x 90		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	15'354	1026.860	231.237	0.000	441.021	-	209.062
2	1.00	0.90								0.122	0.121	0.000	0.474	-	0.474
24	100 x 90		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	15'354	1123.990	280.728	0.000	454.923	-	250.292
2	1.00	0.90								0.142	0.142	0.000	0.550	-	0.550
25	100 x 90		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	15'354	1234.920	334.376	0.000	470.311	-	274.739
2	1.00	0.90								0.166	0.167	0.000	0.584	-	0.584
26	100 x 90		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	15'354	1362.040	385.977	0.000	488.383	-	265.609
2	1.00	0.90								0.187	0.191	0.000	0.544	-	0.544
27	100 x 74		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	12'804	1512.690	426.730	0.000	464.443	-	212.864
2	1.00	0.74								0.308	0.305	0.000	0.458	-	0.458
28	100 x 85		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	14'557	1495.820	440.752	0.000	479.655	-	80.030
2	1.00	0.85								0.244	0.246	0.000	0.167	-	0.167
29	100 x 95		30.00	450.00	OK	N6	N5	14-2-P18	16'418	1500.690	440.752	0.000	533.500	-	199.833
2	1.00	0.95								0.190	0.189	0.000	0.375	-	0.375
30	100 x 90		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	15'354	1542.160	404.132	0.000	512.629	-	553.569
2	1.00	0.90								0.202	0.203	0.000	1.080	-	33.398

SECTION CHECKING															
MEMBER	SECTION PROPERTIES		fck [N/mm ²]	fyk [N/mm ²]	CHECK	LOAD CB M-N iteration	LOAD CB V	Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc	V_Rds	V_Ed
	SECTION	Bc (m)								Hc (m)	Ratio-N	Ratio-My	Ratio-Mz	Ratio-Vc	Ratio-Vs
31	100 x 85		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	14'557	1572.140	297.282	0.000	488.782	-	478.766
3	1.00	0.85								0.181	0.185	0.000	0.980	-	0.980
32	100 x 80		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	13'760	1598.930	204.301	0.000	492.539	-	399.860
5	1.00	0.80								0.165	0.167	0.000	0.812	-	0.812
33	100 x 75		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	12'964	1629.050	118.844	0.000	481.781	-	287.805
6	1.00	0.75								0.154	0.157	0.000	0.597	-	0.597
34	100 x 70		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P16	12'167	1709.080	106.540	0.000	468.471	-	231.235
8	1.00	0.70								0.169	0.170	0.000	0.494	-	0.494
35	100 x 70		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P16	12'167	1710.380	147.007	0.000	469.178	-	185.664
8	1.00	0.70								0.183	0.183	0.000	0.396	-	0.396
36	100 x 65		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P16	11'370	1708.380	170.734	0.000	454.405	-	146.696
7	1.00	0.65								0.211	0.211	0.000	0.323	-	0.323
37	100 x 65		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P16	11'370	1703.220	181.026	0.000	454.223	-	113.192
7	1.00	0.65								0.214	0.217	0.000	0.249	-	0.249
38	100 x 60		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P14	10'337	1631.390	205.721	0.000	438.309	-	83.488
7	1.00	0.60								0.259	0.257	0.000	0.190	-	0.190
39	100 x 60		30.00	450.00	OK	N6	N5	14-2-P14	10'337	1625.440	208.838	0.000	447.099	-	67.846
6	1.00	0.60								0.258	0.260	0.000	0.152	-	0.152
40	100 x 60		30.00	450.00	OK	N6	N5	14-2-P14	10'337	1624.750	208.838	0.000	445.684	-	85.216
6	1.00	0.60								0.258	0.260	0.000	0.191	-	0.191
41	100 x 60		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P14	10'337	1613.740	199.851	0.000	435.883	-	106.880
4	1.00	0.60								0.252	0.253	0.000	0.245	-	0.245
42	100 x 60		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P14	10'337	1600.290	177.788	0.000	434.033	-	139.750
4	1.00	0.60								0.236	0.238	0.000	0.322	-	0.322
43	100 x 60		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P14	10'337	1584.770	143.460	0.000	431.899	-	167.001
1	1.00	0.60								0.215	0.215	0.000	0.387	-	0.387
44	100 x 60		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P14	10'337	1639.100	91.457	0.000	429.920	-	164.932
1	1.00	0.60								0.194	0.190	0.000	0.384	-	0.384
45	100 x 60		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P14	10'337	1630.460	73.111	0.000	428.139	-	151.287
1	1.00	0.60								0.185	0.182	0.000	0.353	-	0.353
46	100 x 60		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P14	10'337	1622.010	64.565	0.000	426.127	-	166.155
1	1.00	0.60								0.180	0.181	0.000	0.390	-	0.390
47	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	53.425	56.783	0.000	424.063	-	175.456
1	1.00	0.60								0.191	0.195	0.000	0.414	-	0.414
48	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	46.179	69.369	0.000	422.021	-	179.229
1	1.00	0.60								0.259	0.261	0.000	0.425	-	0.425
49	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	39.771	80.737	0.000	420.071	-	177.561
1	1.00	0.60								0.318	0.320	0.000	0.423	-	0.423
50	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	34.316	90.536	0.000	418.283	-	170.587
1	1.00	0.60								0.372	0.372	0.000	0.408	-	0.408
51	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	29.908	98.471	0.000	416.723	-	158.489
1	1.00	0.60								0.417	0.413	0.000	0.380	-	0.380
52	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	26.623	104.308	0.000	415.456	-	141.493
1	1.00	0.60								0.454	0.444	0.000	0.341	-	0.341
53	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	24.521	107.878	0.000	414.541	-	119.864
1	1.00	0.60								0.459	0.462	0.000	0.289	-	0.289
54	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	23.995	107.878	0.000	414.033	-	93.907
1	1.00	0.60								0.473	0.463	0.000	0.227	-	0.227
55	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	23.995	107.878	0.000	414.033	-	93.907
1	1.00	0.60								0.473	0.463	0.000	0.227	-	0.227
56	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	24.521	107.878	0.000	414.541	-	119.864
1	1.00	0.60								0.459	0.462	0.000	0.289	-	0.289
57	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	26.623	104.308	0.000	415.456	-	141.493
1	1.00	0.60								0.454	0.444	0.000	0.341	-	0.341
58	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	29.908	98.470	0.000	416.723	-	158.490
1	1.00	0.60								0.417	0.413	0.000	0.380	-	0.380
59	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	34.316	90.535	0.000	418.283	-	170.587
1	1.00	0.60								0.372	0.372	0.000	0.408	-	0.408
60	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	39.772	80.736	0.000	420.071	-	177.561
1	1.00	0.60								0.318	0.320	0.000	0.423	-	0.423

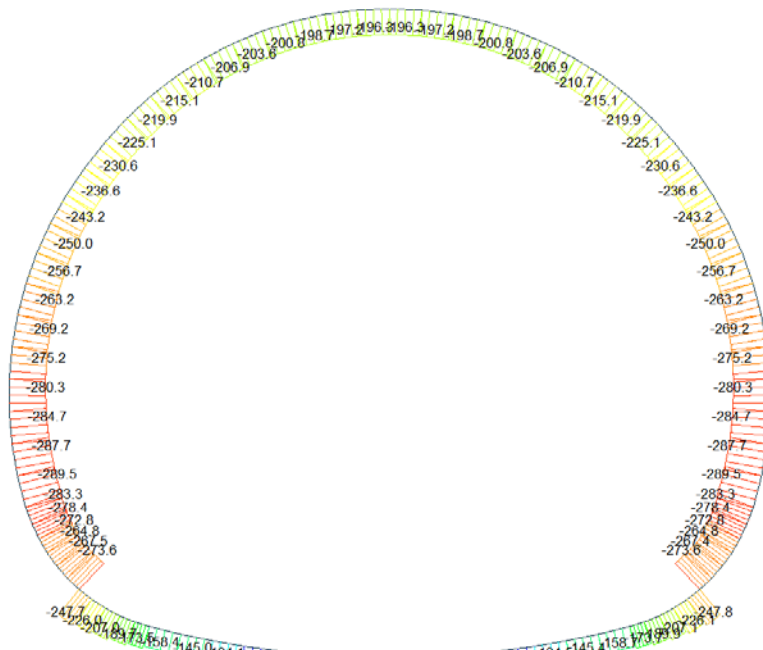
SECTION CHECKING															
MEMBER	SECTION PROPERTIES		fck	fyk	CHECK	LOAD CB	LOAD CB	Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc	V_Rds	V_Ed
SECTION	Bc (m)	Hc (m)	[N/mm ²]	[N/mm ²]		M-N iteration	V			Ratio-N	Ratio-My	Ratio-Mz	Ratio-Vc	Ratio-Vs	Ratio-V
61	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	46.179	69.368	0.000	422.021	-	179.229
1	1.00	0.60								0.259	0.261	0.000	0.425	-	0.425
62	100 x 60		30.00	450.00	OK	N2	N6	14-2-P14	10'337	53.425	56.782	0.000	424.063	-	175.457
1	1.00	0.60								0.191	0.195	0.000	0.414	-	0.414
63	100 x 60		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P14	10'337	1622.010	64.563	0.000	426.127	-	166.155
1	1.00	0.60								0.180	0.181	0.000	0.390	-	0.390
64	100 x 60		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P14	10'337	1630.460	73.109	0.000	428.139	-	151.287
1	1.00	0.60								0.185	0.182	0.000	0.353	-	0.353
65	100 x 60		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P14	10'337	1639.100	91.456	0.000	429.920	-	164.933
1	1.00	0.60								0.194	0.190	0.000	0.384	-	0.384
66	100 x 60		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P14	10'337	1584.770	143.462	0.000	431.899	-	167.001
1	1.00	0.60								0.215	0.215	0.000	0.387	-	0.387
67	100 x 60		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P14	10'337	1600.290	177.790	0.000	434.033	-	139.750
1	1.00	0.60								0.236	0.238	0.000	0.322	-	0.322
68	100 x 60		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P14	10'337	1613.740	199.852	0.000	435.883	-	106.880
1	1.00	0.60								0.252	0.253	0.000	0.245	-	0.245
69	100 x 60		30.00	450.00	OK	N6	N5	14-2-P14	10'337	1624.750	208.840	0.000	445.684	-	85.220
1	1.00	0.60								0.258	0.260	0.000	0.191	-	0.191
70	100 x 60		30.00	450.00	OK	N6	N5	14-2-P14	10'337	1625.440	208.840	0.000	447.099	-	67.851
1	1.00	0.60								0.258	0.260	0.000	0.152	-	0.152
71	100 x 60		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P14	10'337	1631.390	205.725	0.000	438.309	-	83.483
1	1.00	0.60								0.259	0.257	0.000	0.190	-	0.190
72	100 x 65		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P16	11'370	1703.220	181.034	0.000	454.223	-	113.186
1	1.00	0.65								0.214	0.217	0.000	0.249	-	0.249
73	100 x 65		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P16	11'370	1708.380	170.744	0.000	454.405	-	146.688
1	1.00	0.65								0.211	0.211	0.000	0.323	-	0.323
74	100 x 70		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P16	12'167	1710.390	147.020	0.000	469.178	-	185.656
1	1.00	0.70								0.183	0.184	0.000	0.396	-	0.396
75	100 x 70		30.00	450.00	OK	N5	N6	14-2-P16	12'167	1709.080	106.556	0.000	468.471	-	231.226
1	1.00	0.70								0.169	0.170	0.000	0.494	-	0.494
76	100 x 75		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	12'964	1629.050	118.824	0.000	481.782	-	287.796
1	1.00	0.75								0.154	0.157	0.000	0.597	-	0.597
77	100 x 80		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	13'760	1598.940	204.279	0.000	492.539	-	399.851
1	1.00	0.80								0.165	0.167	0.000	0.812	-	0.812
78	100 x 85		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	14'557	1572.150	297.258	0.000	488.783	-	478.758
1	1.00	0.85								0.181	0.185	0.000	0.979	-	0.979
79	100 x 90		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	15'354	1542.160	404.106	0.000	554.630	-	553.561
1	1.00	0.90								0.202	0.203	0.000	1.080	-	33.397
80	100 x 95		30.00	450.00	OK	N6	N5	14-2-P18	16'418	1500.700	440.719	0.000	533.501	-	199.799
1	1.00	0.95								0.190	0.189	0.000	0.375	-	0.375
81	100 x 85		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	14'557	1495.830	440.719	0.000	479.657	-	80.094
1	1.00	0.85								0.244	0.246	0.000	0.167	-	0.167
82	100 x 74		30.00	450.00	OK	N6	N6	14-2-P16	12'804	1512.710	426.684	0.000	464.446	-	212.958
1	1.00	0.74								0.308	0.305	0.000	0.459	-	0.459

A.5.4.12. Rebarred sections ratio cheking for fire combinations load

SECTION CHECKING - FIRE COMBINATIONS LOAD															
MEMBER	SECTION PROPERTIES		fck	fyk	CHECK	LOAD CB	LOAD CB	Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc	V_Rds	V_Ed
SECTION	Bc (m)	Hc (m)	[N/mm ²]	[N/mm ²]		M-N iteration	V			Ratio-N	Ratio-My	Ratio-Mz	Ratio-Vc	Ratio-Vs	Ratio-V
55(M+N) / 60(V)	100 x 60		30.00	360.00	OK	N22	N22	14-2-P14	12'418	1101.900	141.422	0.000	382.278	-	117.464
1	1.00	0.55								0.155	0.156	0.000	0.307	-	0.307
72(M+N) / 36(V)	100 x 65		30.00	360.00	OK	N22	N22	14-2-P16	13'703	1213.400	121.955	0.000	427.948	-	91.350
2	1.00	0.60								0.129	0.130	0.000	0.213	-	0.213
74(M+N) / 34(V)	100 x 70		30.00	360.00	OK	N21	N22	12-2-P16	14'630	1240.140	85.415	0.000	426.268	-	148.758
3	1.00	0.65								0.106	0.107	0.000	0.349	-	0.349
33(M+N) / 33(V)	100 x 75		30.00	360.00	OK	N22	N22	14-2-P16	15'828	1213.370	68.457	0.000	450.865	-	189.518
4	1.00	0.70								0.091	0.091	0.000	0.420	-	0.420
27(M+N) / 82(V)	100 x 74		30.00	360.00	OK	N22	N22	14-2-P16	15'616	1137.020	274.844	0.000	439.198	-	156.592
5	1.00	0.69								0.175	0.178	0.000	0.357	-	0.357
77(M+N) / 32(V)	100 x 80		30.00	360.00	OK	N22	N22	14-2-P16	16'891	1193.570	126.422	0.000	448.144	-	272.379
6	1.00	0.75								0.098	0.097	0.000	0.608	-	0.608
28(M+N) / 31(V)	100 x 85		30.00	360.00	OK	N22	N22	14-2-P16	17'953	1124.210	287.646	0.000	468.218	-	330.986
7	1.00	0.80								0.140	0.140	0.000	0.707	-	0.707
1(M+N) / 2(V)	100 x 90		30.00	360.00	OK	N22	N22	10-3-P20	19'126	1019.930	244.866	0.000	445.604	-	186.556
8	1.00	0.85								0.110	0.111	0.000	0.419	-	0.419
29(M+N) / 29(V)	100 x 95		30.00	360.00	OK	N22	N21	14-2-P16	20'078	1126.220	287.646	0.000	486.395	-	122.423
9	1.00	0.90								0.112	0.114	0.000	0.252	-	0.252
10(M+N) / 10(V)	100 x 100		30.00	360.00	OK	N22	N21	14-2-P20	21'251	451.900	5.102	0.000	402.901	-	22.142
10	1.00	0.95								0.022	0.022	0.000	0.055	-	0.055

A.5.4.13. Load combination SLE 1

Beam Diagram_Fx / ST_NSLE - 1



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

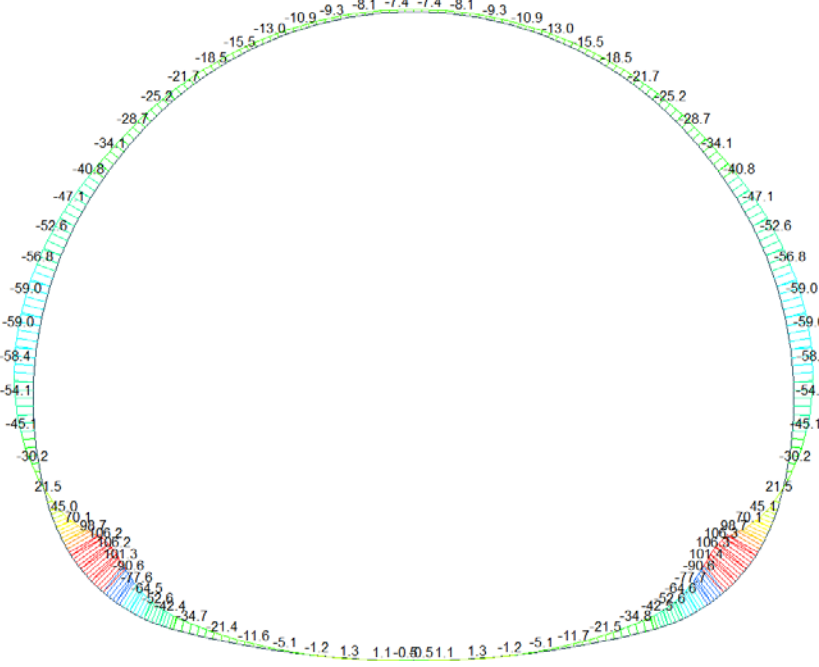
AXIAL

Blue	-110.25
Light Blue	-126.54
Light Green	-142.83
Green	-159.12
Yellow-Green	-175.41
Yellow	-191.71
Orange	-208.00
Red-Orange	-224.29
Red	-240.58
Dark Red	-256.87
Dark Red	-273.17
Dark Red	-289.46

ST: NSLE - 1
MAX : 13
MIN : 76
FILE: FGE-MH_14
UNIT: KN
DATE: 05/09/2014

VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

Beam Diagram_My / ST_NSLE - 1



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-Y

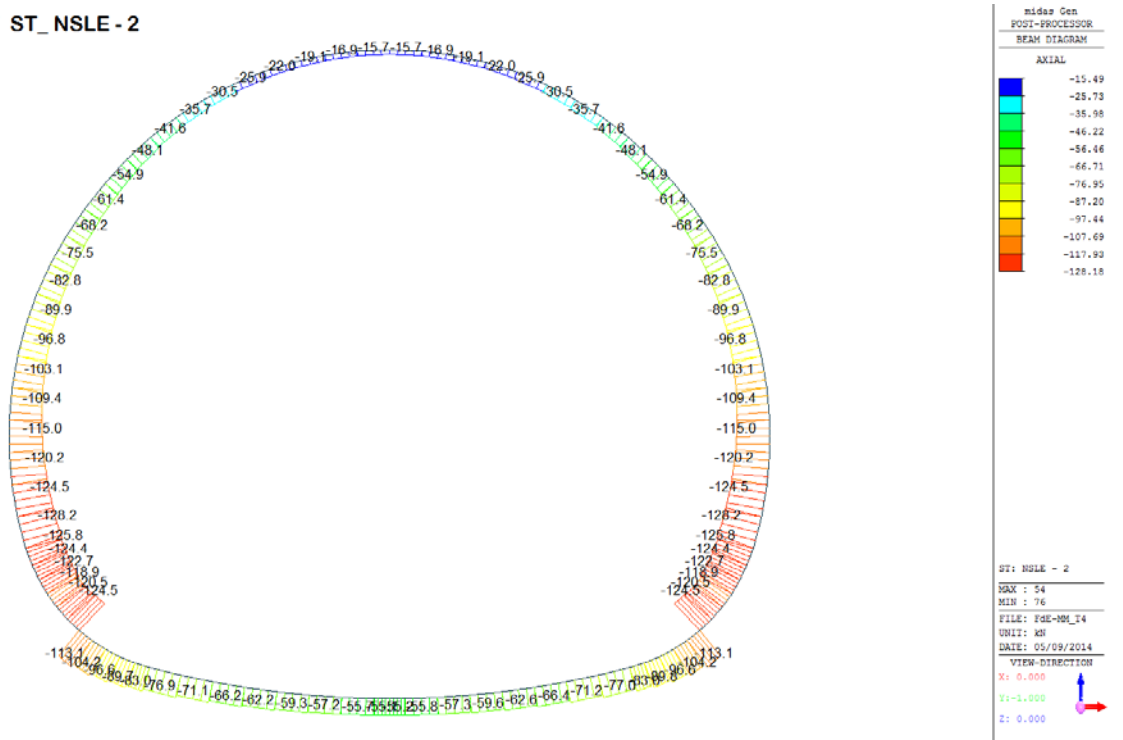
Red	106.26
Red-Orange	88.36
Orange	70.46
Yellow-Orange	52.56
Yellow	34.67
Light Green	16.77
Green	0.00
Light Green	-19.03
Green	-36.93
Light Blue	-54.83
Blue	-72.72
Dark Blue	-90.62

ST: NSLE - 1
MAX : 29
MIN : 26
FILE: FGE-MH_14
UNIT: KN*M
DATE: 05/09/2014

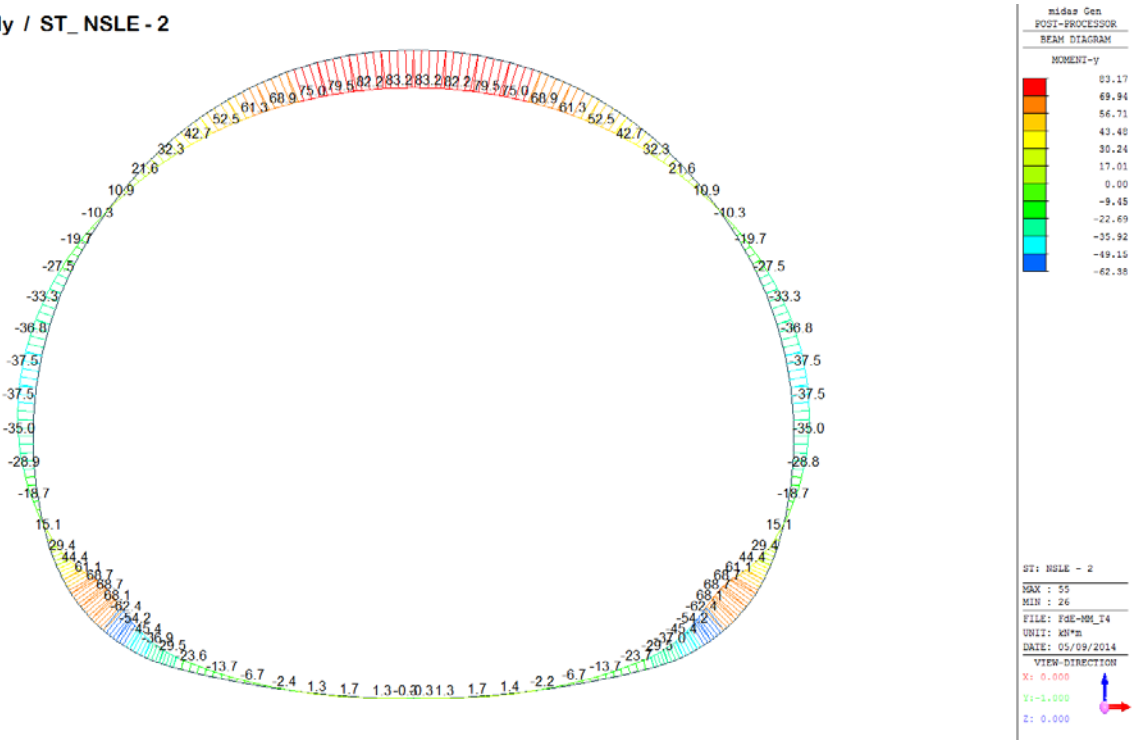
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

A.5.4.14. Load combination SLE 2

Beam Diagram_Fx / ST_NSLE - 2

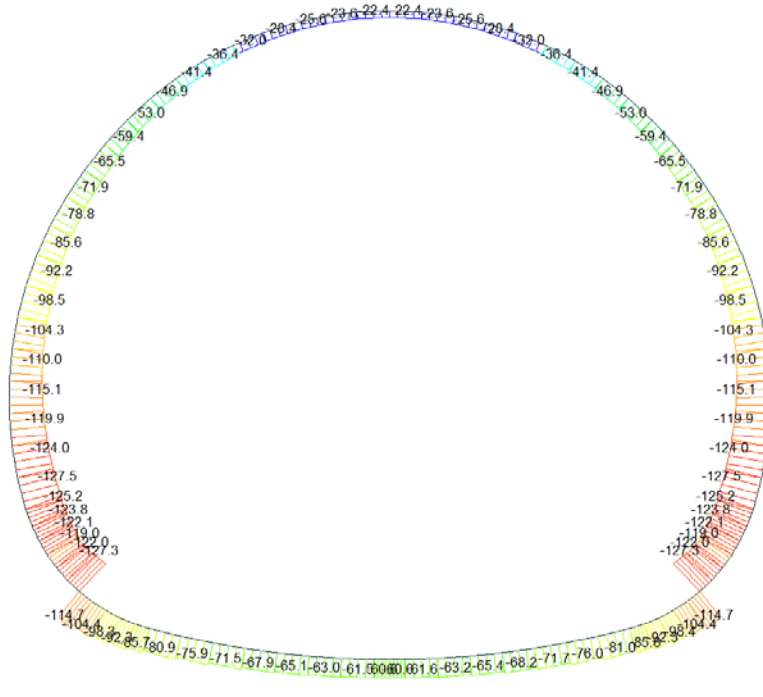


Beam Diagram_My / ST_NSLE - 2

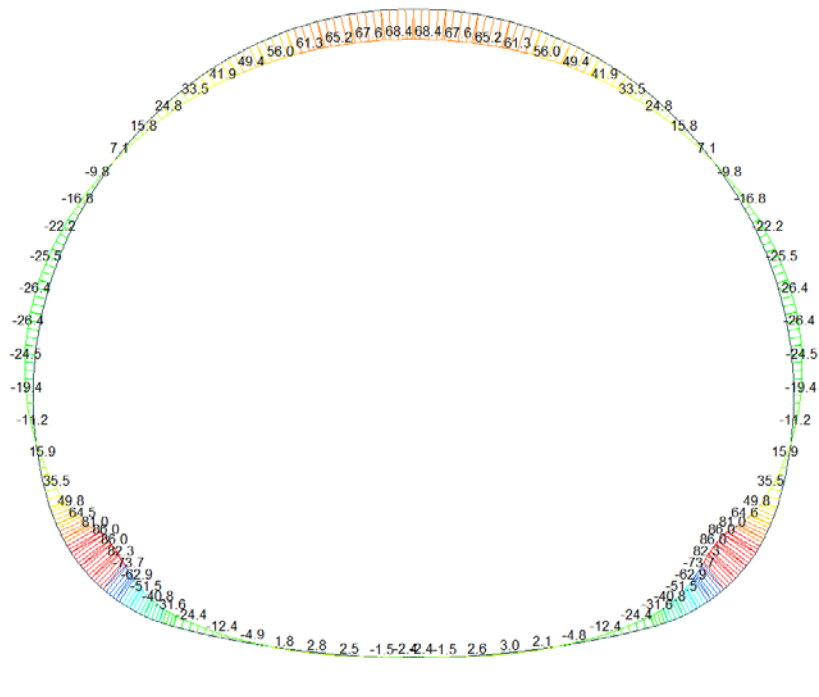


A.5.4.15. Load combination SLE 3

Beam Diagram_Fx / ST_NSLE - 3

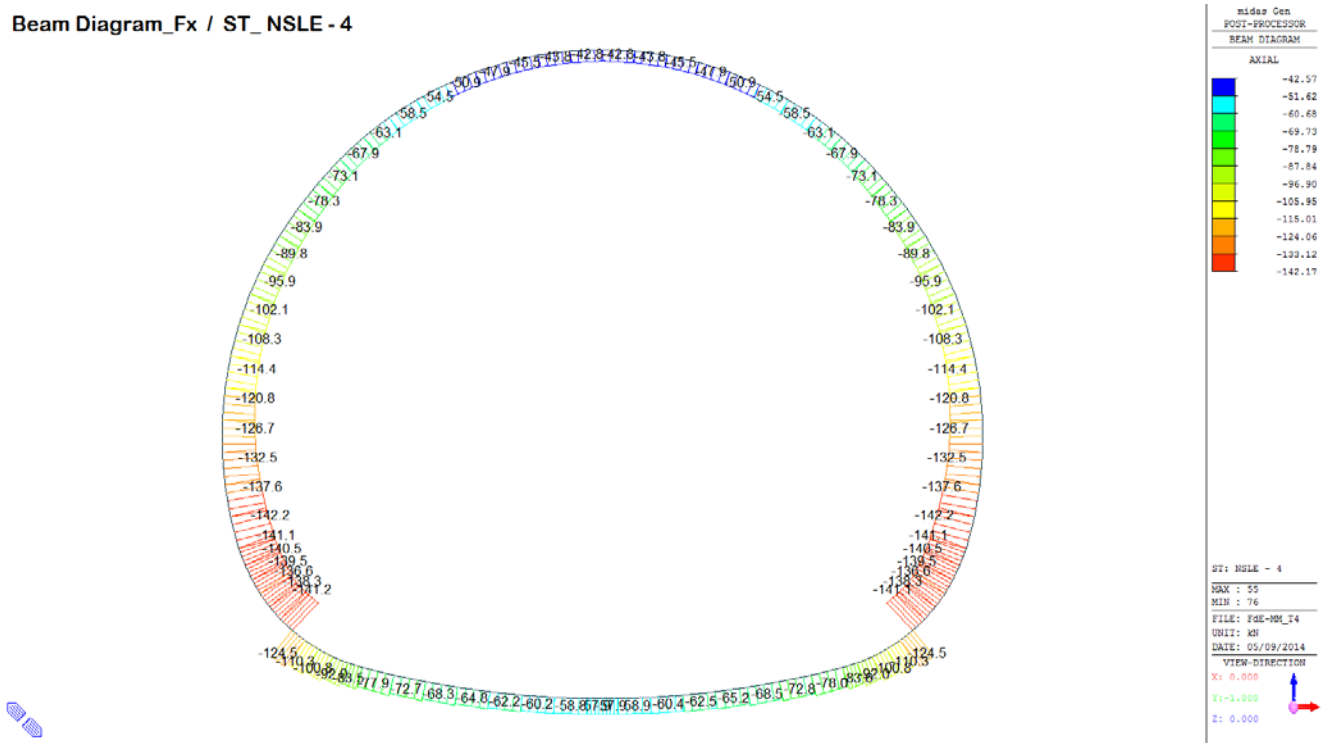


Beam Diagram_My / ST_NSLE - 3

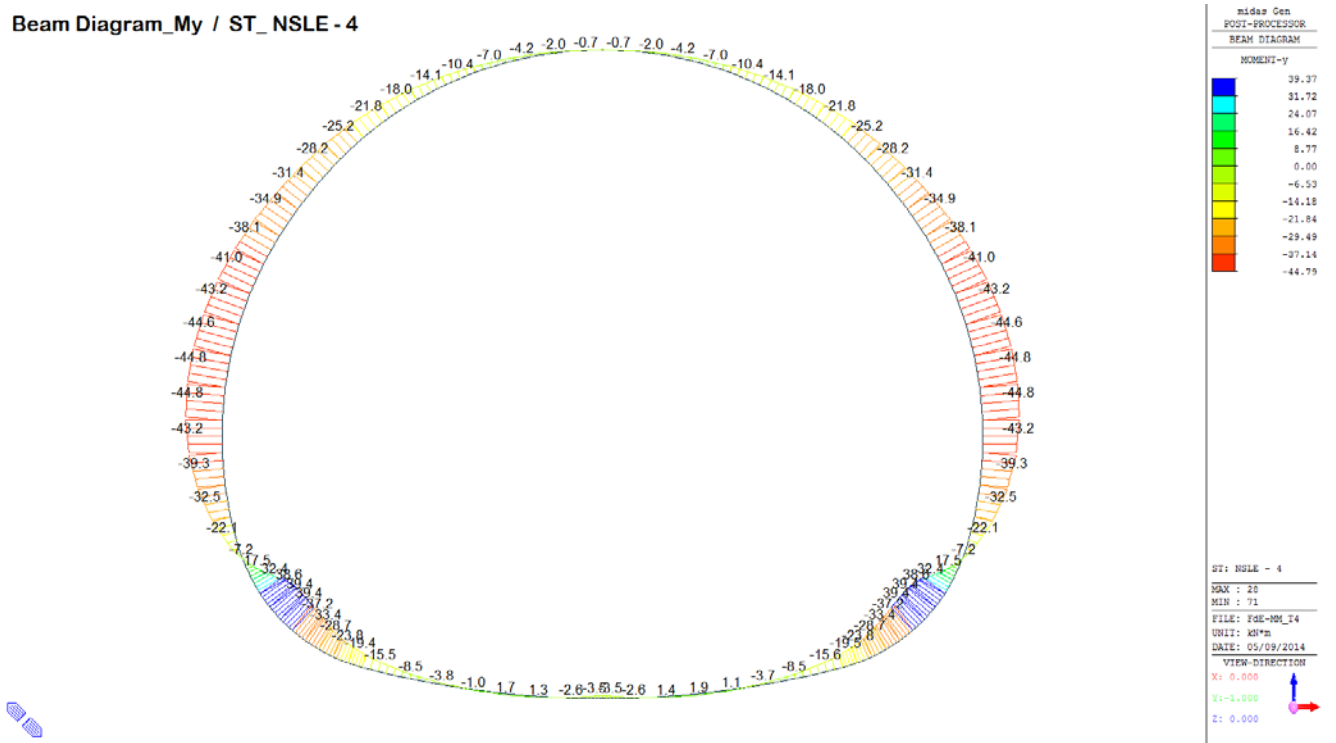


A.5.4.16. Load combination SLE 4

Beam Diagram_Fx / ST_NSLE - 4

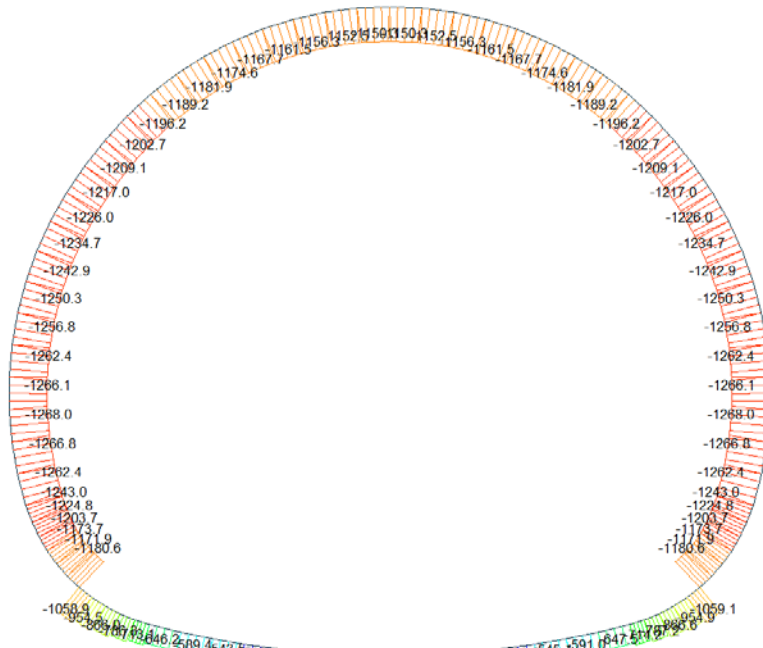


Beam Diagram_My / ST_NSLE - 4

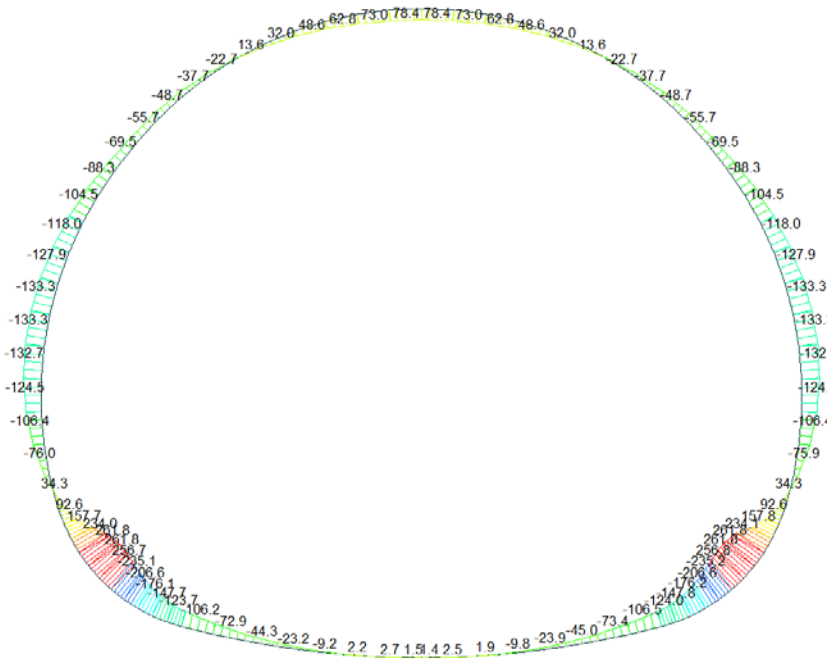


A.5.4.17. Load combination SLE 5

Beam Diagram_Fx / ST_NSLE - 5

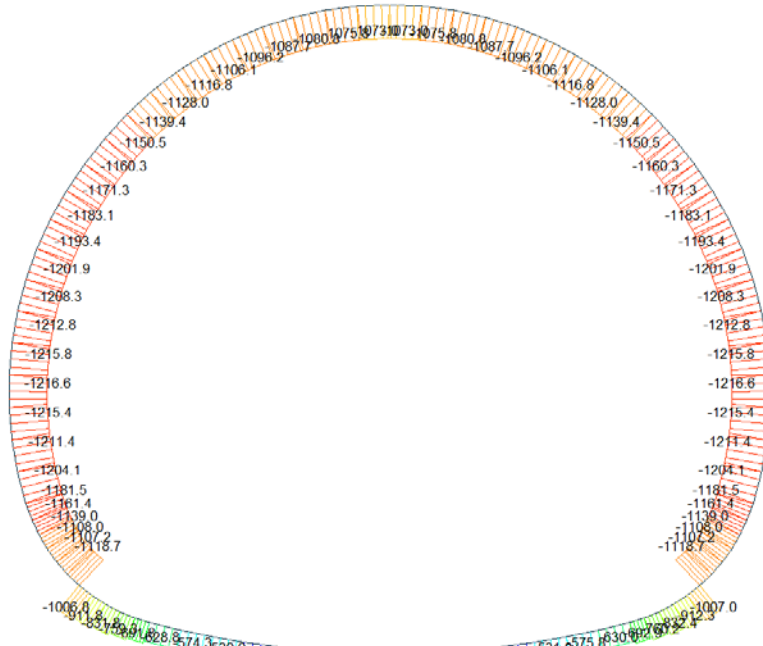


Beam Diagram_My / ST_NSLE - 5



A.5.4.18. Load combination SLE 6

Beam Diagram_Fx / ST_NSLE - 6



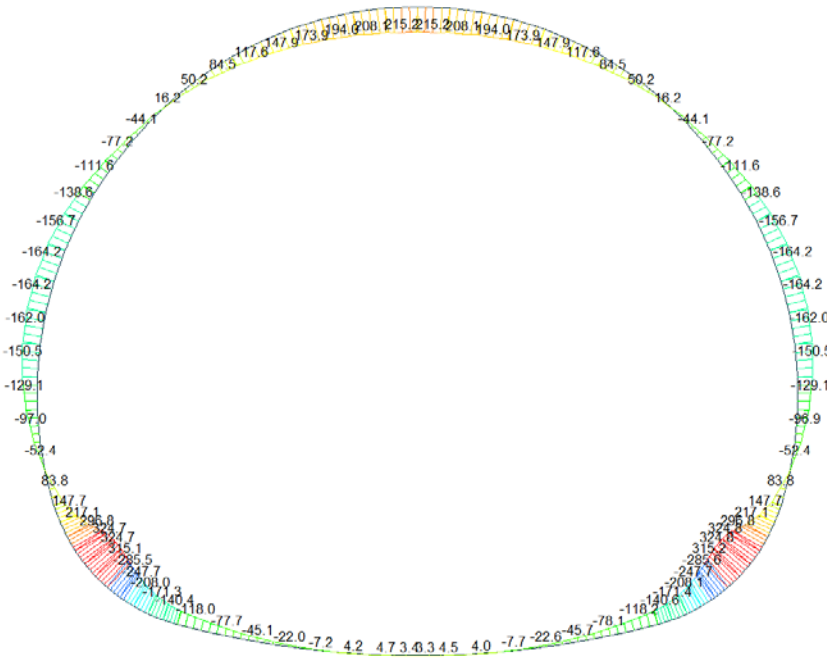
midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

AXIAL

Blue	-425.23
Light Blue	-506.26
Light Green	-577.29
Green	-648.33
Yellow-Green	-719.36
Yellow	-790.39
Orange	-861.43
Light Red	-932.46
Red	-1003.49
Dark Red	-1074.52
Black	-1145.56
Dark Blue	-1216.59

ST: NSLE - 6
MAX : 13
MIN : 73
FILE: FGE-MH_14
UNIT: KN
DATE: 05/09/2014
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

Beam Diagram_My / ST_NSLE - 6



midas Gen
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOMENT-Y

Red	324.76
Light Red	269.28
Orange	213.79
Yellow	158.30
Light Green	102.82
Green	47.33
Light Blue	0.00
Blue	-63.64
Dark Blue	-119.13
Black	-174.61
Dark Red	-230.10
Dark Blue	-285.58

ST: NSLE - 6
MAX : 20
MIN : 26
FILE: FGE-MH_14
UNIT: KN*M
DATE: 05/09/2014
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

A.5.4.19. Stress checking

STRESS CONTROL												
MEMBER	SECTION PROPERTIES		LOAD CB	$\sigma_{ct, MAX}$ [N/mm ²]	$\sigma_{ct, Adm}$ [N/mm ²]	CHECK	$\sigma_{c, MAX}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c, Adm}$ [N/mm ²]	CHECK	$\sigma_{s, MAX}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s, Adm}$ [N/mm ²]	CHECK
SECTION	Bc (m)	Hc (m)										
1	100 x 90		E - SLE - N	1.00	2.90	OK	-3.23	-18.00	OK	4.46	360.00	OK
2	1.00	0.90										
2	100 x 90		SLE - N6	0.82	2.90	OK	-2.85	-18.00	OK	3.61	360.00	OK
2	1.00	0.90										
3	100 x 90		SLE - N6	0.62	2.90	OK	-2.46	-18.00	OK	2.60	360.00	OK
2	1.00	0.90										
4	100 x 90		SLE - N6	0.43	2.90	OK	-2.11	-18.00	OK	1.64	360.00	OK
2	1.00	0.90										
5	100 x 90		SLE - N6	0.27	2.90	OK	-1.81	-18.00	OK	0.87	360.00	OK
2	1.00	0.90										
6	100 x 90		SLE - N6	0.18	2.90	OK	-1.57	-18.00	OK	0.45	360.00	OK
2	1.00	0.90										
7	100 x 90		SLE - N5	0.02	2.90	OK	-1.21	-18.00	OK	0.07	360.00	OK
2	1.00	0.90										
8	100 x 90		SLE - N5	0.00	2.90	OK	-0.93	-18.00	OK	-0.17	360.00	OK
2	1.00	0.90										
9	100 x 90		SLE - N5	0.00	2.90	OK	-0.73	-18.00	OK	-0.32	360.00	OK
2	1.00	0.90										
10	100 x 100		SLE - N5	0.00	2.90	OK	-0.53	-18.00	OK	-0.32	360.00	OK
2	1.00	1.00										
11	100 x 100		SLE - N5	0.00	2.90	OK	-0.48	-18.00	OK	-0.31	360.00	OK
2	1.00	1.00										
12	100 x 100		SLE - N5	0.00	2.90	OK	-0.46	-18.00	OK	-0.27	360.00	OK
2	1.00	1.00										
13	100 x 100		SLE - N5	0.00	2.90	OK	-0.46	-18.00	OK	-0.24	360.00	OK
2	1.00	1.00										
14	100 x 100		SLE - N5	0.00	2.90	OK	-0.46	-18.00	OK	-0.24	360.00	OK
2	1.00	1.00										
15	100 x 100		SLE - N5	0.00	2.90	OK	-0.46	-18.00	OK	-0.27	360.00	OK
2	1.00	1.00										
16	100 x 100		SLE - N5	0.00	2.90	OK	-0.48	-18.00	OK	-0.31	360.00	OK
2	1.00	1.00										
17	100 x 100		SLE - N5	0.00	2.90	OK	-0.54	-18.00	OK	-0.32	360.00	OK
2	1.00	1.00										
18	100 x 100		SLE - N5	0.00	2.90	OK	-0.65	-18.00	OK	-0.30	360.00	OK
2	1.00	1.00										
19	100 x 90		SLE - N5	0.00	2.90	OK	-0.94	-18.00	OK	-0.17	360.00	OK
2	1.00	0.90										
20	100 x 90		SLE - N5	0.02	2.90	OK	-1.21	-18.00	OK	0.07	360.00	OK
2	1.00	0.90										
21	100 x 90		SLE - N6	0.18	2.90	OK	-1.57	-18.00	OK	0.45	360.00	OK
2	1.00	0.90										
22	100 x 90		SLE - N6	0.28	2.90	OK	-1.81	-18.00	OK	0.87	360.00	OK
2	1.00	0.90										
23	100 x 90		SLE - N6	0.43	2.90	OK	-2.11	-18.00	OK	1.64	360.00	OK
2	1.00	0.90										
24	100 x 90		SLE - N6	0.62	2.90	OK	-2.46	-18.00	OK	2.60	360.00	OK
2	1.00	0.90										
25	100 x 90		SLE - N6	0.82	2.90	OK	-2.85	-18.00	OK	3.61	360.00	OK
2	1.00	0.90										
26	100 x 90		SLE - N6	1.00	2.90	OK	-3.23	-18.00	OK	4.46	360.00	OK
2	1.00	0.90										
27	100 x 74		SLE - N6	1.94	2.90	OK	-4.96	-18.00	OK	8.62	360.00	OK
2	1.00	0.74										
28	100 x 85		SLE - N6	1.40	2.90	OK	-4.00	-18.00	OK	6.32	360.00	OK
2	1.00	0.85										
29	100 x 95		SLE - N6	0.99	2.90	OK	-3.33	-18.00	OK	4.48	360.00	OK
2	1.00	0.95										
30	100 x 90		SLE - N6	0.93	2.90	OK	-3.46	-18.00	OK	3.99	360.00	OK
2	1.00	0.90										

STRESS CONTROL												
MEMBER	SECTION PROPERTIES		LOAD CB	$\sigma_{ct, MAX}$ [N/mm ²]	$\sigma_{ct, Adm}$ [N/mm ²]	CHECK	$\sigma_{c, MAX}$ [N/mm ²]	$\sigma_{c, Adm}$ [N/mm ²]	CHECK	$\sigma_{s, MAX}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s, Adm}$ [N/mm ²]	CHECK
SECTION	Bc (m)	Hc (m)										
31	100 x 85		SLE - N6	0.44	2.90	OK	-3.17	-18.00	OK	1.94	360.00	OK
3	1.00	0.85										
32	100 x 80		SLE - N6	0.31	2.90	OK	-2.86	-18.00	OK	1.49	360.00	OK
5	1.00	0.80										
33	100 x 75		SLE - N6	0.21	2.90	OK	-2.50	-18.00	OK	0.92	360.00	OK
6	1.00	0.75										
34	100 x 70		SLE - N5	0.21	2.90	OK	-2.73	-18.00	OK	0.89	360.00	OK
8	1.00	0.70										
35	100 x 70		SLE - N5	0.30	2.90	OK	-3.10	-18.00	OK	1.37	360.00	OK
8	1.00	0.70										
36	100 x 65		SLE - N5	0.43	2.90	OK	-3.71	-18.00	OK	1.96	360.00	OK
7	1.00	0.65										
37	100 x 65		SLE - N5	0.46	2.90	OK	-4.00	-18.00	OK	2.13	360.00	OK
7	1.00	0.65										
38	100 x 60		SLE - N6	0.69	2.90	OK	-4.71	-18.00	OK	2.57	360.00	OK
7	1.00	0.60										
39	100 x 60		SLE - N6	0.73	2.90	OK	-4.74	-18.00	OK	2.57	360.00	OK
6	1.00	0.60										
40	100 x 60		SLE - N6	0.73	2.90	OK	-4.74	-18.00	OK	2.52	360.00	OK
6	1.00	0.60										
41	100 x 60		SLE - N6	0.62	2.90	OK	-4.60	-18.00	OK	2.40	360.00	OK
4	1.00	0.60										
42	100 x 60		SLE - N6	0.49	2.90	OK	-4.28	-18.00	OK	2.23	360.00	OK
4	1.00	0.60										
43	100 x 60		SLE - N6	0.44	2.90	OK	-3.81	-18.00	OK	2.02	360.00	OK
1	1.00	0.60										
44	100 x 60		SLE - N5	0.39	2.90	OK	-3.22	-18.00	OK	1.79	360.00	OK
1	1.00	0.60										
45	100 x 60		SLE - N5	0.35	2.90	OK	-2.93	-18.00	OK	1.58	360.00	OK
1	1.00	0.60										
46	100 x 60		SLE - N5	0.47	2.90	OK	-2.80	-18.00	OK	2.21	360.00	OK
1	1.00	0.60										
47	100 x 60		SLE - N5	0.65	2.90	OK	-2.71	-18.00	OK	3.13	360.00	OK
1	1.00	0.60										
48	100 x 60		SLE - N5	0.82	2.90	OK	-3.26	-18.00	OK	3.99	360.00	OK
1	1.00	0.60										
49	100 x 60		SLE - N5	0.98	2.90	OK	-3.80	-18.00	OK	4.77	360.00	OK
1	1.00	0.60										
50	100 x 60		SLE - N5	1.11	2.90	OK	-4.29	-18.00	OK	5.43	360.00	OK
1	1.00	0.60										
51	100 x 60		SLE - N5	1.22	2.90	OK	-4.71	-18.00	OK	5.97	360.00	OK
1	1.00	0.60										
52	100 x 60		SLE - N5	1.44	2.90	OK	-5.03	-18.00	OK	6.37	360.00	OK
1	1.00	0.60										
53	100 x 60		SLE - N5	1.66	2.90	OK	-5.24	-18.00	OK	6.61	360.00	OK
1	1.00	0.60										
54	100 x 60		SLE - N5	1.74	2.90	OK	-5.32	-18.00	OK	6.69	360.00	OK
1	1.00	0.60										
55	100 x 60		SLE - N5	1.74	2.90	OK	-5.32	-18.00	OK	6.69	360.00	OK
1	1.00	0.60										
56	100 x 60		SLE - N5	1.66	2.90	OK	-5.24	-18.00	OK	6.61	360.00	OK
1	1.00	0.60										
57	100 x 60		SLE - N5	1.44	2.90	OK	-5.03	-18.00	OK	6.37	360.00	OK
1	1.00	0.60										
58	100 x 60		SLE - N5	1.22	2.90	OK	-4.71	-18.00	OK	5.97	360.00	OK
1	1.00	0.60										
59	100 x 60		SLE - N5	1.11	2.90	OK	-4.29	-18.00	OK	5.43	360.00	OK
1	1.00	0.60										
60	100 x 60		SLE - N5	0.98	2.90	OK	-3.80	-18.00	OK	4.77	360.00	OK
1	1.00	0.60										

STRESS CONTROL												
MEMBER	SECTION PROPERTIES		LOAD CB	$\sigma_{ct, MAX}$	$\sigma_{ct, Adm}$	CHECK	$\sigma_{c, MAX}$	$\sigma_{c, Adm}$	CHECK	$\sigma_{s, MAX}$	$\sigma_{s, Adm}$	CHECK
SECTION	Bc (m)	Hc (m)		[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	
61	100 x 60		SLE - N5	0.82	2.90	OK	-3.26	-18.00	OK	3.99	360.00	OK
1	1.00	0.60										
62	100 x 60		SLE - N5	0.65	2.90	OK	-2.71	-18.00	OK	3.13	360.00	OK
1	1.00	0.60										
63	100 x 60		SLE - N5	0.47	2.90	OK	-2.80	-18.00	OK	2.21	360.00	OK
1	1.00	0.60										
64	100 x 60		SLE - N5	0.35	2.90	OK	-2.93	-18.00	OK	1.58	360.00	OK
1	1.00	0.60										
65	100 x 60		SLE - N5	0.39	2.90	OK	-3.22	-18.00	OK	1.79	360.00	OK
1	1.00	0.60										
66	100 x 60		SLE - N6	0.44	2.90	OK	-3.81	-18.00	OK	2.02	360.00	OK
1	1.00	0.60										
67	100 x 60		SLE - N6	0.49	2.90	OK	-4.28	-18.00	OK	2.23	360.00	OK
1	1.00	0.60										
68	100 x 60		SLE - N6	0.62	2.90	OK	-4.60	-18.00	OK	2.40	360.00	OK
1	1.00	0.60										
69	100 x 60		SLE - N6	0.73	2.90	OK	-4.74	-18.00	OK	2.52	360.00	OK
1	1.00	0.60										
70	100 x 60		SLE - N6	0.73	2.90	OK	-4.74	-18.00	OK	2.57	360.00	OK
1	1.00	0.60										
71	100 x 60		SLE - N6	0.69	2.90	OK	-4.71	-18.00	OK	2.57	360.00	OK
1	1.00	0.60										
72	100 x 65		SLE - N5	0.46	2.90	OK	-4.00	-18.00	OK	2.13	360.00	OK
1	1.00	0.65										
73	100 x 65		SLE - N5	0.43	2.90	OK	-3.71	-18.00	OK	1.96	360.00	OK
1	1.00	0.65										
74	100 x 70		SLE - N5	0.30	2.90	OK	-3.10	-18.00	OK	1.37	360.00	OK
1	1.00	0.70										
75	100 x 70		SLE - N5	0.21	2.90	OK	-2.73	-18.00	OK	0.89	360.00	OK
1	1.00	0.70										
76	100 x 75		SLE - N6	0.21	2.90	OK	-2.50	-18.00	OK	0.92	360.00	OK
1	1.00	0.75										
77	100 x 80		SLE - N6	0.31	2.90	OK	-2.86	-18.00	OK	1.49	360.00	OK
1	1.00	0.80										
78	100 x 85		SLE - N6	0.44	2.90	OK	-3.17	-18.00	OK	1.94	360.00	OK
1	1.00	0.85										
79	100 x 90		SLE - N6	0.93	2.90	OK	-3.46	-18.00	OK	3.99	360.00	OK
1	1.00	0.90										
80	100 x 95		SLE - N6	0.99	2.90	OK	-3.33	-18.00	OK	4.47	360.00	OK
1	1.00	0.95										
81	100 x 85		SLE - N6	1.40	2.90	OK	-4.00	-18.00	OK	6.32	360.00	OK
1	1.00	0.85										
82	100 x 74		SLE - N6	1.94	2.90	OK	-4.96	-18.00	OK	8.62	360.00	OK
1	1.00	0.74										

ANHANG 6 – FEM ANALYSE DER STRINWAND

Im Anhang 6 sind die Nachweise der Stirnwand im GZT und GZG der Wendekaverne FdE-MM aufgeführt.

APPENDICE 6 - ANALISI FEM DELLA PARETE DI FONDO

L'appendice 6 contiene le verifiche sezionale allo SLU e SLE svolte sulla parete di fondo della FdE-MM.

1 BERECHNUNGSMODELL

Nachfolgend sind die Nachweise der Stirnwand im GZT und GZG der Wendekaverne (FdE-MM) aufgeführt.

Die Stirnwand hat eine Höhe von ca. 6.5 m, eine Breite von 8.5 m und eine Dicke von 0.5 m. Die Stirnwand wird als Scheibe modelliert, welche am unteren Rand eingespannt ist und über den verbleibenden Umfang gelenkig gelagert ist (siehe nachfolgende Abbildung).

1 MODELLO DI CALCOLO

Il presente allegato tratta il dimensionamento della parete di fondo prevista nella caverna di manovra (FdE-MM).

La parete di fondo ha un'altezza di circa 6.5 m, una larghezza di 8.5 m e uno spessore di 0.5 m. La parete è modellata come una piastra, la quale è incastrata alla base ed incernierata lungo il perimetro, come illustrato nella seguente figura.

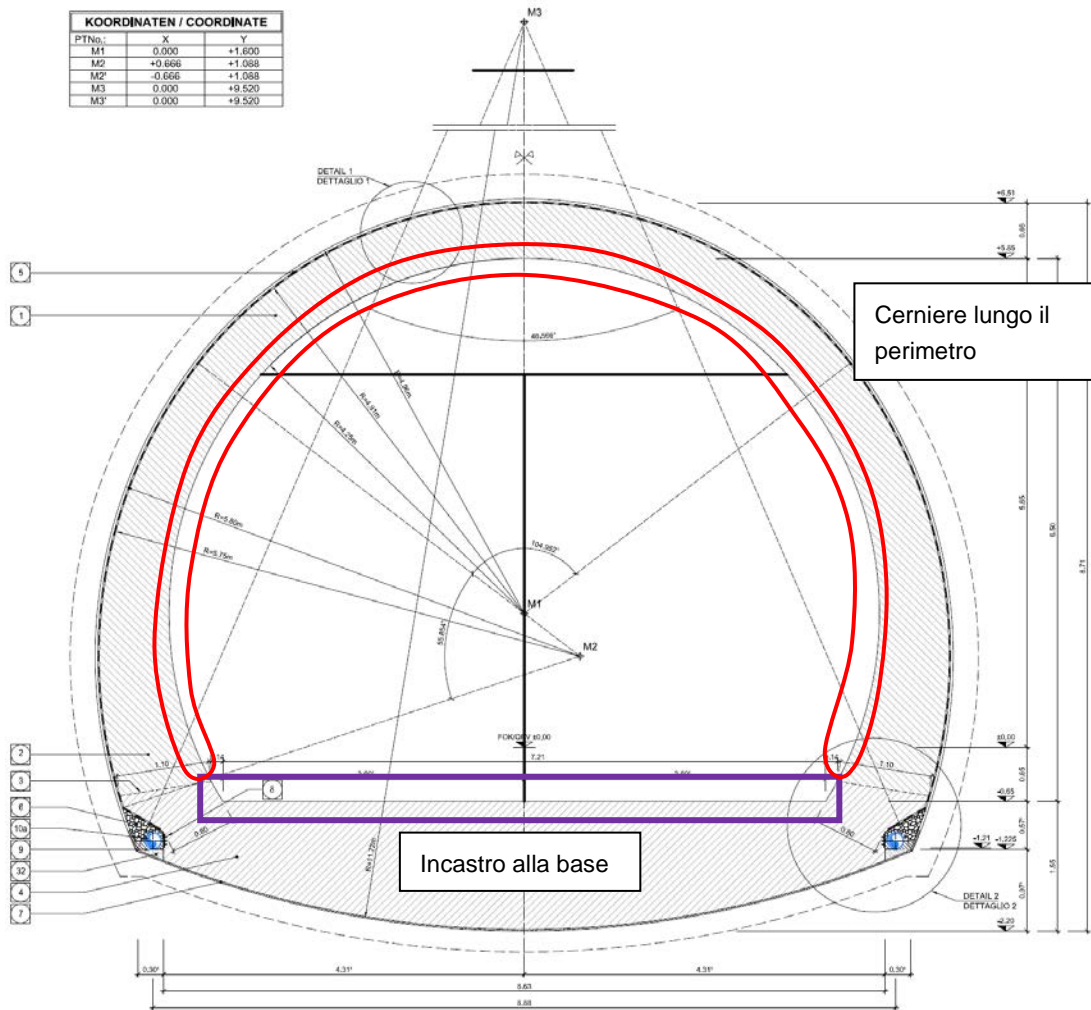


Abbildung 21: Darstellung der Stirnwand

Illustrazione 21: Rappresentazione della parete di fondo

2 ERGEBNISSE

2.0.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

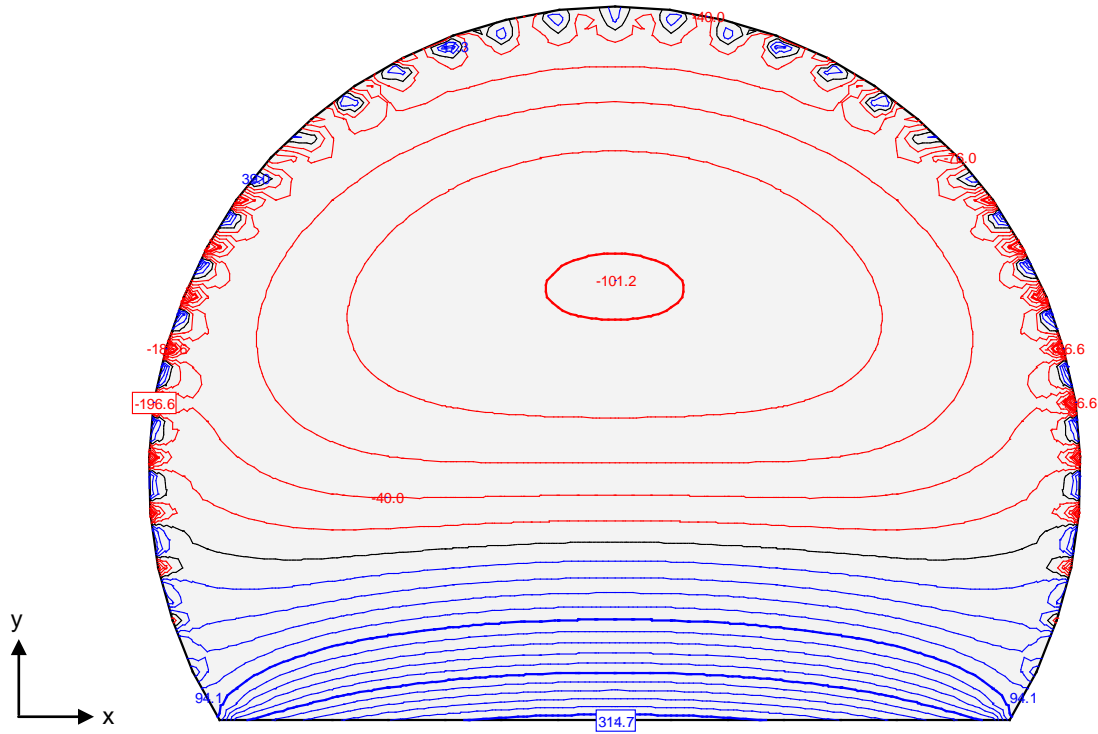


Abbildung 22: $M_{y_{GZT-MAXIMUM}}$

2 RISULTATI MODELLAZIONE

2.1.1 Sollecitazioni Stati Limite Ultimi (SLU)

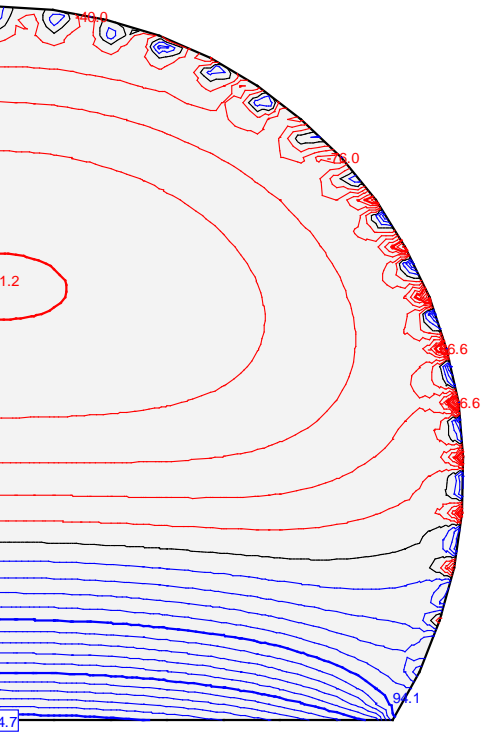


Illustrazione 22: $M_{y_{SLU-MASSIMO}}$

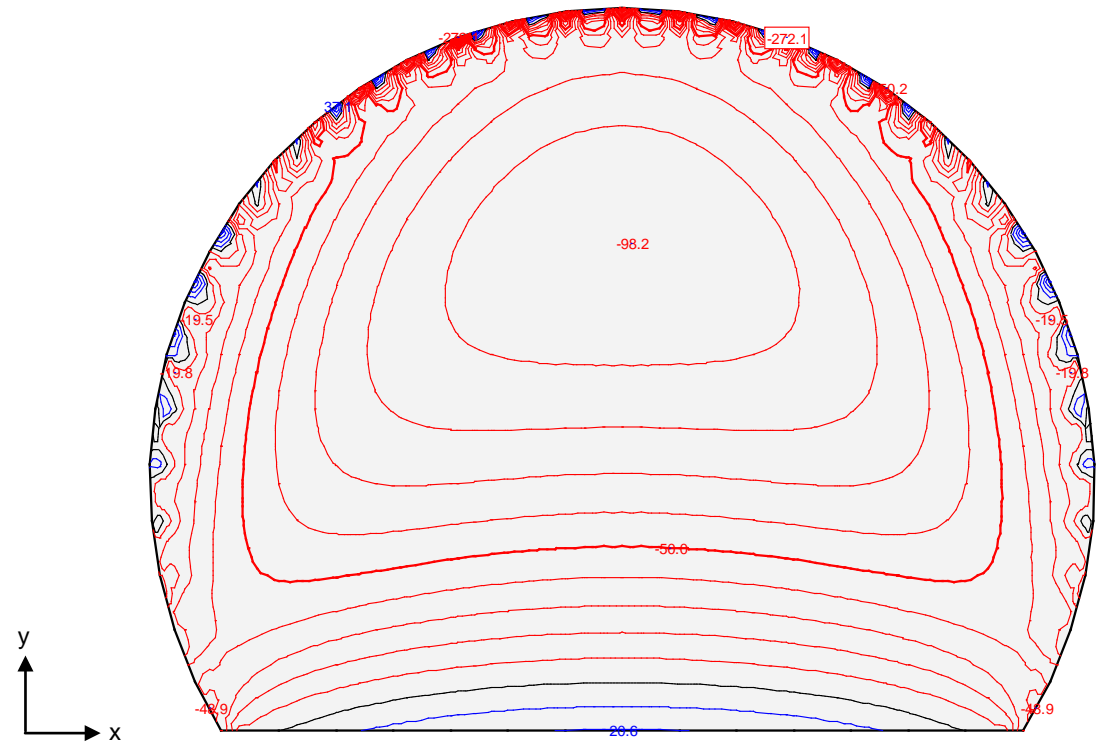


Abbildung 23: $M_{x_{GZT-Maximum}}$

Illustrazione 23: $M_{x_{SLU-MASSIMO}}$

3 NACHWEISVERFAHREN

3.1 PRÜFUNGEN DER TRAGGRENZZUSTÄNDE

3.1.1 Prüfung auf Biegung

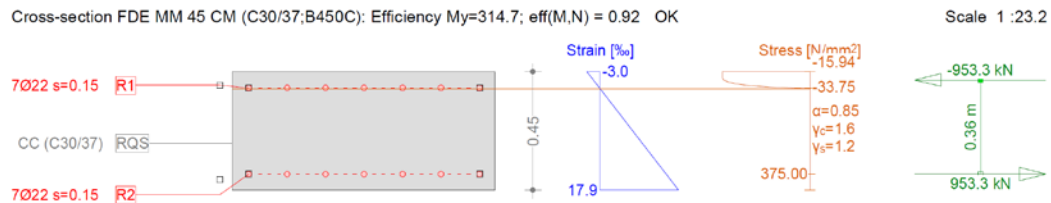
Berücksichtigt man 5cm Toleranz und einen Querschnitt 100x45 cm anstatt des Querschnitts 100x50 cm symmetrisch bewehrt mit Vertikaleisen $\phi 22/15$ und Horizontaleisen $\phi 16/15$, und Betondeckung 5 cm.

3 VERIFICHE

3.1 VERIFICHE STATI LIMITE ULTIMI

3.1.1 Verifica a flessione

Tenuti conto dei 5cm di tolleranza si verifica una sezione 100x45cm invece della sezione 100x50cm armata simmetricamente con ferri verticali $\phi 22/15$ e ferri orizzontali $\phi 16/15$, copriferro netto 5cm.



Ultimate strength analysis Cross section (column): FDE MM 45 CM

Action forces / Efficiency factors: $eff(M,N) = 0.92$ OK

No.	AP	P	Bending and axial force				eff(M,N)	Shear forces and torsion			eff(V,T)	Complete CS eff(M,N,V,T)
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]			V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]		
1	!ULS		0	314.7	-	0.92						

- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Analysis-Parameters "IULS"

ID	σ - ϵ -Diagram		Strain Limits			σ_s [N/mm ²]	Partial factors		Various parameters	
	c	s	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{sd} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	α [-]	ϕ [-]
!ULS	4/0	1	-2.0	-3.0	20.0		1.60	1.20	45.00	0

σ - ϵ

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
RQS	C30/37	0.50	0.45	-3.0	-15.94	1.88
RQS	C30/37	-0.50	0	17.9	0	1.88
R1	B450C	-0.44	0.39	-0.2	-33.75	1.20
R2	B450C	-0.44	0.06	15.1	375.00	1.20

Stresses and strain during the last iterations step = Ultimate state

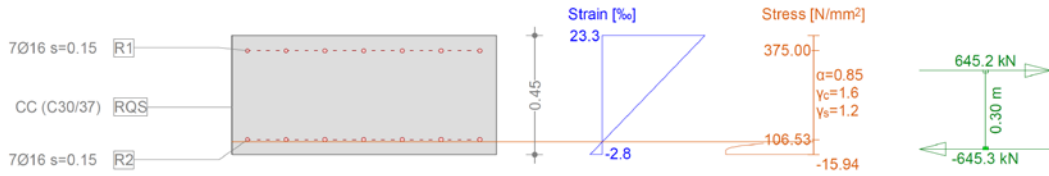
N [kN]	Internal forces		Strain and Curvature			Stiffness Values		
	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
-0.1	341.4	-0.9	7.5	46.5	0	6.70	7344.96	* 88366.27

Tabelle 14: Nachweis GZT - My

Tabella 14:Verifiche SLU – Flessione My

Cross-section FDE MM 45 CM (C30/37;B450C): Efficiency My=-98.2; eff(M,N) = 0.51 OK

Scale 1 :23.2



Ultimate strength analysis Cross section (column): FDE MM 45 CM

Action forces / Efficiency factors: eff(M,N) = 0.51 OK

No.	AP	P	Bending and axial force			eff(M,N) [-]	Shear forces and torsion			Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]		V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!ULS		0	-98.2	-	0.51				

- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Analysis-Parameters "IULS"

ID	σ-ε-Diagram		Strain Limits			σ _s [N/mm ²]	Partial factors		Various parameters	
	c	s	ε _{c1d} [‰]	ε _{c2d} [‰]	ε _{ud} [‰]		γ _c [-]	γ _s [-]	α [-]	φ [-]
!ULS	4/0	1	-2.0	-3.0	20.0		1.60	1.20	45.00	0

σ-ε

Extreme stresses and strain

Name	Class	y _q [m]	z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
RQS	C30/37	-0.50	0	-2.8	-15.94	1.88
RQS	C30/37	0.50	0.45	23.3	0	1.88
R2	B450C	-0.44	0.06	0.5	106.53	1.20
R1	B450C	-0.44	0.39	20.0	375.00	1.20

Stresses and strain during the last iterations step = Ultimate state

N [kN]	Internal forces		Strain and Curvature			Stiffness Values		
	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [km ⁻¹]	χ _z [km ⁻¹]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm ²]	M _z /χ _z [kNm ²]
-0.0	-192.2	1.9	10.3	-58.0	0	3.74	3314.30	* 66697.87

Tabelle 15: Nachweis GZT - Mx

Tabella 15: Verifiche SLU – Flessione Mx

3.1.2 Prüfung auf Querkraft

Für den Schubnachweis wird die Stirnwand als einseitig eingespannter Träger, welcher am oberen Ende gelenkig gelagert ist angenommen. Die Spannweite beträgt 6m (6.5m – d/2). Die auf das Element übertragene Einwirkungen entsprechen 80 kN/m pro Laufmeter.

Die an der Einspannung (VA) und am Auflager (VB) vorhandenen Einwirkungen für den GZT sind folgende:

3.1.2 Verifica a taglio

Per la verifica al taglio si è ipotizzata la parete come una trave incastrata alla base e appoggiata all'altra estremità. La luce considerata è di 6m (6.5m – d/2). Il carico trasferito da tale elemento corrisponde a 80 kN/m al metro lineare.

Le sollecitazioni agenti all'incastro (VA) e all'appoggio (VB) per gli stati limite ultimi sono le seguenti:

$$\begin{cases} V_{A-incastro} = \frac{5}{8} \cdot q \cdot \gamma_G \cdot l = \frac{5}{8} \cdot 80 \cdot 1.35 \cdot 6 = 405kN \\ V_{B-appoggio} = \frac{3}{8} \cdot q \cdot \gamma_G \cdot l = \frac{3}{8} \cdot 80 \cdot 1.35 \cdot 6 = 243kN \end{cases}$$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2008 Art. 4.1.2.1.3.1Verifica sezione senza armatura a taglio

f_{ck}	=	30.00	MPa	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica
k	=	1.717		Coefficiente
h	=	450	mm	Altezza geometrica della sezione
d	=	389	mm	Altezza statica della sezione
A_s	=	2'534	mm ²	Area di armatura longitudinale
ρ_1	=	0.00651		Percentuale di armatura
N_{Ed}	=	1'000	kN	Azione assiale di progetto
A_c	=	389'000	mm ²	Area della sezione di calcestruzzo
α_{cc}	=	0.85		Coefficiente per carichi di lunga durata
σ_{op}	=	2.57	MPa	Sforzo di compressione agente
b_w	=	1'000	mm	Larghezza sezione collaborante
V_{Rd1}	=	352.40	kN	
$V_{Rd2}(v_{min})$	=	317.78	kN	
V_{Rd}	=	352.40	kN	
V_{Ed}	=	405.00	kN	
				$V_{Rd} > V_{Ed}$ NO!

Verifica sezione con armatura a taglio

Verifica a taglio-trazione

V_{Rsd}	=	410.79	kN	V_{Ed}	=	405.00	kN	$V_{Rsd} > V_{Ed}$	OK
f_{yd}	=	375.00	MPa						
d	=	389	mm						
α	=	90	°					Inclinazione staffe rispetto all'asse dell'elemento	
s	=	150	mm						
A_{sw}	=	469	mm ²						
ϕ	=	12	mm					Diametro staffe	
n° bracci	=	4							

Verifica a taglio-compressione

V_{Rcd}	=	1'487.93	kN	V_{Ed}	=	405.00	kN	$V_{Rcd} > V_{Ed}$	OK
b_w	=	1'000	mm						
d	=	389	mm						
σ_{op}	=	2.57	MPa						
f_{cd}	=	20.00	MPa						
f'_{cd}	=	10.00	MPa						
α_c	=	0.85							
α	=	90	°					Inclinazione staffe rispetto all'asse dell'elemento	
θ	=	45	°					Inclinazione bielle calcestruzzo rispetto all'asse della sezione	

Tabelle 16: Nachweis GZT - Querkraft

Tabella 16: Verifiche SLU - Taglio

3.2 NACHWEIS GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

3.2 VERIFICHE STATI LIMITE D'ESERCIZIO

3.2.1 Einwirkungen

3.2.1 Sollecitazioni agenti

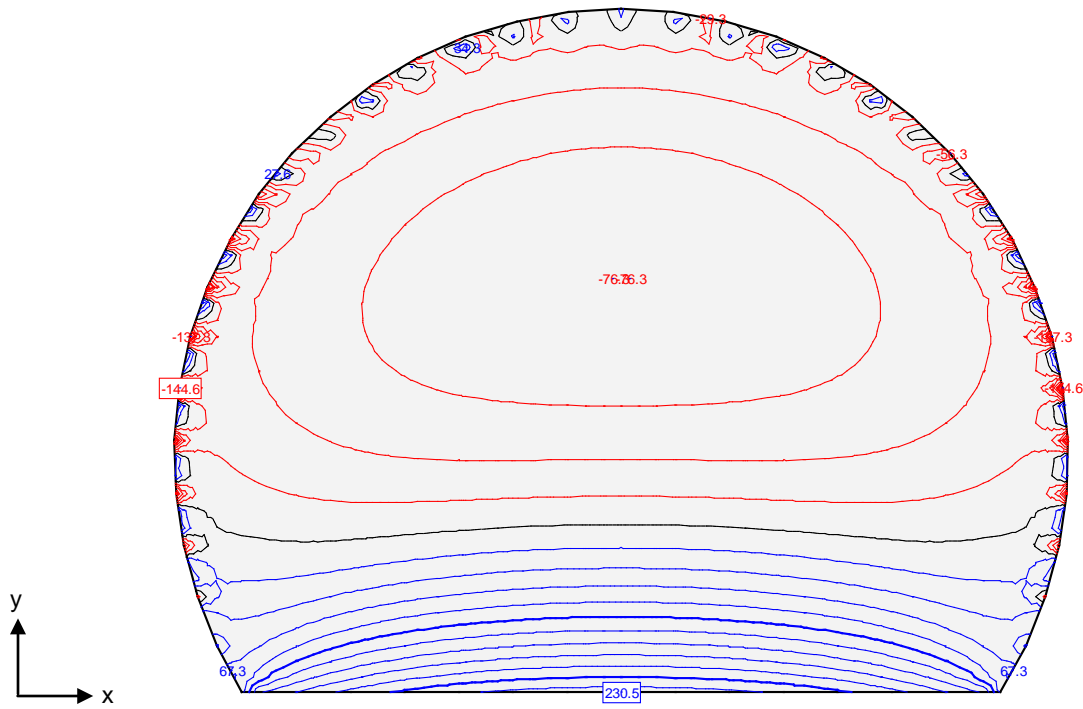


Abbildung 24: $M_{y,GZG-MAXIMUM}$

Illustrazione 24: $M_{y,SLE-MASSIMO}$

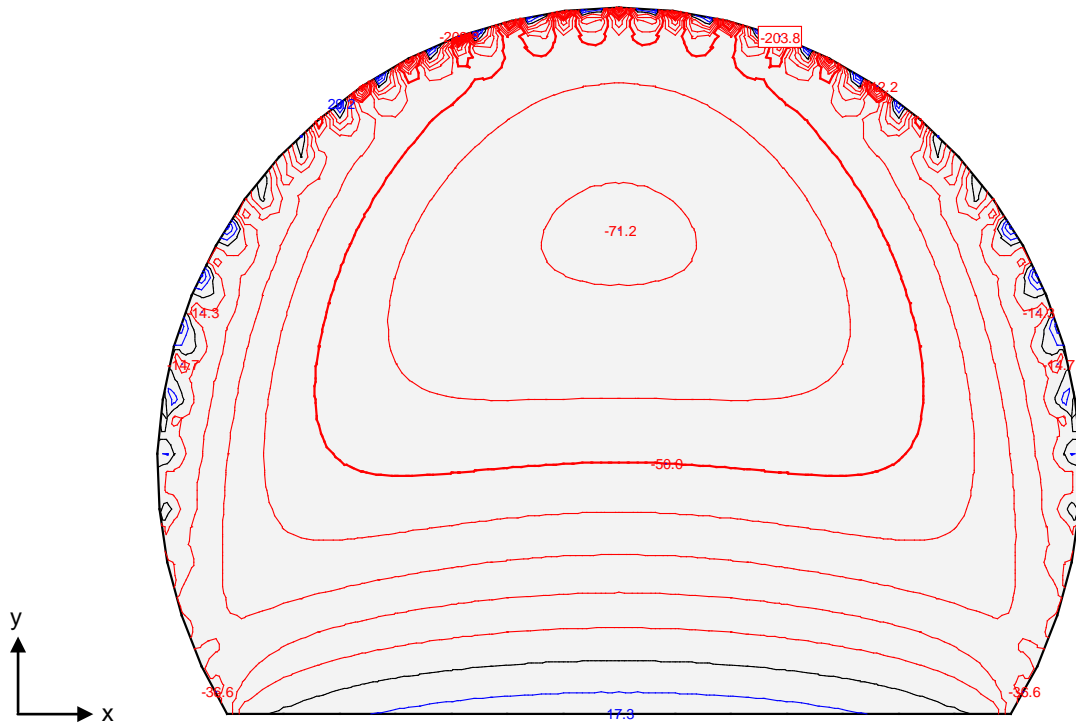


Abbildung 25: $M_{x,GZG-MAXIMUM}$

Illustrazione 25: $M_{x,SLE-MASSIMO}$

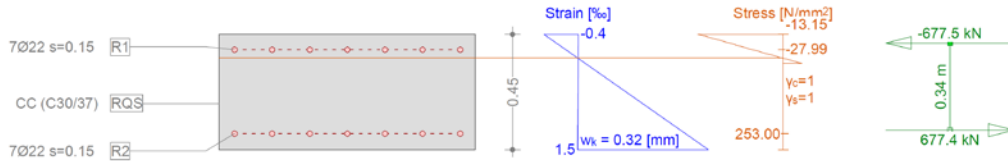
3.2.2 Nachweis der Spannungen und Rissbildung

3.2.2

Verifica delle tensioni e fessurazione

Cross-section FDE MM 45 CM (C30/37;B450C): Stress analysis with given forces $M_y=230.5$;

Scale 1 :23.1



Stress analysis Cross section (column): FDE MM 45 CM

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force			Shear forces and torsion			Remarks
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	
1	!SLS		0	230.5	0				

Analysis-Parameters "SLS"

ID	σ-ε-Diagram			Strain Limits			σ _s [N/mm²]	Partial factors			Various parameters	
	c	s		ε _{c1d} [‰]	ε _{c2d} [‰]	ε _{ud} [‰]		γ _c [-]	γ _s [-]	α [-]	φ [-]	
!SLS	1/1	1					200.00	1.00	1.00		45.00	0

Extreme stresses and strain

Name	Class	y _q [m]	z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm²]	γ [-]
RQS	C30/37	0.50	0.45	-0.4	-13.15	1.00
RQS	C30/37	-0.50	0.00	1.5	0	1.00
R1	B450C	0.44	0.39	-0.1	-27.99	1.00
R2	B450C	-0.44	0.06	1.2	253.00	1.00

Stresses in homogeneous cross section (linear material properties)

Name	Weight	y _q [m]	z _q [m]	σ _{elast} [N/mm²]
RQS	1.00	0.50	0.45	-6.83
RQS	1.00	-0.50	0.00	6.83

Stresses and strain during the last iterations step

Internal forces			Strain and Curvature			Stiffness Values		
N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	ε _x [‰]	χ _y [1/km]	χ _z [1/km]	N/ε _x [kN]	M _y /χ _y [kNm²]	M _z /χ _z [kNm²]
-0.0	230.5	-0.0	0.5	4.2	0.0	60.61	55218.75	36.71

Crackverification

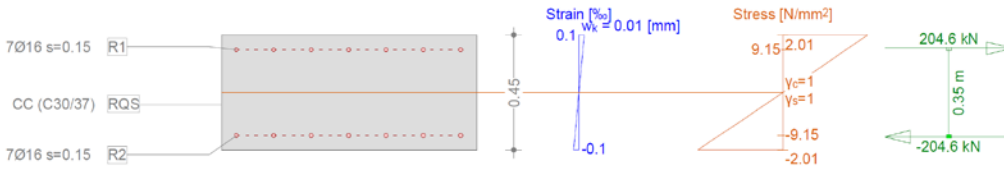
Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	450.4 mm	Compression zone (cracked) x _c	93.7 mm
d	374.5 mm	h-d	75.9 mm
Cover c	50.3 mm	h _{c,eff}	118.9 mm
A _{c,eff} Tension surface	118686 mm²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E _c	33600.0 N/mm²	Duration of load k _t	0.40
α ₀ (E _s /E _c)	6.10	Bond properties k ₁	0.800
Creep coefficient φ	0	Distribution of strain k ₂	0.500
f _{ctm}	2.9 N/mm²	k ₃	3.400
f _{ct,eff}	2.9 N/mm²	k ₄	0.425
Reinforcement		Results	
E _s	205000.0 N/mm²	Moment	230.5 kNm
A _s (in tension surface)	2542 mm²	Stress in reinforcement σ _s	253.0 N/mm²
Diameter Ø _{eq}	21.5 mm	ε _{sm} -ε _{cm} (7.9)	0.94 o/oo
ρ _{eff}	2.142 o/o	Crack spacing s _{r,max} (7.11)	0.34 m
		Crack width w _k (7.8)	0.32 mm

Tabelle17: Nachweis GZG – Biegung My

Tabella17:Verifiche SLE – Flessione My

Cross-section FDE MM 45 CM (C30/37;B450C): Stress analysis with given forces $M_y=-71.2$;

Scale 1 :23.2



Stress analysis Cross section (column): FDE MM 45 CM

Action forces

No.	AP	P	Bending and axial force			Shear forces and torsion			Remarks
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!SLS		0	-71.2	0				

Analysis-Parameters "SLS"

ID	σ-ε-Diagram		Strain Limits			σ_s [N/mm²]	Partial factors			Various parameters	
	c	s	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{sd} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	α [-]	ϕ [-]	
!SLS	1/1	1				200.00	1.00	1.00		45.00	0

Extreme stresses and strain

Name	Class	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
RQS	C30/37	-0.50	-0.00	-0.1	-2.01	1.00
RQS	C30/37	0.50	0.45	0.1	2.01	1.00
R2	B450C	-0.44	0.06	-0.0	-9.15	1.00
R1	B450C	0.29	0.39	0.0	9.15	1.00

Stresses in homogeneous cross section (linear material properties)

Name	Weight	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elast} [N/mm²]
RQS	1.00	-0.50	-0.00	-2.11
RQS	1.00	0.50	0.45	2.11

Stresses and strain during the last iterations step

Internal forces			Strain and Curvature			Stiffness Values		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.0	-71.2	0.0	-0.0	-0.3	-0.0	1.656E+7	2.681E+5	2.079E+6

Crackverification

Text	Value	Text	Value
Basic principles	EN 1992-1-1 7.3		
Cross section			
h	450.0 mm	Compression zone (cracked) x_c	225.0 mm
d	399.0 mm	h-d	51.0 mm
Cover c	43.2 mm	$h_{c,eff}$	75.0 mm
$A_{c,eff}$ Tension surface	75000 mm²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Concrete		Additional parameters	
E_c	33600.0 N/mm²	Duration of load k_t	0.40
α_e (E_s/E_c)	6.10	Bond properties k_l	0.800
Creep coefficient ϕ	0	Distribution of strain k_2	0.500
f_{ctn}	2.9 N/mm²	k_3	3.400
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm²	k_4	0.425
Reinforcement		Results	
E_s	205000.0 N/mm²	Moment	-71.2 kNm
A_s (in tension surface)	1340 mm²	Stress in reinforcement σ_s	9.1 N/mm²
Diameter ϕ_{eq}	15.6 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ (7.9)	0.03 o/oo
ρ_{efr}	1.787 o/o	Crack spacing $s_{r,max}$ (7.11)	0.30 m
		Crack width w_k (7.8)	0.01 mm

Tabelle 18: Nachweis GZG – Biegung M_x

Tabella 18: Verifiche SLE – Flessione M_x